



HAL
open science

Monitoring de propriétés électriques du béton par capteurs noyés en vue de la modélisation des phénomènes de transport hydrique et ionique au cours de cycles de marnage

Marie-Ange Eid

► To cite this version:

Marie-Ange Eid. Monitoring de propriétés électriques du béton par capteurs noyés en vue de la modélisation des phénomènes de transport hydrique et ionique au cours de cycles de marnage. Génie civil. Nantes Université, 2024. Français. NNT : 2024NANU4039 . tel-04927147

HAL Id: tel-04927147

<https://theses.hal.science/tel-04927147v1>

Submitted on 3 Feb 2025

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

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

THESE DE DOCTORAT

NANTES UNIVERSITE

ECOLE DOCTORALE N° 602

Sciences de l'Ingénierie et des Systèmes

Spécialité : « Génie Civil »

Par

Marie-Ange EID

Monitoring de propriétés électriques du béton par capteurs noyés en vue de la modélisation des phénomènes de transport hydrique et ionique au cours de cycles de marnage

Thèse présentée et soutenue à l'Université Gustave Eiffel, Campus de Nantes, le 07 novembre 2024

Unités de recherche : Université Gustave Eiffel, MAST-LAMES, Campus de Nantes, Bouguenais

Nantes Université, Ecole Central Nantes, CNRS GeM, UMR 6183, Saint Nazaire

Rapporteurs avant soutenance :

Matthieu Briffaut Professeur, Ecole Centrale de Lille
Cyrille Fauchard Directeur de Recherche – HDR, Cerema

Composition du Jury :

Président :	Jean-François Lataste	Professeur, Université de Bordeaux
Examineurs :	Jean-François Lataste Fabrice Deby Béatrice Yven	Professeur, Université de Bordeaux Maitre de Conférences – HDR, Université Paul Sabatier - Toulouse Docteur, ANDRA
Directrice de thèse :	Géraldine Villain	Ingénieur Divisionnaire des TPE – HDR, Univ Gustave Eiffel, Nantes
Co-directrice de thèse :	Stéphanie Bonnet	Professeur, Nantes Université
Encadrant de thèse :	Sérgio Palma-Lopes	Ingénieur Divisionnaire des TPE, Univ Gustave Eiffel, Nantes

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer ma plus profonde gratitude à ma directrice de thèse Géraldine Villain, ma co-directrice Stéphanie Bonnet et mon encadrant Sérgio Palma Lopes, pour leur encadrement exceptionnel tout au long de ces trois ans de thèse. Leur expertise, leur bienveillance et leur rigueur scientifique ont été une source d'inspiration et m'ont permis de progresser avec confiance. Je ne saurais exprimer suffisamment ma reconnaissance pour vos conseils avisés, qui m'ont permis de grandir tant sur le plan scientifique que personnel.

J'adresse mes sincères remerciements à M. Matthieu Briffaut et M. Cyrille Fauchard, pour m'avoir fait l'honneur d'être les rapporteurs de ma thèse. Je remercie également les membres de mon jury, M. Jean-François Lataste et M. Fabrice Deby, qui ont fait partie de mon comité de suivi individuel durant ces trois années. Leur suivi attentif et leurs conseils éclairés m'ont aidé à alimenter ma réflexion et faire avancer mon analyse. Enfin, je remercie également Mme. Béatrice Yven pour avoir accepté de faire partie de mon jury et pour le temps qu'elle a bien voulu m'accorder.

Je tiens également à remercier l'ANR pour le financement de ma thèse, ainsi que toute l'équipe et les partenaires du projet DEMCOM pour leurs échanges enrichissants et leur collaboration tout au long de ces trois ans.

Je remercie tout le personnel des laboratoires LAMES et GeM, pour leur accueil chaleureux durant ces 3 ans de thèse. Un grand merci au personnel technique des deux laboratoires, en particulier Jean-Luc Geffard, Alexis Cothenet, Denis Fournol et Laurence Guiheneuf, pour leur contribution au travail expérimental.

Un grand merci à Pia, Takla, Jenny et Julien qui, malgré la distance qui nous sépare, ont su me soutenir et m'encourager bien plus qu'ils ne l'imaginent. Je vous en suis profondément reconnaissante. Je tiens à remercier en particulier ma cousine Sarah. Ton soutien inconditionnel et tes encouragements constants ont été d'une aide précieuse dans les moments difficiles. Merci à Bernard, le grand frère que je n'ai jamais eu. Ta présence et ton sens de l'humour ont rendu les moments difficiles beaucoup plus légers. Marie, Eva, Michel et Gaby, vous avez été présents non seulement durant ces trois ans de thèse, mais à chaque étape de mon parcours. Sans votre encouragement et votre dévouement, je ne serais pas là aujourd'hui.

Je ne peux clôturer ces quelques mots sans mentionner le grand support de mes parents, Najib et Georgette. Votre amour inconditionnel et vos sacrifices inestimables m'ont permis de devenir la personne que je suis aujourd'hui. Merci du fond du cœur pour chaque sourire, chaque mot d'encouragement et pour être mes plus fervents soutiens. Je vous dois une gratitude

éternelle. Finalement, à ma chère sœur Joelle, à travers les hauts et les bas, tu as été ma compagne, ma confidente et surtout mon amie la plus précieuse. Tu as été ma source de force quand je me sentais faible, ma voix de raison quand le chaos régnait et mon épaule compatissante qui a essuyé mes larmes. Peu importe où la vie nous mène, sache que tu as une place éternelle dans mon cœur. Ma gratitude pour ta présence dans ma vie va bien au-delà des mots. Avec tout mon amour...

Table des matières

Chapitre 1 : Introduction générale.....	19
Chapitre 2 : Auscultation et suivi de l'état du béton par méthodes électriques	25
2.1. Définition générale de la résistivité électrique.....	25
2.2. Techniques de mesure de la résistivité électrique.....	28
2.2.1. Cellule de caractérisation en laboratoire	28
2.2.2. Tomographie de résistivité électrique (TRE)	29
2.2.3. Technique de mesure par capteurs noyés	30
2.3. Facteurs influençant la résistivité électrique du béton.....	33
2.3.1. Effet des ajouts minéraux sur la résistivité électrique	33
2.3.2. Sensibilité de la résistivité électrique à l'état hydrique	35
2.3.3. Sensibilité de la résistivité électrique à l'état ionique	38
2.3.4. Effet de la variation de température sur la résistivité électrique	40
2.4. Phénomène de Polarisation Provoquée (PP).....	43
2.5. Conclusion	45
Chapitre 3 : Modèles de transport et effet du laitier sur les propriétés de transfert	47
3.1. Incorporation du laitier de haut fourneau	47
3.1.1. Effet du laitier sur la porosité et le diamètre critique des pores	48
3.1.2. Effet du laitier sur la perméabilité à l'eau liquide	49
3.1.3. Effet du laitier sur les isothermes de sorption de la vapeur d'eau.....	53
3.1.4. Effet du laitier sur le coefficient de diffusion des chlorures	55
3.1.5. Effet du laitier sur les isothermes de fixation des chlorures.....	59
3.1.6. Effet du laitier sur les caractéristiques de la solution porale.....	62
3.1.7. Conclusion.....	64
3.2. Modèles de transport hydrique et ionique en milieu marin	65
3.2.1. Hypothèses et équations de conservation de la masse.....	66
3.2.2. Relations constitutives du modèle	67
3.2.3. Modèle détaillé	72
3.2.4. Modèle simplifié.....	73
3.2.5. Conclusion.....	75
Chapitre 4 : Programme expérimental et caractérisation des bétons.....	77
4.1. Caractérisation des bétons étudiés	77
4.1.1. Formulation	77
4.1.2. Répartition et caractéristiques des corps d'épreuves.....	79
4.1.3. Caractérisation des bétons	81
4.1.4. Récapitulatif sur les caractéristiques des bétons étudiés	86
4.2. Instrumentation par capteur noyé et principe de mesure	87
4.3. Campagne de calibration	89

4.3.1.	Protocole expérimental.....	90
4.3.2.	Courbes de calibration en fonction du degré de saturation	92
4.3.3.	Courbes de calibration en fonction de la concentration en chlorures.....	95
4.3.4.	Surfaces de calibration	104
4.4.	Suivi de la phase d'hydratation par capteurs noyés	107
4.4.1.	Evolution de la résistivité électrique pendant la phase d'hydratation	107
4.4.2.	Phénomène de Polarisation Provoquée Temporelle (PPT)	111
Chapitre 5 : Des profils hydriques à la perméabilité		115
5.1.	Protocole expérimental	115
5.1.1.	Monitoring du séchage par capteurs noyés	115
5.1.2.	Monitoring du séchage par perte de masse.....	116
5.1.3.	Monitoring de l'imbibition par capteurs noyés	121
5.2.	Estimation de la perméabilité intrinsèque du béton C100-0.....	123
5.2.1.	Monitoring of drying and imbibition of concrete using embedded resistivity sensors for the estimation of permeability (Annexe B).....	124
5.2.2.	Conclusion sur les principaux résultats du béton C100-0	125
5.3.	Estimation de la perméabilité intrinsèque des bétons au laitier	126
5.3.1.	Résultats expérimentaux et discussion	126
5.3.2.	Estimation de la perméabilité intrinsèque	136
5.4.	Récapitulatif des principaux résultats de simulation	146
5.5.	Conclusion	148
Chapitre 6 : Suivi de la pénétration des chlorures.....		151
6.1.	Diffusion des chlorures en conditions saturées.....	151
6.1.1.	Répartition des corps d'épreuve et pré-conditionnement.....	151
6.1.2.	Suivi de la résistivité apparente pendant la diffusion.....	155
6.1.3.	Profils en chlorures obtenus par ED.....	164
6.1.4.	Isothermes de fixation	165
6.1.5.	Synthèse sur la campagne de diffusion	167
6.2.	Imbibition d'eau salée en conditions non saturées	168
6.2.1.	Protocole expérimental et pré-conditionnement des éprouvettes.....	168
6.2.2.	Mesures de résistivité apparente obtenues par capteurs noyés.....	172
6.2.3.	Profils en chlorures obtenus lors de la campagne Imb. 2	182
6.2.4.	Modélisation de la campagne d'imbibition d'eau salée	185
6.2.5.	Synthèse sur la campagne d'imbibition d'eau salée.....	189
6.3.	Pénétration des chlorures dans les bétons exposés aux cycles de marnage.....	191
6.3.1.	Protocole expérimental.....	191
6.3.2.	Résultats expérimentaux.....	200
6.3.3.	Synthèse sur la campagne de marnage	216
Chapitre 7 : Conclusion générale et perspectives.....		219

Références bibliographiques 229

Liste des figures

Fig. 2.1. Exemple d'une configuration géométrique du dispositif quadripôle [Telford et al., 1990].....	26
Fig. 2.2. Cellule de résistivité électrique développée par [Du Plooy et al., 2013].....	29
Fig. 2.3. Peigne « multi-électrodes » développé par [Du Plooy et al., 2013].....	30
Fig. 2.4. Dispositif « échelle » développé par [Badr et al., 2019] : (a) plan et photo du dispositif, (b) configurations de mesure : « Transmission » (à gauche) et « Wenner » (à droite).....	31
Fig. 2.5. Dispositif « anneau » développé par [Badr et al., 2019] : (a) plan et photo du dispositif, (b) exemples de configurations de mesure.....	32
Fig. 2.6. Augmentation de la résistivité électrique pendant le séchage de bétons formulés avec différents types de ciment, pour un rapport E/L égal à 0.5 [Medeiros-Junior et Lima, 2016]..	34
Fig. 2.7. Profils de résistivité électrique obtenus par capteurs noyés en fonction de l'épaisseur des éprouvettes et du temps de séchage pour les bétons B1 et B2 [Ibro, 2020].....	35
Fig. 2.8. Corrélation entre la résistivité électrique et le degré de saturation pour des dalles non carbonatées [Bonnet et Balayssac, 2018].....	37
Fig. 2.9. Profils de variation relative de la résistivité apparente mesurée par capteur noyé à différentes échéances du séchage d'éprouvettes de béton à : (a) 20°C, (b) 45°C [Badr et al., 2019].....	38
Fig. 2.10. Relation entre la résistivité électrique et la teneur en eau pour différentes concentrations en chlorures [Saleem et al., 1996].....	39
Fig. 2.11. Résultats expérimentaux obtenus par [Fares et al., 2018] lors d'un essai de diffusion de chlorures : (a) évolution des résistivités apparentes obtenues à différentes profondeurs d'investigation au cours du temps, (b) comparaison entre les profils en chlorures obtenus par ED et END.....	40
Fig. 2.12. Evolution de la conductivité en fonction de l'inverse de la température, avec les valeurs de l'énergie d'activation obtenues aux différents degrés de saturation étudiés : (a) béton ordinaire, (b) béton formulé avec du laitier [Chrisp et al., 2001].....	42
Fig. 2.13. Variation de la résistivité électrique en fonction de la température à différents degrés de saturation [Badr et al., 2022] : (a) mesures en configuration « Transmission », (b) mesures en configuration « Wenner ».....	43
Fig. 2.14. Principe d'acquisition d'une mesure en PPT [Blondel, 2014].....	44

Fig. 3.1. Distribution de la taille de pores obtenue après 6 ans de cure pour les bétons C1 et C3 [El Achrafi et al., 2023] et comparaison avec les résultats obtenus par [Fabien et al., 2021] après 90 jours de cure.....	49
Fig. 3.2. Comparaison entre les pertes de masse numériques obtenues à partir des trois approches et celles obtenues expérimentalement durant le séchage des bétons B1 et B2 [Ibro et al., 2021].....	50
Fig. 3.3. Isothermes d'adsorption obtenus pour les bétons OPCC30, OPCC60 et BFS60 [Ben Fraj et al., 2012].....	53
Fig. 3.4. Isothermes d'adsorption obtenus pour des échantillons contaminés avec différentes concentrations en NaCl : (a) béton OPCC60, (b) béton BFS60 [Ben Fraj et al., 2012].....	54
Fig. 3.5. Isothermes de désorption obtenus par [Olsson et al., 2018] pour les différents mortiers étudiés : (a) à 8 mois, (b) à 4 ans.....	55
Fig. 3.6. Coefficients de diffusion effectifs obtenus par essais de migration en régime stationnaire ou transitoire, par essais de diffusion et par mesures de résistivité : (a) pour les bétons avec $D_{eff} \geq 1$, (b) pour les bétons avec $D_{eff} < 1$ [Baroghel-Bouny et al., 2011].....	58
Fig. 3.7. Isothermes de fixation des chlorures des bétons OPCC30, OPCC60, et BFS60 [Ben Fraj et al., 2012].....	60
Fig. 3.8. Isothermes de fixation obtenus pour les pâtes de ciment formulées avec du ciment BB (a) et avec du ciment C (b) [Mapa et al., 2023].....	61
Fig. 3.9. Isothermes de fixation obtenus pour les bétons C1 et C3 par [El Achrafi et al., 2023].....	62
Fig. 3.10. Concentration des ions des solutions interstitielles des différentes pâtes de ciment étudiées par [Cherif et al., 2020].....	63
Fig. 4.1. Evolution de la résistance à la compression au cours du temps (avec d en jours) : (a) bétons de la campagne I, (b) bétons de la campagne II.....	82
Fig. 4.2. Evolution du module de Young des différents bétons au cours du temps (avec d en jours).....	83
Fig. 4.3. Porosités mesurées sur les différents bétons à différentes échéances de temps.....	84
Fig. 4.4. Indicateurs de durabilité obtenus à 28 jours pour les bétons de la campagne II (28d_II) et à 90 jours pour les bétons de la campagne I (90d_I) : (a) perméabilité intrinsèque au gaz, (b) coefficient de diffusion des chlorures.....	86
Fig. 4.5. Instrumentation et principe de mesure : (a) capteur échelle à 15 électrodes, (b) schéma montrant la position visée du capteur dans l'éprouvette ainsi que quelques mesures en configuration de « Transmission ».....	88

Fig. 4.6. Disposition du système de mesure dans les moules avant le coulage : (a) moules $\varnothing 11 \times 18$ cm destinés à la campagne I, (b) dalles $20 \times 20 \times 17$ cm destinées à la campagne II... 89	89
Fig. 4.7. Courbes de calibration de la résistivité en fonction du degré de saturation : (a) C100-0, (b) C70-30, (c) C50-50, (d) superposition des 3 bétons..... 93	93
Fig. 4.8. Comparaison des courbes de calibration obtenues pour les bétons C100-0 et C50-50 respectivement avec celles des bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par [Fares, 15] et [El Achrafi et al., 2024] : (a) comparaison C100-0/APOS-C1, (b) comparaison C50-50/APOS-C3..... 94	94
Fig. 4.9. Concentration en chlorures obtenue par ED à différentes profondeurs des carottes de calibration : (a) chlorures libres obtenus par chromatographie ionique et titration potentiométrique, (b) chlorures libres et totaux obtenus par titration potentiométrique..... 96	96
Fig. 4.10. Concentration en chlorures libres (F) et totaux (T) obtenue par titration potentiométrique à différentes profondeurs des carottes de calibration : (a) béton APOS-C1, (b) béton APOS-C3 [El Achrafi et al., 2024]..... 97	97
Fig. 4.11. Courbes de calibration de la résistivité électrique en fonction de la concentration en chlorures libres (a) et totaux (b), obtenues pour les bétons C100-0, C70-30 et C50-50..... 100	100
Fig. 4.12. Comparaison des courbes de calibration de la résistivité en fonction de la concentration en chlorures libres et totaux : (a) pour les bétons C100-0 et APOS-C1 en fonction des chlorures libres, (b) pour les bétons C100-0 et APOS-C1 en fonction des chlorures totaux, (c) pour les bétons C50-50 et APOS-C3 en fonction des chlorures libres, (d) pour les bétons C50-50 et APOS-C3 en fonction des chlorures totaux..... 102	102
Fig. 4.13. Surfaces de calibration de la résistivité en fonction du degré de saturation et de la concentration en chlorures, ajustées aux points expérimentaux obtenus pour les 3 bétons : (a) surfaces en fonction des chlorures libres obtenus par chromatographie ionique, (b) surfaces en fonction des chlorures libres obtenus par titration potentiométrique, (c) surfaces en fonction des chlorures totaux obtenus par titration potentiométrique..... 106	106
Fig. 4.14. Suivi de la phase d'hydratation des 3 bétons par mesures de résistivité, obtenues par capteurs noyés et par mesures surfaciques : (a) suivi pendant 1 an de cure, (b) suivi pendant les 3 premiers mois de cure..... 109	109
Fig. 4.15. Evolution du module de Young dynamique des 3 bétons pendant la période de cure..... 109	109
Fig. 4.16. Exemple de courbe de décroissance type observée à 28 jours de cure de l'éprouvette C100-0 instrumentée..... 112	112

Fig. 4.17. Exemples de courbes de décroissance observées à 28 jours de cure pour l'éprouvette C100-0 : (a) courbe décroissante avec des chargeabilités positives et négatives observée à une profondeur de 3.5 cm, (b) courbe décroissante avec des chargeabilités négatives observée à une profondeur de 5.5 cm, (c) courbe croissante avec des chargeabilités négatives (tendant vers zéro) observée à une profondeur de 13.5 cm, (d) courbe de forme non monotone observée à une profondeur de 8.5 cm.....	113
Fig. 5.1. Suivi du séchage unidirectionnel des éprouvettes D1 : (a) vue des éprouvettes D1 dans les dessiccateurs, (b) courbes de perte de masse relative des 3 bétons en fonction du temps de séchage.....	117
Fig. 5.2. Résultats des mesures de gammadensimétrie effectuées sur les éprouvettes D1 : (a) profils de masse volumique obtenus à l'état saturé (en traits pleins) et après 6 mois de séchage (en pointillés), (b) variation relative de la masse volumique après 6 mois de séchage.....	120
Fig. 5.3. Profils de degré de saturation obtenus par gammadensimétrie après 6 mois de séchage des éprouvettes D1.....	121
Fig. 5.4. Eprouvettes M2 instrumentées soumises à l'imbibition d'eau douce.....	122
Fig. 5.5. Estimation de la perméabilité intrinsèque par ajustement du modèle de transport au profil de degré de saturation obtenus par capteurs noyés à $t_0(imb1)+21j$ pour l'éprouvette C100-0_M2.....	124
Fig. 5.6. Ajustement du modèle de transport aux mesures de référence obtenues pendant le séchage de l'éprouvette C100-0_D1 : (a) courbes de perte de masse, (b) profils de degré de saturation à $t=6$ mois de séchage.....	124
Fig. 5.7. Ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés durant la phase de séchage unidirectionnel de l'éprouvette C100-0_M1.....	125
Fig. 5.8. Résultats expérimentaux obtenus pendant le séchage de l'éprouvette C50-50_M1 : (a) profils de résistivité obtenus par capteur noyé (après correction de l'effet de la température), (b) profils de degré de saturation.....	128
Fig. 5.9. Evolution du degré de saturation moyen des éprouvettes C100-0_M1, C70-30_M1 et C50-50_M1 en fonction du temps de séchage.....	130
Fig. 5.10. Résultats expérimentaux obtenus à 27 jours et à 166 jours de séchage de l'éprouvette C50-50_M1 avec une variation de $\pm 20\%$ de E_a : (a) profils de résistivité corrigés, (b) profils de degré de saturation.....	131
Fig. 5.11. Profils de degré de saturation mesurés dans les éprouvettes M1 (en traits pleins) et M2 (en lignes pointillées) au début des campagnes d'imbibition d'eau douce.....	131

Fig. 5.12. Résultats expérimentaux obtenus pendant l'imbibition de l'éprouvette C50-50_M2 : (a) profils de résistivité mesurés par capteur noyé, (b) profils de degré de saturation déterminés par calibration.....	133
Fig. 5.13. Variation relative des profils de résistivité par rapport aux profils initiaux en valeur absolue à différentes échéances de l'imbibition : (a) C100-0_M2, (b) C50-50_M2, (c) superposition des deux éprouvettes C100-0_M2 et C50-50_M2.....	134
Fig. 5.14. Estimation de la perméabilité intrinsèque par ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés à $t_0(imb1)+21j$: (a) C70-30_M2, (b) C50-50_M2.....	138
Fig. 5.15. Ajustement du modèle de transport aux mesures de référence obtenues pendant le séchage de l'éprouvette C70-30_D1 : (a) courbes de perte de masse, (b) profils de degré de saturation à $t=6$ mois de séchage.....	141
Fig. 5.16. Ajustement du modèle de transport aux mesures de référence obtenues pendant le séchage de l'éprouvette C50-50_D1 : (a) courbes de perte de masse, (b) profils de degré de saturation à $t=6$ mois de séchage.....	142
Fig. 5.17. Ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés après 40 jours de séchage unidirectionnel : (a) C70-30_M1, (b) C50-50_M1.....	146
Fig. 6.1. Résultats expérimentaux obtenus à la fin de la cure pour les 3 éprouvettes M3 : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.....	154
Fig. 6.2. Résultats expérimentaux obtenus après la saturation (au début de la diffusion) pour les 3 éprouvettes M3 : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.....	154
Fig. 6.3. Eprouvettes instrumentées M3 ($\varnothing 11 \times 18$ cm avec de la résine claire) et non instrumentées C8 et C9 ($\varnothing 11 \times 11$ cm) en diffusion	156
Fig. 6.4. Evolution de la résistivité apparente à différentes profondeurs de l'éprouvette C100-0_M3 en fonction de la durée de diffusion : (a) mesures réalisées avant et après renouvellement de la solution, (b) mesures réalisées avant (traits pleins) ou après renouvellement (traits pointillés).....	157
Fig. 6.5. Evolution de la résistivité apparente en fonction du temps de diffusion avant (traits pleins) et après renouvellement de la solution saline (traits pointillés), à différentes profondeurs des éprouvettes au laitier : (a) C70-30_M3, (b) C50-50_M3.....	159
Fig. 6.6. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente à différentes profondeurs, pendant toute la période de diffusion : (a) C100-0_M3, (b) C70-30_M3, (c) C50-50_M3...	160

Fig. 6.7. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente à différentes profondeurs, pendant les 3 premiers jours de diffusion : (a) C100-0_M3, (b) C70-30_M3, (c) C50-50_M3.....	161
Fig. 6.8. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente à différentes profondeurs, de 3 jusqu'à 100 jours de diffusion : (a) C100-0_M3, (b) C70-30_M3, (c) C50-50_M3.....	162
Fig. 6.9. Profils en chlorures libres (F) et totaux (T) obtenus à deux ans de diffusion par ED, sur les 3 éprouvettes C8_B.....	164
Fig. 6.10. Isothermes de fixation obtenus par ajustement d'une loi de puissance aux points expérimentaux pour les 3 bétons.....	166
Fig. 6.11. Etat initial de l'éprouvette C100-0_M2 au début des deux campagnes de séchage et d'imbibition : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.....	169
Fig. 6.12. Etat initial de l'éprouvette C70-30_M2 au début des deux campagnes de séchage et d'imbibition : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.....	170
Fig. 6.13. Etat initial de l'éprouvette C50-50_M2 au début des deux campagnes de séchage et d'imbibition : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.....	170
Fig. 6.14. Profils de résistivité apparente obtenus lors de la campagne Imb. 1 (courbes en traits pleins) et Imb. 2 (courbes en pointillés) : (a) C100-0_M2, (b) C70-30_M2, (c) C50-50_M2.....	173
Fig. 6.15. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente de l'éprouvette C100-0_M2 : (a) au cours du premier jour de la campagne Imb. 1 , (b) au cours du premier jour de la campagne Imb. 2 , (c) sur toute la durée des campagnes Imb. 1 et Imb. 2 (sans correction), (d) sur toute la durée des campagnes Imb. 1 et Imb. 2 (avec correction).....	176
Fig. 6.16. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente de l'éprouvette C70-30_M2 : (a) au cours du premier jour de la campagne Imb. 1 , (b) au cours du premier jour de la campagne Imb. 2 , (c) sur toute la durée des campagnes Imb. 1 et Imb. 2	179
Fig. 6.17. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente de l'éprouvette C50-50_M2 : (a) au cours du premier jour de la campagne Imb. 1 , (b) au cours du premier jour de la campagne Imb. 2 , (c) sur toute la durée des campagnes Imb. 1 et Imb. 2	180
Fig. 6.18. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente aux profondeurs z_5 , z_8 et z_{14} des 3 bétons pendant la durée d'imbibition : (a) d'eau douce (Imb. 1), (b) d'eau salée (Imb. 2).....	181
Fig. 6.19. Profils de degré de saturation (en traits pleins) et profils de concentration en chlorures (en pointillés) obtenus à différentes échéances de temps : (a) C70-30_M2, (b) C50-50_M2.....	184

Fig. 6.20. Profils de degré de saturation (a) et profils en concentration en chlorures (b) numériques et expérimentaux obtenus pour l'éprouvette C70-30_M2.....	186
Fig. 6.21. Profils de degré de saturation (a) et profils en concentration en chlorures (b) numériques et expérimentaux obtenus pour l'éprouvette C50-50_M2.....	187
Fig. 6.22. Dalles instrumentées et non instrumentées en cure sous eau.....	192
Fig. 6.23. Schéma des différentes configurations des dalles dans le banc de marnage à marée haute.....	193
Fig. 6.24. Photo montrant la disposition des dalles et des éprouvettes de marnage à marée haute : (a) config. 1 , (b) config. 2	196
Fig. 6.25. Schéma montrant les échéances de mesures de résistivité par capteurs noyés lors des cycles de marnage.....	197
Fig. 6.26. Schéma montrant la convention adoptée pour les mesures de résistivité surfaciques sur la face contaminée des dalles non instrumentées.....	198
Fig. 6.27. Evolution temporelle de la température ambiante dans le banc de marnage à partir de la première mise en route des cycles de marnage et pendant 1 an.....	200
Fig. 6.28. Evolution temporelle de l'humidité relative ambiante dans le banc de marnage à partir de la première mise en route des cycles de marnage pendant 1 an.....	200
Fig. 6.29. Evolution de la température mesurée par les sondes noyées dans les bétons C100-0 et C50-50 : (a) pendant la phase I de marnage, (b) pendant la phase II de marnage.....	201
Fig. 6.30. Evolution de l'humidité relative mesurée par les sondes noyées dans les bétons C100-0 et C50-50 : (a) pendant la phase I de marnage, (b) pendant la phase II de marnage.....	201
Fig. 6.31. Profils de résistivité obtenus par capteurs noyés à l'état initial de chaque phase de marnage : (a) phase I (t_0), (b) phase II (t'_0).....	203
Fig. 6.32. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques à l'état initial de chaque phase de marnage : (a) phase I (t_0), (b) phase II (t'_0).....	203
Fig. 6.33. Vues du maillage en éléments finis d'une dalle instrumentée avec capteur noyé et grilles d'injection (en bleu) : (a) vue de face suivant un plan vertical, (b) vue en 3D.....	205
Fig. 6.34. Facteurs géométriques pour les mesures en « Transmission » calculés numériquement pour les deux configurations de dalles et pour les deux conditions MB et MH.....	206
Fig. 6.35. Evolution des résistivités apparentes au cours des deux premiers jours de la phase I du marnage pour la dalle C100-0_1.1 : (a) sans prise en compte du volume d'eau, (b) avec prise en compte du volume d'eau.....	208

Fig. 6.36. Evolution des résistivités apparentes au cours des deux premiers jours de la phase I du marnage pour la dalle C100-0_2.1 : (a) sans prise en compte du volume d'eau, (b) avec prise en compte de l'eau.....	209
Fig. 6.37. Evolution des résistivités apparentes au cours des deux premiers jours de la phase I du marnage, avec prise en compte de la présence du volume d'eau : (a) C50-50_1.1, (b) C50-50_2.1.....	210
Fig. 6.38. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) durant la phase I de marnage, pour les dalles du béton C100-0 : (a) config. 1 , (b) config. 2	212
Fig. 6.39. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) durant la phase I de marnage, pour les dalles du béton C50-50 : (a) config. 1 , (b) config. 2	212
Fig. 6.40. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) à différentes échéances de la phase II de marnage, pour les dalles du béton C100-0 : (a) config. 1 , (b) config. 2	214
Fig. 6.41. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) à différentes échéances de la phase II de marnage, pour les dalles du béton C50-50 : (a) config. 1 , (b) config. 2	215

Liste des tableaux

Tableau 3.1. Perméabilités intrinsèques expérimentales et valeurs évaluées par ajustement des 3 modèles aux données expérimentales obtenues lors des essais de séchage et d'imbibition réalisés sur les bétons B1 et B2 [Ibro et al., 2021].....	51
Tableau 3.2. Valeurs de perméabilité obtenues par méthode directe et indirecte pour les bétons ordinaires et le béton au laitier étudiés par [Baroghel-Bouny et al., 2011].....	52
Tableau 3.3. Valeurs de coefficient de diffusion obtenues, pour les bétons C1 et C3, par essai de migration ($D_{a,mig}$) et par ajustement de la deuxième loi de Fick aux profils en chlorures obtenus par END et par ED [El Achrafi et al., 2023].....	56
Tableau 3.4. Valeurs de coefficient de diffusion obtenues, pour les bétons OPCC60 et BFS60, par essai de migration (D_{eff}) et par ajustement de la deuxième loi de Fick (D_a) aux profils en chlorures obtenus par ED après des cycles d'humidification/séchage [Ben Fraj et al., 2012].....	57
Tableau 3.5. Paramètres de sorption pour des bétons à base de CEM I et des bétons au laitier étudiés dans la littérature.....	68
Tableau 3.6. Paramètres d'entrée du modèle détaillé.....	73
Tableau 3.7. Paramètres d'entrée du modèle simplifié.....	75
Tableau 4.1. Formulation des 3 bétons fabriqués pour la campagne I.....	78
Tableau 4.2. Formulation des 3 bétons fabriqués pour la campagne II.....	78
Tableau 4.3. Répartition et caractéristiques des corps d'épreuves destinés à la campagne I.....	80
Tableau 4.4. Répartition et caractéristiques des corps d'épreuves destinés à la campagne II.....	81
Tableau 4.5. Répartition des carottes de calibration.....	92
Tableau 4.6. Coefficients des courbes de calibration des bétons de cette étude (C100-0, C70-30 et C50-50) et ceux des bétons APOS-C1 et APOS-C3.....	95
Tableau 4.7. Coefficients des courbes de calibration de la résistivité en fonction de la concentration en chlorures libres et totaux, obtenues pour les 3 bétons de cette étude (C100-0, C70-30 et C50-50) et pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par [Fares et al., 2018] et [El Achrafi et al., 2024].....	104
Tableau 4.8. Coefficients des surfaces de calibration obtenues pour les bétons de cette étude et pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par [El Achrafi et al., 2024].....	107

Tableau 5.1. Durée des différentes phases de séchage pour les 3 éprouvettes instrumentées de la série M1.....	116
Tableau 5.2. Protocole expérimental subi par les éprouvettes D1.....	118
Tableau 5.3. Durée des campagnes de Séchage 1 et Imb. 1 des éprouvettes de la série M2	123
Tableau 5.4. Paramètres d'entrée du modèle adoptés pour des bétons au laitier.....	137
Tableau 5.5. Paramètres d'entrée du modèle adoptés pour la simulation de l'imbibition des éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2.....	137
Tableau 5.6. RMSE calculée entre les profils numériques et expérimentaux obtenus à 21 jours d'imbibition pour les éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2.....	138
Tableau 5.7. Valeurs des coefficients α et β de l'expression de $k_{rl,(des)}$ correspondant à chaque valeur considérée de l'exposant q	140
Tableau 5.8. Paramètres d'entrée du modèle adoptés pour la simulation du séchage unidirectionnel des éprouvettes C70-30_D1 et C50-50_D1.....	141
Tableau 5.9. RMSE calculée entre les courbes numériques et expérimentales obtenues pendant le séchage unidirectionnel des éprouvettes D1.....	142
Tableau 5.10. Paramètres d'entrée du modèle adoptés pour la simulation du séchage unidirectionnel (phase III) des éprouvettes C70-30_M1 et C50-50_M1.....	144
Tableau 5.11. RMSE calculée entre les profils de degré de saturation numériques et expérimentaux obtenus pendant la phase de séchage unidirectionnel des éprouvettes M1...	146
Tableau 5.12. Récapitulatif des principaux résultats obtenus par la simulation des essais de séchage et d'imbibition des 3 bétons.....	147
Tableau 6.1. Récapitulatif de l'ensemble des éprouvettes de la campagne de diffusion.....	152
Tableau 6.2. Répartition des éprouvettes non instrumentées C8 et C9.....	153
Tableau 6.3. Durée en semaines de toutes les phases subies par la série d'éprouvettes M2.....	169
Tableau 6.4. Coefficients des surfaces de calibration des bétons au laitier.....	183
Tableau 6.5. Paramètres d'entrée adoptés pour la modélisation de l'imbibition d'eau salée des éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2.....	186
Tableau 6.6. Caractéristiques des dalles de marnage.....	193
Tableau 6.7. Caractéristiques des éprouvettes de marnage.....	195
Tableau 6.8. Déroulement des cycles de marnage.....	199

Chapitre 1 : Introduction générale

Le béton est le matériau de construction le plus utilisé dans le domaine du génie civil, en vertu de ses performances mécaniques et de sa durabilité. Toutefois, l'exposition du béton à des environnements agressifs peut aboutir à différentes pathologies, compromettant la durabilité de la structure et conduisant ainsi à sa détérioration. En environnement maritime, l'une des principales causes de dégradation des structures en béton armé est la corrosion des armatures métalliques, due à la pénétration des chlorures provenant de l'eau de mer.

Cette thèse s'est déroulée dans le cadre du projet « DEMCOM » (<https://anr.fr/Project-ANR-20-CE22-0008>) : Durable and Environmental design of Monitored COncrete structures in Marine environment, financé par l'Agence Nationale de la Recherche (ANR). Ce projet porte sur l'éco-conception des ouvrages maritimes (tels que les éoliennes offshore, les ponts, les quais...), pour maximiser leur durée de vie tout en réduisant leur impact environnemental et leur coût. L'objectif principal consiste à appliquer des méthodes d'évaluation non destructives (END) pour l'inspection des ouvrages marins, en particulier ceux formulés avec du laitier de haut fourneau. Les données collectées lors de ces inspections seront directement intégrées dans les modèles de durabilité, dans le but d'améliorer le diagnostic et donc, le pronostic de la durée de vie, tout en minimisant l'impact environnemental et les coûts.

La pénétration des chlorures dans les ouvrages maritimes dépend fortement de la zone d'exposition de l'ouvrage. Dans la zone submergée et saturée, la pénétration des chlorures se fait par diffusion, dont le moteur est le gradient de concentration des chlorures entre l'eau de mer et la solution interstitielle du béton. En revanche, la zone de marnage est partiellement saturée en raison des cycles d'humidification/séchage. Dans ce cas, les chlorures sont transportés avec l'eau liquide par gradient de pression liquide (transport décrit par la loi de Darcy) et par diffusion (transport décrit par la loi de Fick). La zone de marnage est donc la zone la plus à risque vis-à-vis de la corrosion, car la pénétration des chlorures est plus rapide que dans la zone immergée et l'apport d'oxygène gazeux et d'eau liquide au droit des armatures est possible grâce à l'alternance mouillage/séchage [Al Rabiah *et al.*, 1990, Ben Fraj *et al.*, 2012].

Les principales propriétés de transfert régissant le transport des chlorures dans le béton sont la perméabilité à l'eau et le coefficient de diffusion des chlorures. La quantification de ces deux propriétés de transfert (généralement considérées comme des « indicateurs de durabilité » [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011]) est essentielle, car ce sont des données d'entrée pour les modèles décrivant la pénétration des chlorures dans le béton. Différentes méthodes peuvent être utilisées pour la détermination de la perméabilité à l'eau et du coefficient de diffusion. Certaines

méthodes reposent sur des mesures expérimentales « directes », permettant de remonter à la valeur de la perméabilité [Torrent, 1992, Lafhaj *et al.*, 2007] ou du coefficient de diffusion [Ben Fraj *et al.*, 2012, Baroghel-Bouny *et al.*, 2011]. D'autres méthodes, dites indirectes, peuvent être employées et sont basées sur une analyse inverse de profils de degré de saturation et de profils en chlorures. Autrement dit, les propriétés de transfert peuvent être estimées par ajustement de modèles de transport sur des profils de degré de saturation, obtenus lors d'essais de séchage ou d'imbibition, ainsi que sur des profils en chlorures obtenus lors d'un essai de diffusion [Thiery *et al.*, 2007, Baroghel-Bouny *et al.*, 2011, Ben Fraj *et al.*, 2012, Othmen *et al.*, 2018].

Les profils de degré de saturation et les profils en chlorures peuvent être déterminés par des méthodes d'évaluation destructive (ED), qui impliquent des analyses en laboratoire sur des carottes prélevées dans les structures en béton. Toutefois, ces analyses sont non seulement intrusives, mais aussi souvent longues, coûteuses et non représentatives de l'état de la totalité de la structure, puisque les prélèvements sont ponctuels et en nombre limité. C'est pourquoi les méthodes d'évaluation non destructive (END) sont de plus en plus employées, notamment les méthodes résistives fortement sensibles à l'état hydrique et ionique du béton [Lataste *et al.*, 2003, Bonnet & Balayssac, 2018, Torres-Luque *et al.*, 2014, Smyl, 2020]. La majorité des méthodes électriques sont basées sur des mesures surfaciques, permettant d'obtenir des mesures de résistivité « apparente » jusqu'à une profondeur déterminée, qui dépend fortement de la configuration de mesure et de l'espacement des électrodes. En présence d'un gradient de degré de saturation, ces mesures ne reflètent pas les profils de résistivité « vraie » du matériau. Un processus d'inversion doit donc être appliqué pour aboutir aux profils de résistivité « vraie » [Alhajj *et al.*, 2021], lesquels sont convertis en profils de degré de saturation et profils en chlorures par calibration [Villain *et al.*, 2018]. Par ailleurs, les mesures surfaciques perdent en résolution avec la profondeur et sont réalisées de manière ponctuelle, ne permettant pas un suivi continu de l'état du béton dans le temps. Par conséquent, elles ne sont pas toujours adaptées, en particulier dans les zones difficilement accessibles pour l'inspection comme la zone de marnage. C'est pourquoi différents dispositifs destinés à être noyés dans le béton ont été développés, notamment le capteur de résistivité noyé [Badr *et al.*, 2019].

Ce capteur noyé en circuit imprimé (CI) a une forme d'échelle, composée de plusieurs électrodes réparties de part et d'autre du CI. La forme géométrique du dispositif échelle facilite son ancrage dans le béton et permet d'obtenir une résolution centimétrique des profils de résistivité sur la profondeur de la structure, ainsi qu'un suivi continu de ces profils dans le temps. De plus, la distribution des électrodes tout au long de la hauteur du capteur permet

l'obtention de profils de résistivité « apparente » en transmission, considérés comme étant une bonne estimation des profils de résistivité « vraie », permettant ainsi de s'affranchir du processus d'inversion. Ce capteur noyé a montré sa capacité à suivre l'évolution des profils de degré de saturation lors du séchage d'un béton ordinaire à base de CEM I [Badr *et al.*, 2019] et d'un béton plus résistif à base de CEM V/A [Ibro, 2020]. Toutefois, ce capteur noyé n'a pas été testé durant la pénétration de l'eau chargée ou non en ions chlorures.

L'objectif principal de cette thèse est l'estimation des indicateurs de durabilité de bétons formulés avec du laitier, à savoir la perméabilité à l'eau et le coefficient de diffusion, par ajustement de profils de degré de saturation et de profils en chlorures obtenus par capteur noyé de résistivité [Badr *et al.*, 2019]. Notre étude est réalisée sur un béton ordinaire et sur deux autres bétons contenant différents taux de laitier, ce dernier étant reconnu pour sa durabilité accrue en environnement maritime [Ben Fraj *et al.*, 2012, Mapa *et al.*, 2023, El Achrafi *et al.*, 2023]. Pour atteindre cet objectif, nous adoptons une méthodologie qui se divise en trois étapes.

La **première étape** est le suivi de l'évolution des profils de résistivité par capteurs noyés lors de différentes sollicitations. Une première campagne expérimentale, impliquant un essai de diffusion en condition saturée et des essais d'imbibition d'eau douce/salée en condition non saturée, est réalisée sur des éprouvettes cylindriques instrumentées. Une deuxième campagne est réalisée sur des dalles cubiques instrumentées avec le même capteur noyé et soumises à des cycles de marnage. Ces éprouvettes et dalles instrumentées sont monitorées pendant la période des essais et l'évolution de la résistivité en fonction du temps et de la profondeur est analysée.

La **deuxième étape** est la conversion des profils de résistivité en profils de degré de saturation et profils en chlorures. Pour cela, une campagne de calibration est réalisée sur des carottes en béton conditionnées à différentes teneurs en eau et en chlorures. Les variations de résistivité du béton dépendent soit du degré de saturation (lors des essais de séchage et d'imbibition d'eau douce), soit de la concentration en chlorures (lors de l'essai de diffusion). Les profils de résistivité sont donc convertis séparément en profils de degré de saturation ou profils en chlorures, en utilisant des courbes de calibration. En revanche, lors de la pénétration des chlorures dans le béton non saturé (essais d'imbibition d'eau salée et de marnage), les variations de résistivité dépendent à la fois du degré de saturation et de la concentration en chlorures. Des surfaces de calibration sont donc développées afin de convertir les profils de résistivité en profils de degré de saturation et profils en chlorures.

La **troisième étape** est l'estimation des indicateurs de durabilité des bétons par ajustement de profils de degré de saturation et profils en chlorures obtenus par capteurs noyés. Les différentes expériences menées sur les éprouvettes instrumentées sont modélisées en utilisant un modèle de transport. Ce dernier est ajusté aux profils expérimentaux afin d'estimer la perméabilité à l'eau et le coefficient de diffusion des chlorures.

Ce mémoire est composé de 5 chapitres principaux. Après ce premier chapitre introductif, le **Chapitre 2** est un chapitre bibliographique, portant sur l'utilisation des méthodes de résistivité pour le suivi de l'état du béton. Le principe général de la mesure est présenté, ainsi que les différentes techniques de mesure couramment utilisées dans la littérature. De plus, la sensibilité de la résistivité électrique à différents facteurs est présentée, tels que la présence du laitier, la variation de la température et la sensibilité à l'état hydrique et ionique du béton.

Le **Chapitre 3** aborde l'effet de l'incorporation du laitier sur la pénétration des chlorures. La première partie de ce chapitre porte sur l'effet du laitier sur certaines propriétés du béton intervenant dans les modèles de transport. La deuxième partie porte sur le modèle de transport utilisé dans ce travail pour la modélisation des différents phénomènes impliqués dans les campagnes expérimentales, en détaillant les hypothèses adoptées, les relations constitutives ainsi que les paramètres d'entrée et de sortie du modèle.

Le **Chapitre 4** décrit en détail le protocole expérimental mis en œuvre au cours de cette thèse. Les 3 formulations de béton, ainsi que leur caractérisation mécanique et leurs propriétés de durabilité sont présentées. De plus, les courbes et les surfaces de calibration établies pour chaque béton sont exposées. Enfin, une analyse sur l'évolution de la résistivité au cours de la phase d'hydratation est présentée.

Le **Chapitre 5** présente l'estimation de la perméabilité à l'eau à partir des profils hydriques obtenus par capteurs noyés. Le chapitre commence par une description des campagnes de séchage et d'imbibition d'eau douce, suivie par la présentation des profils de résistivité et de degré de saturation obtenus par capteurs noyés. La perméabilité intrinsèque de chaque béton est ensuite estimée par ajustement du modèle aux profils hydriques expérimentaux. Les résultats obtenus par capteurs noyés sont comparés à ceux obtenus par des méthodes de référence, telles que le suivi du séchage par perte de masse et par mesures de gammadensimétrie.

Le **Chapitre 6** présente le suivi et l'analyse de la pénétration des chlorures par capteurs noyés au cours de différents phénomènes de transport dans les bétons étudiés. Ce chapitre est divisé en 3 grandes parties, correspondant chacune à une campagne expérimentale distincte : la

première concerne la campagne de diffusion, la deuxième concerne la campagne d'imbibition d'eau salée et la troisième porte sur la campagne de marnage. Dans chaque section, le protocole expérimental ainsi que les principaux résultats sont présentés. Le coefficient de diffusion des chlorures est estimé en ajustant le modèle de transport aux profils en chlorures obtenus, grâce aux surfaces de calibration, lors de la campagne d'imbibition d'eau salée.

Enfin, le **Chapitre 7** synthétise les principaux résultats obtenus et propose des pistes pour des travaux de recherche futurs.

Chapitre 2 : Auscultation et suivi de l'état du béton par méthodes électriques

L'évaluation des propriétés du béton peut être effectuée par des méthodes destructives, telles que le prélèvement d'échantillons par carottage sur site ou en laboratoire. Ces échantillons peuvent être soumis à des essais de caractérisation mécanique, des essais de durabilité et des analyses chimiques pour évaluer l'état ionique de la solution interstitielle. Pourtant, l'utilisation des méthodes destructives pour la surveillance des ouvrages en béton présente plusieurs limites. En effet, le prélèvement d'échantillons n'est pas toujours réalisable en raison de contraintes de sécurité et d'accessibilité, notamment pour les structures maritimes. De plus, le carottage local peut ne pas être représentatif de l'ensemble de l'ouvrage ausculté et les échantillons ne conservent pas forcément leur état initial une fois extraits. Par ailleurs, les mesures destructives sont plus coûteuses et plus longues comparées à celles réalisées lors d'une campagne non destructive. Par conséquent, diverses méthodes non-destructives (ND) ont été développées pour le suivi des ouvrages en béton et l'évaluation de leur durabilité [Torres-Luque *et al.*, 2014, Smyl, 2020]. Dans ce travail, nous nous focaliserons surtout sur les méthodes électriques fortement sensibles à l'état hydrique du béton et à l'état ionique de sa solution interstitielle.

Dans ce chapitre, nous allons rappeler brièvement la définition générale de la résistivité électrique ainsi que le principe de mesure. Ensuite, nous présenterons certaines méthodes électriques mentionnées dans la littérature pour la caractérisation hydrique et ionique du béton, méthodes qui seront également employées dans le cadre de ce travail. De plus, nous analyserons la sensibilité de la résistivité électrique à certains paramètres essentiels, qui constituent le cœur de notre étude. Enfin, une brève description du phénomène de polarisation provoquée sera présentée, étant donné notre intérêt initial pour ce phénomène en plus de la résistivité électrique.

2.1. Définition générale de la résistivité électrique

La résistivité électrique ρ ($\Omega.m$) désigne la capacité du matériau à s'opposer à la circulation d'un courant électrique. Elle est l'inverse de la conductivité électrique σ (S/m), décrivant la capacité du matériau à laisser circuler les charges électriques libres sous l'effet d'un champ électrique externe. La conduction du courant électrique dans les matériaux est décrite par la loi d'Ohm (**Eq. (2.1)**), exprimant le champ électrique en fonction de la densité du courant ;

$$\vec{J}_c = \sigma \vec{E} = \frac{1}{\rho} \vec{E} \quad \text{Eq. (2.1)}$$

où \vec{J}_c est la densité du courant électrique (A/m²) et \vec{E} est le champ électrique (V/m).

2.1.1. Principe de mesure à courant continu

De manière générale, le principe de mesure de la résistivité électrique consiste à injecter un courant continu (ou alternatif à très basse fréquence, de l'ordre de 2 Hz) via des électrodes dites de courant. La circulation du courant résulte en une distribution du potentiel électrique dans le milieu. Des différences de potentiel peuvent alors être mesurées, au moyen d'une ou de plusieurs paires d'électrodes dites de potentiel. Cette mesure est généralement effectuée au moyen d'un dispositif quadripôle (**Fig. 2.1**), qui implique l'utilisation de 4 électrodes : deux électrodes pour l'injection du courant (dites électrodes de courant) et deux autres électrodes pour la mesure de la différence de potentiel (dites électrodes de mesure). Il existe plusieurs configurations géométriques possibles pour le dispositif quadripôle, notamment la configuration « Wenner » pour laquelle le courant d'intensité I (mA) est injecté entre deux électrodes externes (C1 et C2) et la différence de potentiel résultante ΔV (mV) est mesurée entre deux électrodes internes (P1 et P2). Les électrodes d'injection et de mesure sont alignées et séparées par une distance constante [Wenner, 1915]. Cette configuration est largement utilisée pour des applications sur béton [Polder *et al.*, 2000, Du Plooy *et al.*, 2013, Fares *et al.*, 2018, Badr *et al.*, 2019, El Achrafi *et al.*, 2023].

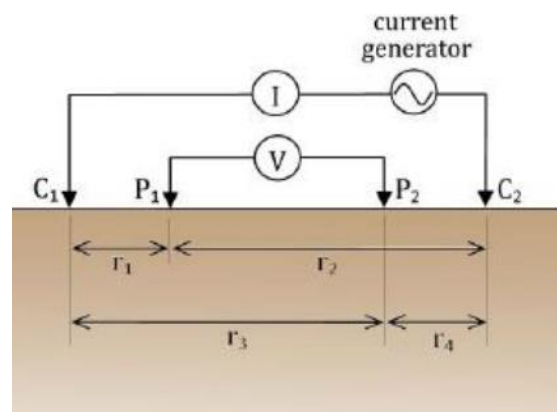


Fig. 2.1. Exemple d'une configuration géométrique du dispositif quadripôle [Telford *et al.*, 1990].

La résistivité électrique est reliée à la résistance de transfert R (Ω) (rapport entre la différence de potentiel résultante et l'intensité du courant injecté) par un facteur géométrique G

(m) qui ne dépend que des conditions géométriques du problème [Loke, 2000, Marescot *et al.*, 2006] (**Eq. (2.2)**).

En effet, la résistivité mesurée correspond à un certain volume d'investigation, qui dépend fortement de l'espacement, de la géométrie et des dimensions des électrodes interrogées. Lorsque le matériau est homogène et isotrope (y compris l'homogénéité de l'état hydrique), la résistivité mesurée représente bien la résistivité « réelle » du matériau. En revanche, dans le cas d'un milieu hétérogène comme le béton, la résistivité mesurée représente une résistivité « apparente » (ρ_{app}), valeur intégrante de la distribution de résistivité vraie du matériau dans le volume d'investigation. Afin d'estimer correctement la distribution de résistivité électrique du milieu, comme par exemple un profil de résistivité avec la profondeur dans le béton, il est nécessaire d'avoir recours à un processus d'inversion [Fares, 2015, Alhadj *et al.*, 2021, Fargier *et al.*, 2021, El Achrafi *et al.*, 2023].

$$\rho_{app} = GR = \frac{G\Delta V}{I} (\Omega.m) \quad \text{Eq. (2.2)}$$

2.1.2. Définition et calcul du facteur géométrique

Comme mentionné précédemment, la résistance de transfert (R) mesurée sur un milieu hétérogène dépend fortement des conditions géométriques du problème (dimensions de la structure, taille et espacement des électrodes). Pour s'affranchir de cette dépendance, il est nécessaire de la normaliser par la résistance de transfert R_0 que l'on mesurerait, avec le même dispositif et dans les mêmes conditions, sur un milieu homogène et isotrope (de résistivité ρ_0), ayant une géométrie identique à celle du problème réel [Marescot *et al.*, 2006] (**Eq. (2.3)**).

$$\rho_{app} = \frac{R}{R_0} \rho_0 \quad \text{Eq. (2.3)}$$

A partir des équations **2.2** et **2.3**, nous déduisons le facteur géométrique exprimé par l'équation **2.4** suivante :

$$G = \frac{\rho_0}{R_0} \quad \text{Eq. (2.4)}$$

Dans certains cas triviaux, le facteur géométrique peut être calculé en utilisant des solutions analytiques. Par exemple, quand la mesure de résistivité est réalisée à la surface d'un milieu plan semi-infini, en configuration Wenner et avec des électrodes ponctuelles, le facteur géométrique peut être calculé à partir de l'**Eq. (2.5)** (avec a (m) l'espacement entre les électrodes) [Loke, 2015]. Nous citons également le cas où les électrodes d'injection sont deux disques positionnés sur les faces opposées d'un échantillon cylindrique. Dans ce cas, le facteur

géométrique associé peut être exprimé par l'Eq. (2.6) [Du Plooy *et al.*, 2013] (où A (m^2) représente l'aire de la section du cylindre et L (m) la distance qui sépare les électrodes de potentiel le long de la génératrice).

$$G(Wenner) = 2\pi a \quad \text{Eq. (2.5)}$$

$$G(cylindre) = \frac{A}{L} \quad \text{Eq. (2.6)}$$

En revanche, les problèmes réels possèdent généralement des géométries plus complexes, telles que celles rencontrées lors de nos campagnes expérimentales, pour lesquelles il n'existe pas d'expression analytique du facteur géométrique. Dans ces situations, l'estimation des facteurs géométriques est effectuée expérimentalement ou numériquement. Dans notre cas, nous l'évaluons numériquement par la méthode des éléments finis et utilisons pour cela le logiciel COMSOL Multiphysics [Palma-Lopes *et al.*, 2023].

2.2. Techniques de mesure de la résistivité électrique

Il existe différentes méthodes de mesure de la résistivité électrique qui peuvent être utilisées en laboratoire et in-situ. Parmi ces méthodes, nous citons uniquement celles utilisées dans le cadre de cette thèse.

2.2.1. Cellule de caractérisation en laboratoire

La cellule de caractérisation développée par Du Plooy *et al.* (2013) a été largement utilisée dans les travaux de la littérature, pour caractériser des échantillons de béton conditionnés à différents degrés de saturation et différentes teneurs en chlorures [Villain *et al.*, 2018, Fares *et al.*, 2018, Badr *et al.*, 2019, El Achrafi *et al.*, 2024].

La mesure de résistivité réalisée à l'aide du dispositif « multi-anneaux » consiste à injecter un courant électrique entre deux disques situés sur les faces opposées et à mesurer la différence de potentiel entre les paires d'électrodes annulaires uniformément écartées sur la hauteur de l'échantillon (**Fig. 2.2**). Nous rappelons que la cellule peut contenir un échantillon cylindrique de dimensions $\varnothing 75 \times 70$ mm. Ces dimensions doivent être supérieures à 3 fois le diamètre maximal des granulats, afin d'obtenir un volume élémentaire représentatif (VER) du béton. Ceci étant, l'échantillon est considéré comme homogène et la résistivité mesurée représente la résistivité « réelle » du matériau. Dans notre travail, nous utilisons cette cellule de résistivité afin d'établir les courbes et surfaces de calibration reliant la résistivité électrique au degré de saturation et à la concentration en chlorures.

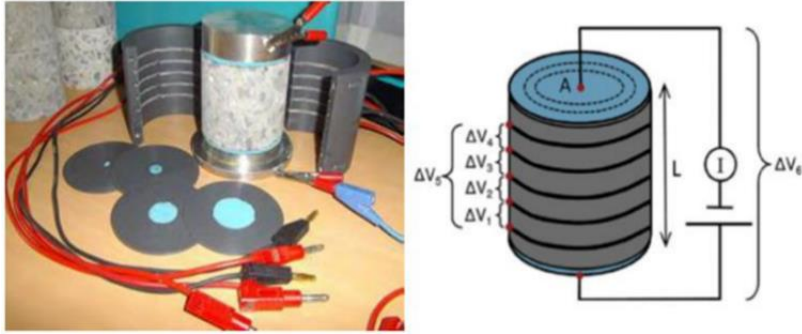


Fig. 2.2. Cellule de résistivité électrique développée par Du Plooy *et al.* (2013).

2.2.2. Tomographie de résistivité électrique (TRE)

La technique de Tomographie de Résistivité électrique (TRE) a été utilisée initialement dans le domaine de la géophysique [Telford *et al.*, 1990]. Elle a été ensuite appliquée sur les bétons pour l'évaluation des gradients de teneur en eau et en chlorures [Lataste *et al.*, 2003, Du Plooy *et al.*, 2013, Fares *et al.*, 2018].

Dans notre travail, nous nous intéressons surtout au système multi-électrodes que nous appellerons « peigne d'électrodes » développé dans les travaux de Du Plooy *et al.* (2013). Ce dernier est formé de 14 électrodes alignées, régulièrement espacées de 2 cm et équipées d'éponges humidifiées permettant de minimiser les résistances de contact entre les électrodes et le béton (**Fig. 2.3**). La composition de ce dispositif de mesure permet de balayer les 14 électrodes réparties tout au long de l'échantillon ausculté. Plusieurs configurations de mesure peuvent être adoptées, chacune impliquant une combinaison d'électrodes différente, permettant ainsi d'investiguer des profondeurs différentes. Par exemple, il existe la configuration « Wenner » qui peut être réalisée avec 4 espacements possibles : $a = 2, 4, 6$ et 8 cm. Chaque valeur d'espacement correspond à un volume d'investigation qui augmente avec l'espacement. Une série de mesure permet donc d'obtenir un total de 26 valeurs de résistivité. Nous rappelons que ces mesures de résistivité représentent des résistivités « apparentes », ce qui nécessite un processus d'inversion afin de remonter aux profils de résistivité « vraie » du matériau [Fares, 2015, Alhadj *et al.*, 2021, Fargier *et al.*, 2021, El Achrafi *et al.*, 2023]. Dans notre étude, le peigne d'électrodes est utilisé pour réaliser des mesures surfaciques en configuration « Wenner » sur les dalles exposées aux cycles de marnage.

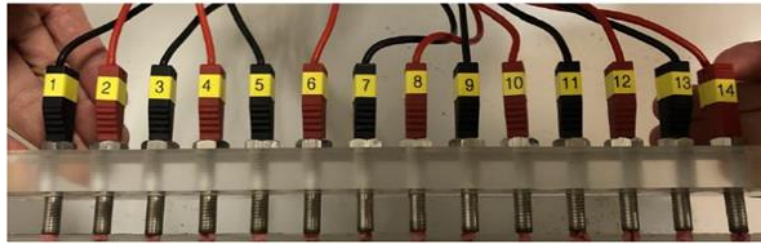


Fig. 2.3. Peigne « multi-électrodes » développé par Du Plooy *et al.* (2013).

2.2.3. Technique de mesure par capteurs noyés

La technique de mesure surfacique mentionnée ci-dessus ne permet pas une surveillance continue du béton et la résolution qu'elle fournit se dégrade intrinsèquement avec la profondeur. En outre, la réalisation des mesures surfaciques est compliquée sur des structures difficilement accessibles, comme les structures en environnement marin. C'est pourquoi, plusieurs types de capteurs destinés à être noyés dans le béton ont été développés, comme le Multi-Ring Electrodes (MRE) [Bässler *et al.*, 2000] et le réseau de fils d'électrodes [McCarter *et al.*, 2001]. Ces dispositifs ont permis d'évaluer les gradients de résistivité dans le béton d'enrobage et ont souligné l'importance d'une surveillance régulière du béton en fonction du temps et de la profondeur. En revanche, ces capteurs noyés présentent également certaines contraintes qui peuvent perturber la mesure. Par exemple, le MRE permet de réaliser des mesures de résistance en utilisant une configuration à deux électrodes : l'injection du courant et la mesure du potentiel sont effectuées par les mêmes électrodes, conduisant ainsi à des problèmes de polarisation [Bässler *et al.*, 2000]. De plus, les fils présents dans le capteur développé par McCarter *et al.* (2001) présentent un caractère intrusif dans le béton. Afin de s'affranchir de ces contraintes, Badr *et al.* (2019) ont conçu le capteur en circuit imprimé CI (ou Printed Circuit Board PCB) utilisé dans ce travail et présenté ci-dessous.

Le capteur noyé développé par Badr *et al.* (2019) a une forme « d'échelle » composée d'un certain nombre d'électrodes réparties de part et d'autre du CI, comme le montre la **Fig. 2.4(a)**. Deux configurations de mesure ont été proposées (**Fig. 2.4(b)**). La première configuration est la configuration « Transmission » qui consiste à injecter un courant électrique entre deux grilles métalliques placées aux extrémités de l'échelle et à mesurer la différence de potentiel entre les électrodes consécutives de l'échelle. La deuxième configuration est la configuration « Wenner » qui consiste à injecter le courant et à mesurer la différence de potentiel entre 4 électrodes alignées et équidistantes du même côté de l'échelle sans utiliser les grilles. Outre la simplicité de sa forme favorisant son ancrage dans le béton, le dispositif échelle permet d'obtenir une résolution centimétrique du profil de résistivité sur la profondeur de la

structure. Cependant, ce capteur noyé peut également présenter certains inconvénients. En effet, la position exacte des électrodes est difficile à déterminer a posteriori du coulage (c'est-à-dire lorsque le capteur est déjà noyé dans le béton). En cas de doute sur les mesures, il devient alors nécessaire de détruire la structure, par exemple en procédant à un fendage. De plus, la disposition du système de mesure dans le béton comporte plusieurs contraintes, influençant ainsi la pertinence des mesures. Par exemple, pour les mesures en transmission, la position des grilles d'injection doit être bien optimisée : il est important d'assurer un enrobage suffisant pour éviter tout débordement de la grille, tout en veillant à ne pas perdre l'information en surface qui est souvent très importante.

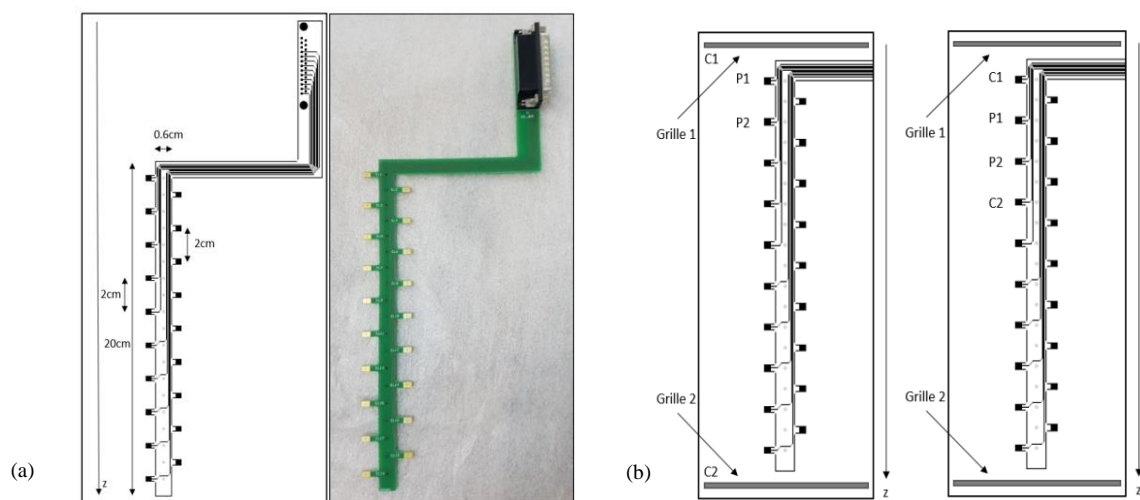


Fig. 2.4. Dispositif « échelle » développé par Badr *et al.* (2019) : (a) plan et photo du dispositif, (b) configurations de mesure : « Transmission » (à gauche) et « Wenner » (à droite).

Les auteurs ont développé un autre dispositif en forme d'anneau constitué de plusieurs électrodes espacées d'un angle de 45° (**Fig. 2.5(a)**). Les configurations de mesure proposées pour ce dispositif consistent à interroger différents quadripôles en faisant le tour complet de l'anneau (**Fig. 2.5(b)**). Le dispositif anneau permet alors de moyennner les valeurs de résistivités apparentes obtenues à une même profondeur dans le béton, afin de tenir compte de l'hétérogénéité naturelle du matériau. Dans notre travail, nous nous intéressons uniquement au dispositif échelle, notre objectif étant d'aboutir à des profils de degré de saturation et de chlorures en fonction de la profondeur.

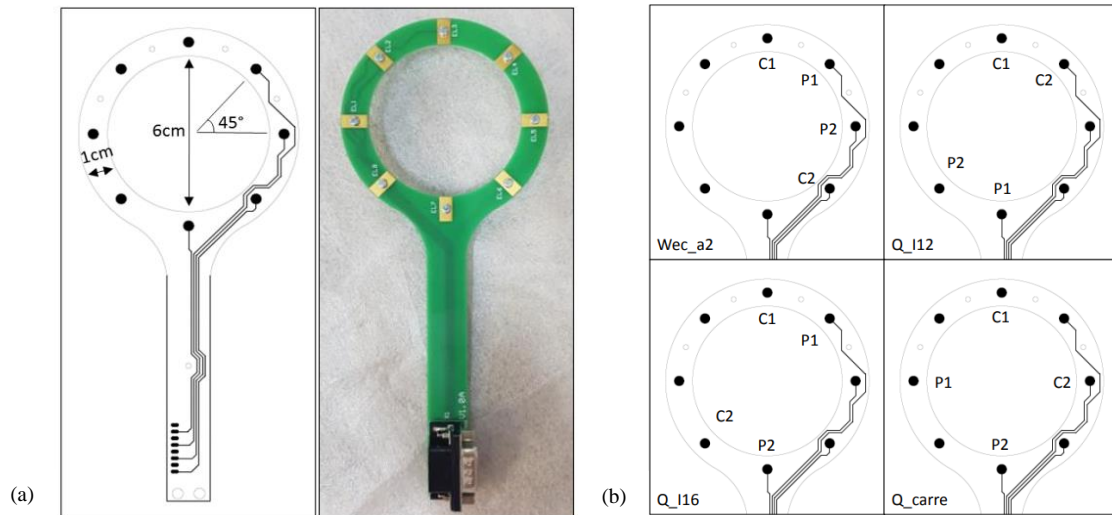


Fig. 2.5. Dispositif « anneau » développé par Badr *et al.* (2019) : (a) plan et photo du dispositif, (b) exemples de configurations de mesure.

Afin de valider le capteur noyé développé, Badr *et al.* (2019) ont réalisé une modélisation numérique pour tester la réponse du capteur dans un milieu présentant un profil de résistivité imposé, celui-ci étant représentatif des conditions réelles dans une structure en béton. L'erreur quadratique moyenne normalisée (NRMSE) a été calculée entre le profil imposé et le profil obtenu par le capteur PCB. Les valeurs de NRMSE obtenues sont de 0,36 % pour la configuration de « Transmission » et 3,98 % pour la configuration « Wenner ». Ceci montre la capacité du capteur noyé à estimer précisément les profils de résistivité « vraie » dans le béton, sans avoir recours à un processus d'inversion. Bien que le capteur utilisé dans ce travail ait été adapté à nos propres campagnes expérimentales (capteur légèrement différent de celui de Badr *et al.* (2019), en termes de taille du PCB et du nombre d'électrodes), nous supposons tout de même que la résistivité mesurée représente la résistivité vraie du béton afin d'éviter le processus d'inversion.

Le capteur noyé a également prouvé sa validité lors de différentes campagnes expérimentales. Badr *et al.* (2019) ont suivi les profils de degré de saturation obtenus par le capteur noyé, lors du séchage d'une dalle instrumentée. Les profils hydriques obtenus par le capteur noyé ont montré une tendance similaire à celle des profils obtenus par des mesures de référence (capteurs THR et gammadensimétrie). Ce capteur noyé a été également testé dans le cadre des travaux de thèse de Ibro (2020) et a montré une bonne capacité à rendre compte de l'évolution de la résistivité lors d'une campagne de séchage.

2.3. Facteurs influençant la résistivité électrique du béton

La circulation du courant électrique suit différents modes selon la nature du matériau. Dans les métaux, elle se fait par « conduction électronique », où les charges électriques sont transportées par les électrons libres des atomes. En revanche, dans les fluides et les matériaux poreux comme le béton, il s'agit d'une « conduction électrolytique », parce qu'elle est principalement régie par les anions et les cations mobiles présents dans la solution interstitielle [Lataste *et al.*, 2018]. La conduction du courant dépend alors de divers paramètres, notamment les caractéristiques de la microstructure (telles que la porosité et la tortuosité) et les propriétés de la solution interstitielle présente dans l'espace poral.

Dans ce paragraphe, nous étudierons l'influence de certains paramètres clés sur la résistivité du béton. Tout d'abord, nous examinerons l'effet des constituants du béton (type de ciment et ajouts minéraux), en particulier la présence du laitier de haut fourneau (un sous-produit de la fabrication de l'acier) qui impacte significativement la microstructure et, par conséquent, la résistivité du béton. Ensuite, nous analyserons la sensibilité de la résistivité électrique à l'état hydrique du béton et à l'état ionique de sa solution interstitielle, en particulier en ce qui concerne les ions chlorure. Enfin, étant donné que le suivi de la résistivité lors du séchage à 45 °C fait partie intégrante de notre travail expérimental, nous évaluerons également l'effet de la variation de la température sur la résistivité électrique.

2.3.1. Effet des ajouts minéraux sur la résistivité électrique

Le type de ciment ainsi que les additifs présents exercent une influence significative sur les propriétés de la microstructure du béton et donc sur ses propriétés électriques.

Medeiros-Junior et Lima (2016) ont suivi l'évolution de la résistivité électrique durant le séchage à l'air libre de 4 bétons différents, en utilisant le dispositif Wenner à 4 électrodes espacées de 5 cm. Les bétons étudiés sont formulés avec un ciment CPII (contenant 10 % de filler calcaire), un ciment CPIII (contenant 60 % de laitier de haut fourneau et 5 % de filler calcaire), un ciment CPIV (contenant 50 % d'additions pouzzolaniques et 5 % de filler calcaire) et un ciment CPV (contenant 5 % de filler calcaire). Pour chacune de ces formulations, 3 rapports Eau/Liant (E/L) ont été testés : 0,4, 0,5 et 0,6. Les auteurs montrent que la présence d'ajouts minéraux, en particulier le laitier de haut fourneau (CPIII), augmente considérablement la résistivité électrique du fait d'un raffinement de la microstructure du béton. La **Fig. 2.6** montre qu'à la fin de la période de séchage, la résistivité du béton CPIII est environ égale à 11

fois celle du béton CPII. Les auteurs ont rapporté ces observations aux réactions d'hydratation plus progressives des ciments contenant des ajouts par rapport à celles du ciment pur.

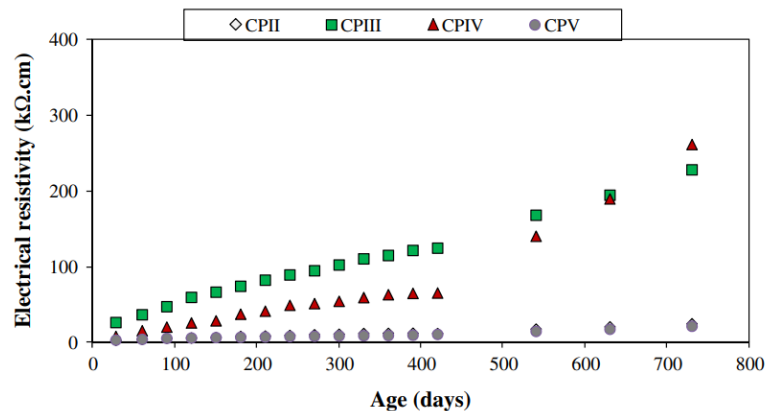


Fig. 2.6. Augmentation de la résistivité électrique pendant le séchage de bétons formulés avec différents types de ciment, pour un rapport E/L égal à 0,5 [Medeiros-Junior et Lima, 2016].

Teng *et al.* (2013) ont évalué la résistivité électrique à 90 jours en utilisant le dispositif Wenner, sur 4 formulations de béton différentes. La première paire, A et B, a un rapport E/L de 0,35. Le béton A est un béton de référence à base de CEM I et le béton B est formulé avec le même ciment avec un remplacement de 30 % par du laitier. La deuxième paire, C et D, a un rapport E/L de 0,28. Le béton C est formulé avec du CEM I et le béton D est formulé avec le même ciment mais avec un remplacement de 30 % par du laitier. Les auteurs constatent qu'à 90 jours de cure, la résistivité du béton B était de 30 $\Omega.m$, supérieure à celle du béton A égale à 16,5 $\Omega.m$. De même, la résistivité du béton D était égale à 137 $\Omega.m$, tandis que celle du béton C était égale à 29,6 $\Omega.m$. Ces résultats ont été attribués à la densification de la microstructure due à la formation des hydrates secondaires pendant les réactions d'hydratation du laitier.

El Achrafi *et al.* (2023) ont étudié l'effet de la période de cure sur la résistivité de deux bétons : le béton APOS-C1 à base de CEM I (avec un rapport E/L de 0,623) et le béton APOS-C3 formulé avec 16 % de filler calcaire et 84 % de CEM III/A (contenant 62 % de laitier et ayant un rapport E/L=0,58). Les auteurs ont observé que la résistivité du béton C1 reste constante après 6 ans de cure, à une valeur de 52 $\Omega.m$. Cependant, la résistivité du béton C3 passe de 356 $\Omega.m$ (à 90 jours de cure) à 535 $\Omega.m$ (après 6 ans de cure). Cette augmentation de la résistivité a été expliquée d'une part par le raffinement de la microstructure grâce à l'effet hydraulique latent du laitier et, d'autre part, à la diminution de la conductivité électrique et du pH de la solution interstitielle due à la forte consommation de la portlandite pendant la réaction d'hydratation du laitier.

Dans sa thèse, Ibro (2020) a suivi les profils de résistivité électrique lors du séchage d'éprouvettes cylindriques formulées un béton B1 (à base de CEM I, avec un rapport E/C=0,43) et un béton B2 (à base de CEM V/A formé par 54 % de clinker, 23 % de laitier et 23 % de cendres volantes, avec un rapport E/C=0,38). Les profils de résistivité ont été obtenus par le capteur noyé, qui était encore en cours de développement par Badr *et al.* (2019). La configuration de mesure utilisée pour les mesures de résistivité avec le capteur noyé est la mesure « dipolaire » (c'est-à-dire en mode « deux points »), consistant à injecter un courant électrique et à mesurer la différence de potentiel résultante entre deux paires d'électrodes identiques situées de part et d'autre du CI. Les profils de résistivité ont été enregistrés le séchage des éprouvettes à une température de 20 °C et une humidité relative de 8 %. La **Fig. 2.7** montre qu'à la même échéance du temps de séchage, la résistivité électrique du béton B2 (à droite) est plus élevée que celle du béton B1 (à gauche). Ces observations ont été attribuées au réseau poreux plus fin et moins connecté du béton B2 comparé avec celui du béton B1.

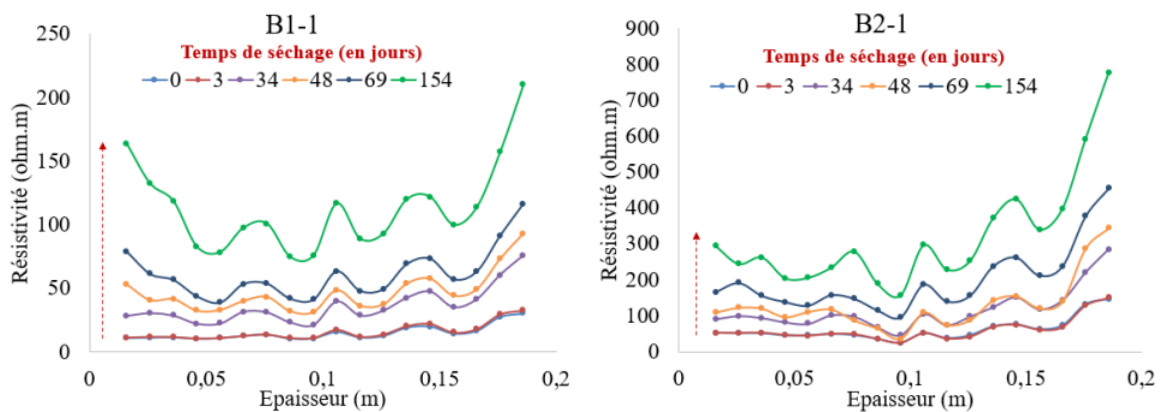


Fig. 2.7. Profils de résistivité électrique obtenus par capteurs noyés en fonction de l'épaisseur des éprouvettes et du temps de séchage pour les bétons B1 et B2 [Ibro, 2020].

2.3.2. Sensibilité de la résistivité électrique à l'état hydrique

Comme évoqué précédemment, la résistivité électrique du béton est principalement régie par la mobilité des ions présents dans la solution interstitielle, elle est donc fortement influencée par les propriétés de la phase liquide présente dans l'espace poral du béton. La résistivité du béton peut être exprimée en fonction des différents paramètres caractérisant l'espace poral, en utilisant une loi empirique initialement établie par Archie (1942) pour les roches saturées. Cette loi a été ensuite adaptée au béton en intégrant un terme de saturation, permettant ainsi de tenir compte du degré de saturation du matériau (**Eq. (2.7)**).

$$\rho = a\rho_w\varphi^{-m}S_l^{-n} \quad \text{Eq. (2.7)}$$

où ρ_w ($\Omega.m$) est la résistivité de la solution interstitielle, φ est la porosité du matériau, S_l le degré de saturation en eau. Les coefficients a , m et n dépendent du matériau. Le facteur a , appelé également facteur de lithologie, est un paramètre de calage qui tend à augmenter à mesure que la porosité diminue. Dans les bétons, sa valeur varie entre 0,02 et 1 et peut arriver jusqu'à 7 pour les mortiers et les pâtes de ciment. Le facteur de cimentation m traduit l'effet de la tortuosité du réseau poreux et varie entre 2 et 7. Enfin, le facteur de saturation n dépend de la nature du fluide et de ses interactions avec la matrice et sa valeur se situe généralement entre 2 et 2,6 [Balayssac et Garnier, 2017, Bonnet et Balayssac, 2018].

Les travaux de la littérature ont montré que la résistivité diminue, selon une loi de puissance, lorsque le degré de saturation augmente [Millard, 1991, Lataste *et al.*, 2003, Sbartai *et al.*, 2007, Fares *et al.*, 2015, Balayssac et Bonnet, 2018]. Cette tendance observée ressemble à celle de la loi d'Archie donnée par l'**Eq. (2.7)**.

Fares *et al.* (2015) ont suivi les profils de résistivité dans une dalle de béton, formulée avec du CEM I et ayant un rapport E/C égal à 0,8, immergée dans 1 cm d'eau. Les mesures de résistivité sont réalisées sur la face de pénétration à différentes échéances de l'imbibition, en utilisant le peigne d'électrodes surfaciques en configuration « Wenner » (voir paragraphe 2.2.2). Les auteurs ont montré que, pour les différentes profondeurs d'investigation, la résistivité électrique diminue suite à l'absorption d'eau par capillarité. Après 128 heures d'imbibition, la résistivité mesurée aux profondeurs correspondant aux espacements 2, 4, 6 et 8 cm a montré une diminution d'environ 83 %, 77 %, 63 % et 55 % respectivement par rapport à la valeur initiale.

Bonnet et Balayssac (2018) utilisent le même dispositif pour suivre l'état hydrique de dalles de béton conditionnées à différents degrés de saturation. Les auteurs ont développé des lois empiriques, à savoir une loi linéaire et une adaptation de la loi d'Archie (comme illustré dans la **Fig. 2.8**), pour exprimer la résistivité électrique en fonction du degré de saturation et de la profondeur de carbonatation. Les résultats obtenus ont confirmé la forte sensibilité de la résistivité électrique au degré de saturation du béton. Par ailleurs, la réalisation des mesures de résistivité n'était pas possible pour des degrés de saturation inférieurs à 40 %. Ces observations ont été attribuées à la discontinuité de la solution interstitielle à faibles degrés de saturation, ce qui entrave la circulation du courant électrique. Pour des futures études, les auteurs proposent de tester ces modèles sur des bétons ayant des propriétés différentes, notamment en termes de porosité, afin de valider davantage les lois établies.

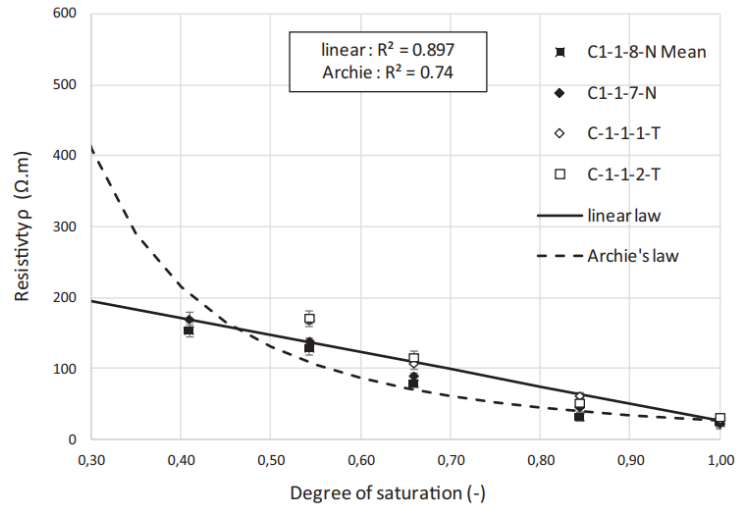


Fig. 2.8. Corrélation entre la résistivité électrique et le degré de saturation pour des dalles non carbonatées [Bonnet et Balayssac, 2018].

Enfin, Badr *et al.* (2019) ont suivi les profils de résistivité d'une éprouvette cylindrique, formulée avec un béton ordinaire à base de CEM I ($E/C=0,59$) et instrumentée avec le capteur échelle présenté dans la **Fig. 2.4**. Les mesures de résistivité ont été réalisées en configuration « Transmission » et ont été obtenues à différentes échéances du séchage de l'éprouvette à 20 °C et à 45 °C. La surface latérale et la face inférieure de l'éprouvette ont été recouvertes par du papier aluminium, afin d'assurer un séchage unidirectionnel par la face supérieure. La **Fig. 2.9** montre l'évolution de la variation relative de la résistivité apparente par rapport à la valeur initiale, pendant le séchage de l'éprouvette à 20 °C (a) et à 45 °C (b). Les résultats montrent une augmentation de la résistivité, attribuée à la diminution du degré de saturation du béton lors du séchage. Le séchage unidirectionnel est également mis en évidence dans la **Fig. 2.9**, montrant une variation relative de la résistivité plus élevée près de la surface séchante qu'au cœur de l'éprouvette. De plus, la variation relative de la résistivité en surface augmente plus rapidement lorsque le séchage est accéléré à 45 °C (**Fig. 2.9(b)**).

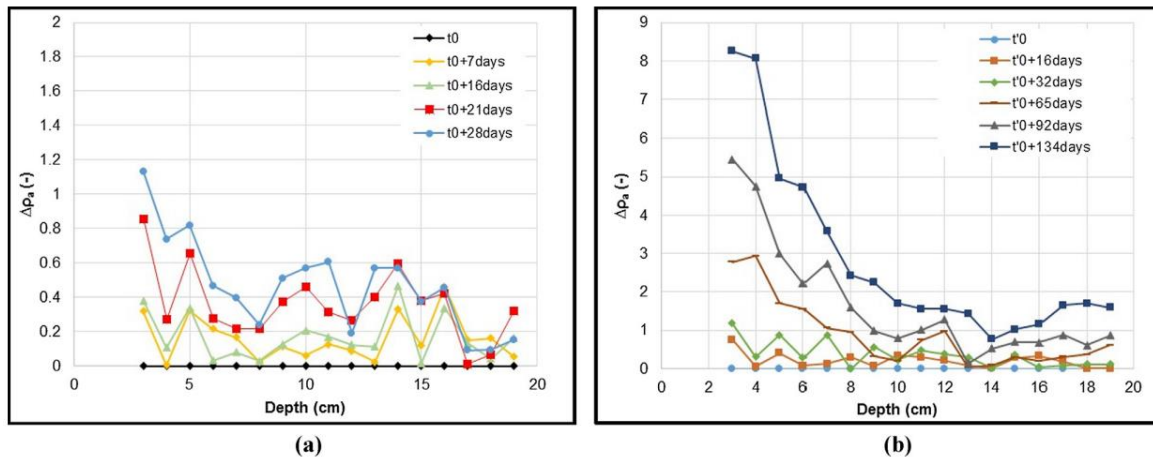


Fig. 2.9. Profils de variation relative de la résistivité apparente mesurée par capteur noyé à différentes échéances du séchage d'éprouvettes de béton à : (a) 20 °C, (b) 45 °C [Badr *et al.*, 2019].

2.3.3. Sensibilité de la résistivité électrique à l'état ionique

La sensibilité de la résistivité électrique à l'état ionique du béton, en particulier à la teneur en chlorures, a été également étudiée dans la littérature [Saleem *et al.*, 1996, Du Plooy *et al.*, 2015, Lecieux *et al.*, 2015, Fares *et al.*, 2018, El Achrafi *et al.*, 2023]. Il a été montré que la résistivité électrique diminue avec l'augmentation de la teneur en chlorures. Ceci est dû principalement à l'augmentation du nombre des charges libres mobiles dans la solution électrolytique, favorisant ainsi la conduction du courant.

Saleem *et al.* (1996) ont étudié l'évolution de la résistivité électrique lors des essais d'imbibition, réalisés sur des éprouvettes de béton contaminées avec différentes concentrations en chlorures. Le béton étudié est formulé avec du ciment Portland résistant aux sulfates avec un rapport E/C=0,45. L'instrument utilisé pour les mesures de résistivité comporte 4 bornes, dont deux bornes servent pour l'injection du courant et les deux autres sont utilisées pour la mesure de la résistance de transfert résultante. La **Fig. 2.10** montre une diminution exponentielle de la résistivité en fonction du degré de saturation. De plus, les résultats montrent que pour un degré de saturation donné, la résistivité électrique diminue à mesure que la concentration en chlorures augmente. Ces résultats soulignent l'effet couplé du degré de saturation et de la concentration en chlorures sur la résistivité électrique, particulièrement lors de la pénétration des chlorures dans un béton partiellement saturé.

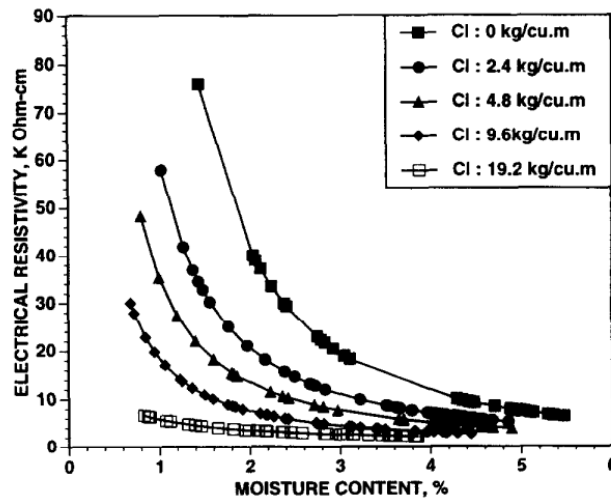


Fig. 2.10. Relation entre la résistivité électrique et la teneur en eau pour différentes concentrations en chlorures [Saleem *et al.*, 1996].

Dans les travaux de Lecieux *et al.* (2015), un dispositif noyé a été utilisé afin de mesurer la résistivité électrique de dalles de béton contaminées avec différentes concentrations en chlorures. Les dalles sont formulées avec un béton ordinaire à base de CEM I et présentent un rapport E/C égal à 0,7. Le capteur noyé utilisé consiste en une barre en PVC contenant 43 électrodes métalliques espacées de 25 mm, permettant de réaliser des mesures en configuration « Wenner » en faisant varier l'espacement des électrodes. Nous précisons que les valeurs de résistivité obtenues par ce dispositif représentent des résistivités apparentes, qui ont été inversées pour aboutir aux résistivités vraies du matériau. Les dalles instrumentées ont été contaminées avec les chlorures durant le coulage, en dissolvant les chlorures dans l'eau de gâchage. Ensuite, les dalles ont été conservées dans une chambre climatique (à $T=20\text{ }^{\circ}\text{C}$ et $HR=85\%$) et les mesures de résistivité ont été réalisées à différentes échéances de la période de cure. Les résultats montrent qu'à 118 jours de cure, la résistivité mesurée au niveau 3 (c'est-à-dire pour un espacement de 75 mm entre les électrodes) dans les bétons contaminés avec 30 g/L, 60 g/L et 120 g/L de NaCl est respectivement 17 %, 23 % et 47 % inférieure à celle du béton non contaminé par le sel.

Fares *et al.* (2018) et El Achrafi *et al.* (2023) ont plutôt utilisé la TRE (**Fig. 2.3**) pour suivre l'évolution de la résistivité apparente, lors d'un essai de diffusion des chlorures dans des bétons saturés. Les auteurs appliquent une méthode d'inversion pour convertir les résistivités apparentes mesurées en profils de résistivité « vraie », afin de remonter à des profils de teneur en chlorures par calibration. La **Fig. 2.11(a)** montre l'évolution de la résistivité apparente mesurée par Fares *et al.* (2018), sur une dalle de béton à base de CEM I ($E/L=0,623$) soumise

à une campagne de diffusion avec de l'eau salée à 165 g/L de NaCl et 4 g/L de NaOH. Les résultats montrent une diminution de la résistivité apparente au cours du temps, avec des valeurs de résistivité plus importantes en profondeur (Level 4) qu'en surface (Level 1), traduisant ainsi la diffusion des chlorures de la surface vers la profondeur de la dalle. De plus, les auteurs ont établi des courbes de calibration reliant la résistivité électrique à la concentration en chlorures, afin de convertir les profils de résistivité vraie (obtenus par inversion des profils de résistivité apparente) en profils en chlorures. Ces profils en chlorures obtenus par essais non destructifs (END) ont été comparés aux profils en chlorures obtenus par essais destructifs (ED), menés sur les carottes utilisées pour la campagne de calibration. La **Fig. 2.11(b)** montre une bonne concordance entre les profils en chlorures obtenus par ED et END, soulignant ainsi la capacité des mesures de résistivité à suivre la pénétration des chlorures dans le béton.

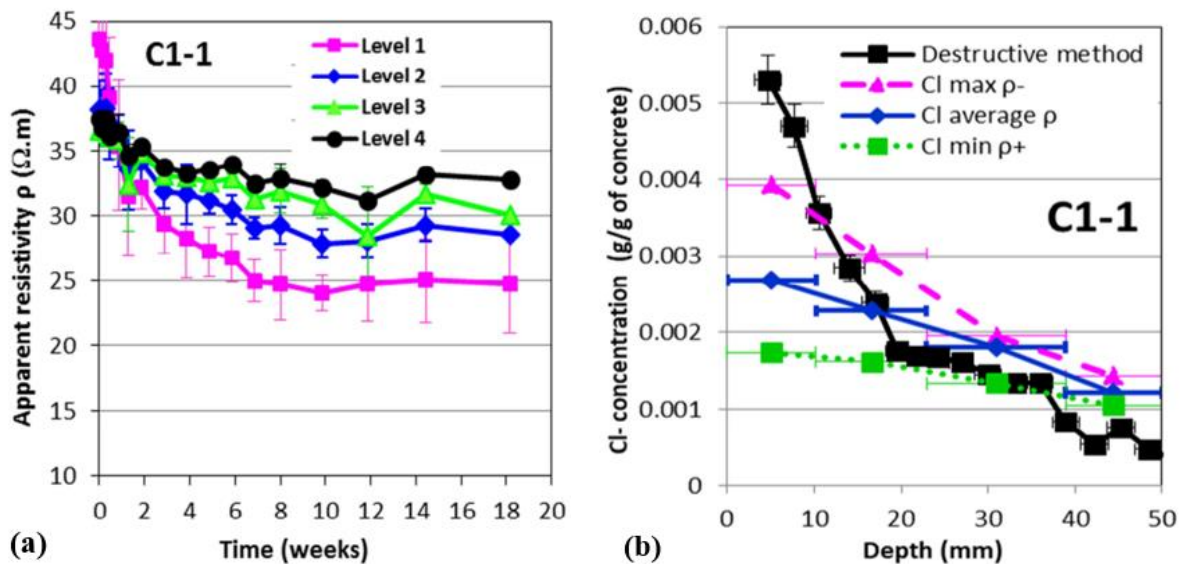


Fig. 2.11. Résultats expérimentaux obtenus par Fares *et al.* (2018) lors d'un essai de diffusion de chlorures : (a) évolution des résistivités apparentes obtenues à différentes profondeurs d'investigation au cours du temps, (b) comparaison entre les profils en chlorures obtenus par ED et END.

2.3.4. Effet de la variation de température sur la résistivité électrique

L'influence de la température sur la résistivité du matériau est significative. Pour le béton, une augmentation de la température entraîne une diminution de la résistivité électrique, en raison de l'augmentation de la concentration et de la mobilité des ions dans la solution interstitielle, améliorant ainsi leur capacité à transporter le courant [Polder *et al.*, 2000, Castellote *et al.*, 2002]. Par conséquent, il est nécessaire d'apporter des corrections aux mesures

de résistivité accompagnées par une variation de température. Plusieurs approches décrivant l'effet de la température sur la résistivité électrique ont été proposées dans la littérature.

Une première approche, consistant en une relation linéaire, permet d'exprimer l'effet de la température sur la résistivité électrique [Whittington *et al.*, 1981]. Cette approche est généralement applicable aux solutions électrolytiques et est donnée par l'**Eq. (2.8)**.

$$\rho(T) = \rho(T_0)[1 + \alpha(T_0 - T)] \quad \text{Eq. (2.8)}$$

où $\rho(T)$ ($\Omega.m$) représente la résistivité du matériau à la température T ($^{\circ}C$), $\rho(T_0)$ ($\Omega.m$) représente la résistivité du matériau à la température de référence T_0 ($^{\circ}C$) et α ($^{\circ}C^{-1}$) représente un coefficient de température propre au matériau. Pour un béton saturé, les valeurs de α varient entre 0,022 et 0,03 $^{\circ}C^{-1}$ [Whittington *et al.*, 1981]. Cependant, il a été montré que cette formule n'est applicable que pour une variation faible de la température (généralement de ± 5 $^{\circ}C$ par rapport à la température de référence).

De plus, il existe la loi d'Arrhenius couramment utilisée pour décrire l'effet de la température sur la résistivité électrique (**Eq. (2.9)**) [Polder *et al.*, 2000, Chrisp *et al.*, 2001, Castellote *et al.*, 2002].

$$\rho(T_i) = \rho(T_0)e^{\frac{E_a}{R}\left(\frac{1}{T_i} - \frac{1}{T_0}\right)} \quad \text{Eq. (2.9)}$$

où $\rho(T_i)$ ($\Omega.m$) est la résistivité mesurée à la température T_i ($^{\circ}C$), $\rho(T_0)$ ($\Omega.m$) est la résistivité ramenée à la température de référence T_0 ($^{\circ}C$), R est la constante des gaz parfaits (égale à 8.314 J/(mol.K)) et E_a (J/mol) est l'énergie d'activation définie comme étant la quantité d'énergie thermique nécessaire pour mobiliser une mole d'ions initialement en équilibre dans la solution interstitielle.

D'après la littérature, la valeur de E_a dépend principalement de la nature du matériau, de sa formulation et de son taux de saturation. Il a été montré que la valeur de E_a pour les pâtes de ciment et les mortiers est plus élevée que celle des bétons [Whittington *et al.*, 1981, Hope *et al.*, 1985]. Chrisp *et al.* (2001) ont étudié la variation de l'énergie d'activation de deux bétons : un béton ordinaire formulé avec du CEM I et un autre béton formulé en remplaçant 40 % de la masse du clinker par du laitier. Les auteurs ont évalué les valeurs de E_a à partir de mesures de conductivité, réalisées sur des éprouvettes conditionnées à différents degrés de saturation. Le **Fig. 2.12** montre l'évolution de la conductivité en fonction de l'inverse de la température du béton ordinaire (a) et du béton au laitier (b), avec les valeurs d'énergie d'activation obtenues aux différents degrés de saturation étudiés. Les résultats montrent que, pour les deux bétons, la

valeur de E_a diminue avec l'augmentation du degré de saturation. En revanche, nous remarquons pour un degré de saturation donné, l'énergie d'activation ne varie pas de manière significative entre le béton ordinaire et le béton contenant du laitier.

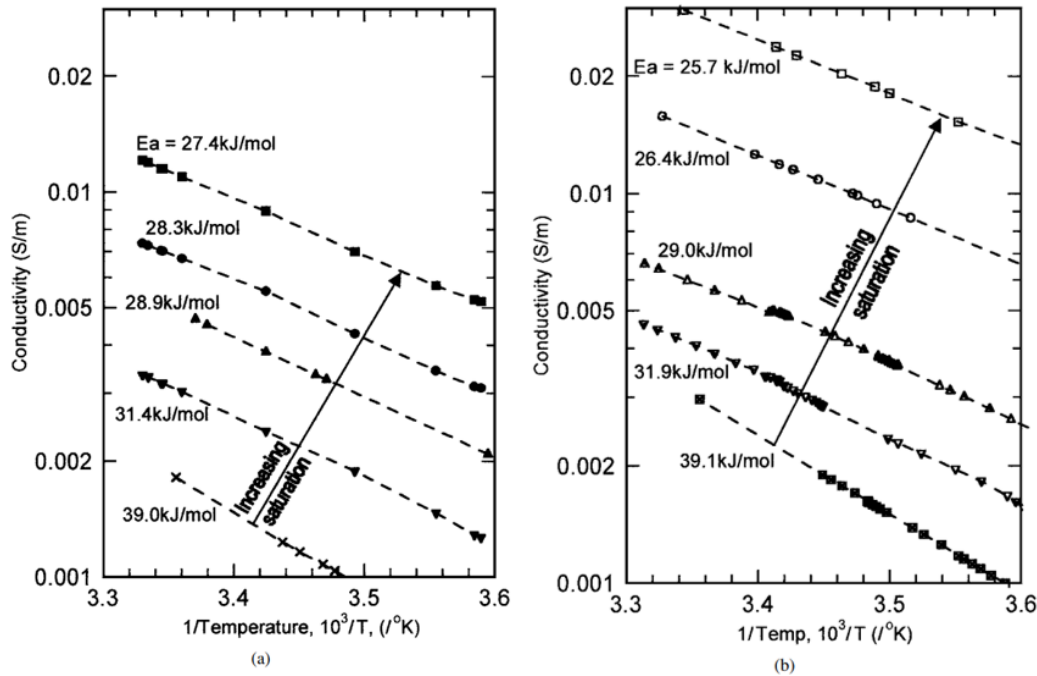


Fig. 2.12. Evolution de la conductivité en fonction de l'inverse de la température, avec les valeurs de l'énergie d'activation obtenues aux différents degrés de saturation étudiés : (a) béton ordinaire, (b) béton formulé avec du laitier [Chrisp *et al.*, 2001].

McCarter *et al.* (2000) ont étudié un mortier à base de ciment Portland (OPC), un mortier formulé avec 50 % de laitier de haut fourneau (GGBS), un mortier formulé avec 20 % de métakaolin (MK), un mortier formulé avec 20 % de fumée de silice (SF) et un mortier formulé avec 30 % de GGBS et 20 % de MK. Les auteurs ont montré que la plage de variation de l'énergie d'activation varie légèrement entre les différents mortiers. L'énergie d'activation obtenue pour le mortier de référence est la plus faible et varie entre 16 et 20 kJ/mol. Pour les mortiers formulés avec 50 % de GGBS et 20 % de MK, les valeurs d'énergie d'activation sont légèrement plus faibles et varient entre 20 et 25 kJ/mol. Enfin, pour les mortiers formulés avec 20 % de SF et 30 % de GGBS avec 20 % de MK, les valeurs d'énergie d'activation varient entre 25 et 30 kJ/mol. Touil *et al.* (2017) ont montré que les valeurs d'énergie d'activation d'un béton de référence (à base de CEM II/A) et d'un béton contenant une substitution de 10 % du ciment par des additions pouzzolaniques sont très proches et sont respectivement égales à 32.45 kJ/mol et 30.02 kJ/mol.

Enfin, Badr *et al.* (2022) ont étudié l'effet de la variation de la température sur les valeurs de résistivité obtenues par capteurs noyés, sur des éprouvettes de béton ordinaire (à base de CEM I) conditionnées à différentes températures et différents degrés de saturation. Les valeurs de l'énergie d'activation sont obtenues par ajustement d'une loi exponentielle aux mesures de résistivité, réalisées en configuration « Transmission » et en configuration « Wenner » (voir Fig. 2.13). Les auteurs ont montré également que la valeur de E_a augmente quand le degré de saturation diminue. Les valeurs de l'énergie d'activation obtenues varient entre 20 kJ/mol et 33 kJ/mol, pour des valeurs de degré de saturation variant respectivement entre 95 % et 34 %. Dans notre étude, nous utilisons la loi d'Arrhenius (Eq. (2.9)) pour corriger les mesures de résistivité obtenues lors du séchage à 45 °C.

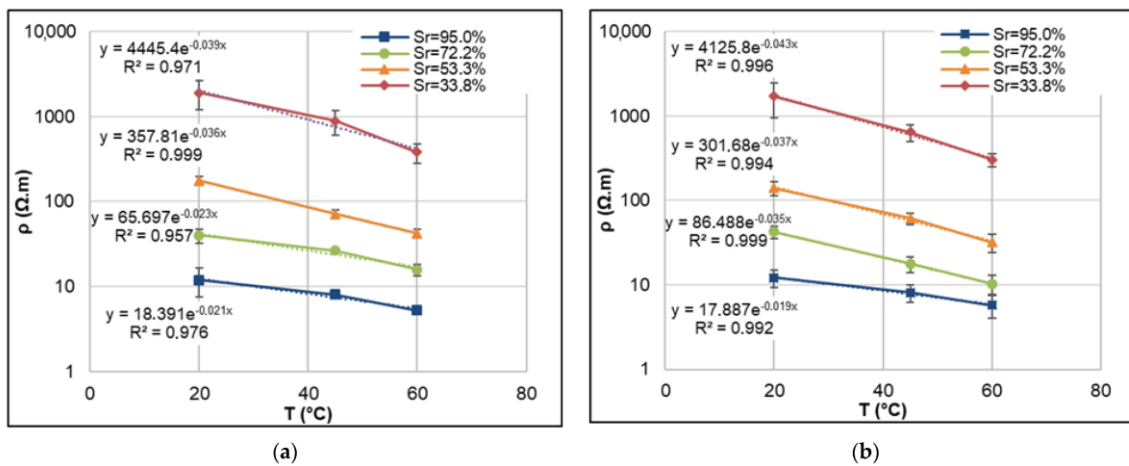


Fig. 2.13. Variation de la résistivité électrique en fonction de la température à différents degrés de saturation [Badr *et al.*, 2022] : (a) mesures en configuration « Transmission », (b) mesures en configuration « Wenner ».

2.4. Phénomène de Polarisation Provoquée (PP)

Outre le phénomène de conduction, un autre phénomène observé dans le béton suite à l'application d'un champ électrique est la Polarisation Provoquée (PP). Ce dernier a été observé pour la première fois par Conrad Schlumberger dans le domaine de la géophysique [Schlumberger, 1920]. En effet, il a observé que lorsqu'un courant électrique est injecté dans un sol, la tension électrique entre deux points de ce même milieu n'atteint pas instantanément sa valeur attendue. De même, lorsque le courant est interrompu, la tension mesurée ne chute pas instantanément à zéro, mais décroît progressivement avec le temps. Ce phénomène est similaire à la charge et à la décharge d'un condensateur. Il résulte de l'accumulation de charges ioniques ou électroniques mises en mouvement lors de l'injection d'un courant électrique,

entraînant la formation de dipôles électriques locaux. Ces derniers génèrent une tension électrique secondaire (V_s) dont l'amplitude décroît progressivement après l'arrêt du courant, donnant lieu à l'observation des courbes de décroissance caractéristiques du phénomène de PP dans le domaine temporel (ou PPT).

En effet, lorsqu'un courant pseudo-continu (i.e. de très basse fréquence) ayant une forme de signal carré est injecté dans le milieu, la tension électrique totale (V_0) du système stabilisé représente la somme de la tension induite par l'injection du courant et de la tension secondaire (V_s) résultant du phénomène de PPT (comme le montre la **Fig. 2.14**). L'étude de la forme et de l'amplitude de cette courbe de charge ou décharge fournit des informations sur l'ampleur du phénomène de PPT, on parle alors de chargeabilité électrique (M) du milieu. La chargeabilité totale représente l'intégrale de la courbe de décharge, obtenue en pratique en discrétisant cette dernière en un certain nombre de fenêtres temporelles de largeurs variables, sur lesquelles on peut définir des chargeabilités partielles, et que l'on somme pour obtenir la chargeabilité totale. Comme pour la résistivité, la chargeabilité mesurée correspondrait à la chargeabilité « vraie » du milieu uniquement si celui-ci était parfaitement homogène. Dans le cas d'un milieu hétérogène, la chargeabilité mesurée est une chargeabilité « apparente », qui résulte de l'ensemble des contributions en chargeabilité du milieu [Kremer, 2015] dans le volume investigué.

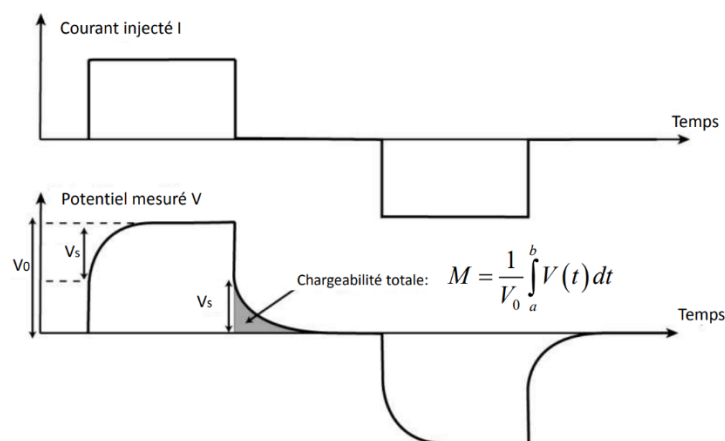


Fig. 2.14. Principe d'acquisition d'une mesure en PPT [Blondel, 2014].

Comme évoqué précédemment, la PPT a été largement étudiée en géophysique, comme en attestent de nombreux travaux [Kremer, 2015, Martinho, 2023]. Bien que l'on trouve de nombreuses études des phénomènes de polarisation induite de matériaux cimentaires dans le domaine fréquentiel (techniques plus souvent appelées Spectral Induced Polarization, ou Electrical Impedance Spectroscopy) [Leroy *et al.*, 2019], l'application de la méthode de PPT

dans le contexte des bétons et matériaux cimentaires est quasi absente de la littérature. Cependant, en raison de la relation directe entre la PPT et l'accumulation de charges ioniques, il est attendu que la chargeabilité soit sensible à la microstructure du béton et aux espèces ioniques présentes dans sa solution interstitielle, notamment les ions chlorure. Ainsi, nous nous sommes intéressés dans notre étude à évaluer non seulement la résistivité électrique, mais aussi la chargeabilité électrique de nos bétons en utilisant le même capteur noyé. Nous avons entamé l'analyse du phénomène de PPT durant la période de cure de nos bétons.

2.5. Conclusion

Le principal avantage de l'utilisation de la résistivité électrique réside dans sa très grande sensibilité à l'état hydrique et ionique du béton, facteurs déterminants pour la durabilité des structures en béton. Après avoir brièvement introduit la définition générale de la résistivité électrique et le principe de mesure, nous avons exposé les différentes techniques de mesure retenues dans ce travail. Notre attention s'est principalement portée sur le capteur noyé en CI, permettant d'évaluer les profils de résistivité en fonction du temps et de la profondeur dans la structure. Les profils de résistivité obtenus à partir de ces capteurs lors de divers phénomènes seront convertis en profils de degré de saturation et profils en chlorures, à travers une campagne de calibration réalisée à l'aide de la cellule de résistivité. Le peigne d'électrodes sera également utilisé pour la réalisation de mesures surfaciques lors de la campagne de marnage. Ces mesures surfaciques seront inversées et comparées à celles obtenues par capteurs noyés, afin de comparer les deux techniques de mesure.

Etant donné que la résistivité électrique est fortement influencée par la microstructure du béton, il était essentiel d'examiner sa sensibilité à certaines caractéristiques clés de cette microstructure. Tout d'abord, nous avons cité l'effet des ajouts minéraux, notamment le laitier de haut fourneau, qui provoque un raffinement de la microporosité et donc, une augmentation de la résistivité électrique. De plus, notre objectif étant de suivre les transferts hydrique et ionique à travers la résistivité électrique, nous avons donc souligné la sensibilité de la résistivité à l'état hydrique du béton et l'état ionique de sa solution interstitielle. Les travaux de la littérature constatent qu'une augmentation de la teneur en eau et en chlorures entraîne une diminution de la résistivité. Enfin, nous avons analysé l'effet de l'augmentation de la température, entraînant une augmentation de la concentration des ions mobiles dans l'espace poral et renforçant ainsi leur capacité à transporter le courant. Dans notre étude, nous suivons

l'évolution de la résistivité des bétons lors d'une campagne de séchage et nous choisissons l'approche proposée par Arrhenius par la correction des valeurs de résistivité obtenues.

A la fin de ce chapitre, nous avons introduit brièvement le phénomène de polarisation provoquée, phénomène observé dans le béton suite à l'application d'un courant électrique et donnant lieu à une propriété électrique appelée « chargeabilité ». Etant donné que ce phénomène résulte de l'accumulation des charges ioniques, il peut donc être fortement influencé par l'état ionique de la solution porale du béton, notamment par la présence des ions chlorures. Cela nous a motivés à explorer ce phénomène dans notre étude, en complément de la résistivité électrique.

Dans le cadre de cette thèse, nous utilisons les mesures de résistivité obtenues par capteur noyé pour l'estimation des indicateurs de durabilité, par la modélisation des phénomènes de transfert dans le béton. A cet effet, le chapitre suivant présente les modèles décrivant les transferts hydriques et ioniques dans les bétons, en mettant particulièrement l'accent sur leur application en environnement maritime.

Chapitre 3 : Modèles de transport et effet du laitier sur les propriétés de transfert

Les méthodes de mesure électrique ND décrites dans le chapitre 2 sont couramment utilisées pour la détection et le suivi des dégradations au sein du béton, notamment quand ce dernier est exposé à des environnements agressifs.

En environnement maritime, les structures en béton armé sont exposées à la pénétration des ions chlorure provenant de l'eau de mer. Lorsque les chlorures atteignent une concentration critique à proximité des barres d'acier, la corrosion commence à se développer, entraînant l'apparition de fissures dans le béton [Al-Rabiah *et al.*, 1990, Qu *et al.*, 2021, Soive *et al.*, 2022]. La cinétique de pénétration des ions chlorure et les mécanismes impliqués dépendent de plusieurs facteurs, notamment des propriétés de transfert qui sont des paramètres d'entrée essentiels pour les modèles de transport. Par ailleurs, ces propriétés de transfert dépendent fortement des caractéristiques de la matrice cimentaire. Il a été montré qu'une des solutions adoptées pour retarder la pénétration des chlorures est la modification de cette matrice par la substitution partielle du ciment par des additions minérales, notamment le laitier de haut fourneau auquel nous nous intéressons dans ce travail [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011, Ben Fraj *et al.*, 2012, El Achrafi *et al.*, 2023, Mapa *et al.*, 2023].

Dans le premier paragraphe de ce chapitre, nous soulignons l'importance de l'incorporation du laitier dans les structures en béton et son influence sur les différents indicateurs de durabilité. Ensuite, dans le deuxième paragraphe, nous abordons le modèle de transfert retenu dans ce travail et décrivant le transport de l'eau et des ions chlorure dans le béton, en détaillant les relations constitutives et en listant les principaux paramètres d'entrée.

3.1. Incorporation du laitier de haut fourneau

Le laitier de haut fourneau est un sous-produit de la fabrication de l'acier et est couramment utilisé dans les ouvrages maritimes, en raison de son effet positif sur les propriétés de transfert du béton.

Lorsque le laitier est mélangé avec le clinker, il réagit, en présence de l'eau, avec l'hydroxyde de calcium (ou la portlandite $\text{Ca}(\text{OH})_2$), qui est l'un des hydrates principaux de la réaction d'hydratation du clinker. Cette réaction chimique entre le laitier et la portlandite, appelée réaction pouzzolanique et hydraulique latente du laitier, provoque la formation de nouveaux hydrates (tels que les silicates de calcium hydratés C-S-H et les silico-aluminates de

calcium hydratés C-A-S-H). Ceci améliore les propriétés de transfert du béton, comme nous allons le voir dans le paragraphe suivant.

3.1.1. Effet du laitier sur la porosité et le diamètre critique des pores

Plusieurs auteurs ont étudié l'effet du laitier sur la porosité du béton. Ben Fraj *et al.* (2012) ont comparé la porosité accessible à l'eau de deux types de béton : un béton formulé avec du ciment Portland (OPCC60) et un autre béton formulé avec 30 % de laitier (BFS60), ayant le même rapport E/L de 0,48. Les auteurs ont montré que la porosité des bétons OPCC60 et BFS60, mesurée à 90 jours après le coulage, était respectivement égale à 10.21 % et 9.73 %. Cela montre que l'effet du laitier sur la porosité du béton n'est pas très significatif à court terme.

Afin d'étudier l'évolution des propriétés du béton à de longues échéances, El Achrafi *et al.* (2023) ont évalué la porosité accessible à l'eau à 90 jours et après 6 ans de cure, pour deux bétons : un béton C1 (à base de CEM I, avec un rapport E/L=0,62) et un béton C3 (à base de CEM III/A contenant 62 % de laitier et avec un rapport E/L=0,58). Les auteurs constatent que la porosité des bétons C1 et C3 est de 16,20 % et 15,97 % respectivement à 90 jours, et de 15,88 % et 15,9 % respectivement après 6 ans de cure. Cela montre que les différences entre les porosités obtenues à 90 jours et après 6 ans de cure sont presque négligeables, avec une porosité du béton C1 assez similaire à celle du béton C3.

De plus, plusieurs travaux ont été réalisés pour étudier l'effet du laitier sur la structure porale du béton par porosimétrie au mercure. El Achrafi *et al.* (2023) ont évalué la distribution de la taille des pores ainsi que le diamètre critique des pores après 6 ans de cure, pour les deux bétons C1 et C3. Les auteurs ont constaté que la taille des pores du béton C3 varie entre 6 et 200 nm, tandis que celle du béton C1 est comprise entre 60 et 600 nm. De plus, les auteurs ont montré que le diamètre critique des pores du béton C3 était plus faible que celui du béton C1. Cette observation est attribuée au raffinement de la microstructure, principalement dû à la finesse des particules de laitier et à la formation des hydrates secondaires pendant l'hydratation latente du laitier. Par ailleurs, les résultats obtenus après 6 ans de cure par El Achrafi *et al.* (2023) ont été comparés à ceux obtenus par Fabien *et al.* (2021) à une échéance plus courte (90 jours de cure) sur des bétons comparables aux bétons C1 et C3. Une réduction significative du diamètre critique du béton C3 a été observée après 6 ans de cure et a été attribuée à l'hydratation complète de tous les produits anhydres du béton C3 (**Fig. 3.1**).

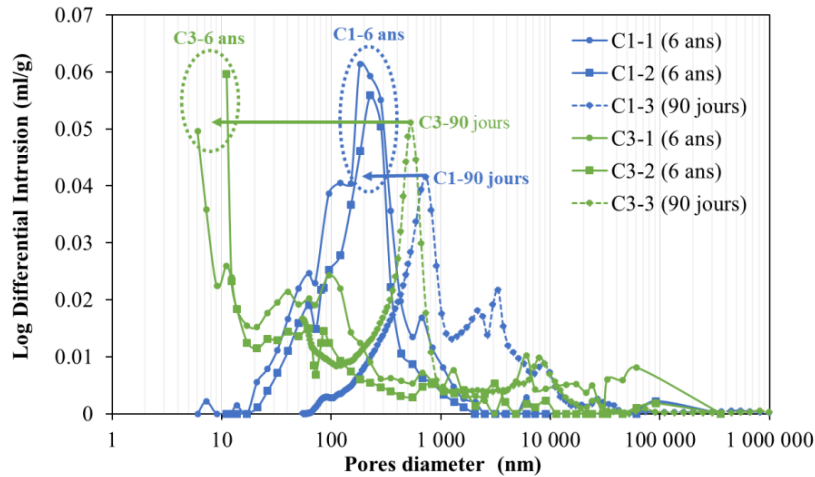


Fig. 3.1. Distribution de la taille de pores obtenue après 6 ans de cure pour les bétons C1 et C3 [El Achrafi *et al.*, 2023] et comparaison avec les résultats obtenus par Fabien *et al.* (2021) après 90 jours de cure.

3.1.2. Effet du laitier sur la perméabilité à l'eau liquide

Comme nous l'avons vu dans le paragraphe précédent, l'ajout du laitier affecte la microstructure du béton et par conséquent, ses propriétés de transport. Parmi ces propriétés, il est important d'étudier l'effet du laitier sur la perméabilité intrinsèque à l'eau liquide, un paramètre clé régissant le transport de la phase liquide et constituant une donnée d'entrée essentielle pour la modélisation des phénomènes de transfert dans le béton.

Différentes méthodes peuvent être utilisées pour l'évaluation de la perméabilité à l'eau. La première méthode consiste en une méthode « directe », basée sur des mesures expérimentales permettant de mesurer la perméabilité du béton. La deuxième méthode consiste en une méthode « indirecte », basée sur une « analyse inverse » de données expérimentales obtenues lors d'essais de séchage ou d'imbibition. En d'autres termes, la perméabilité peut être estimée par ajustement d'un modèle de transport à des données expérimentales, telles que des courbes de perte de masse et d'absorption d'eau ou des profils de degré de saturation obtenus lors d'essais de séchage et d'imbibition. Cette méthode indirecte est couramment utilisée dans la littérature pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque des bétons [Thiery *et al.*, 2007, Baroguel-Bouny *et al.*, 2011, Fares, 2015, Ibro *et al.*, 2021].

Ibro *et al.* (2021) ont d'abord évalué expérimentalement la perméabilité à l'eau de deux bétons : un béton B1 (à base de CEM I, avec un rapport E/C=0,43) et un béton B2 (à base de CEM V/A formé par 54 % de clinker, 23 % de laitier et 23 % de cendres volantes, avec un rapport E/C=0,38). La perméabilité a été mesurée à l'aide d'un perméamètre à eau, avant et

après un processus de séchage à 105 °C. Les auteurs ont constaté qu'avant le processus de séchage à 105 °C, les perméabilités des bétons B1 et B2 sont quasiment identiques (respectivement égales à $0,82 \cdot 10^{-19}$ et $1,2 \cdot 10^{-19} \text{ m}^2$). Après le processus de séchage, les auteurs observent une augmentation de la perméabilité allant jusqu'à 2,6 fois et 1,8 fois la valeur initiale de perméabilité pour les bétons B1 et B2 respectivement. Les résultats obtenus par Ibro *et al.* (2021) ne révèlent aucune différence dans la perméabilité des deux bétons. Les auteurs soulignent plutôt la sensibilité de la perméabilité aux endommagements potentiels causés par le séchage agressif à 105 °C.

Ensuite, Ibro *et al.* (2021) ont évalué la perméabilité des bétons B1 et B2 par méthode « indirecte », en utilisant différentes approches pour modéliser les expériences de séchage et d'imbibition. Dans la **Fig. 3.2**, nous montrons un exemple de l'ajustement de 3 modèles différents aux courbes de perte de masse expérimentales obtenues lors de la campagne de séchage, pour le béton B1 (à gauche) et B2 (à droite). Les modèles 1 et 2 (référencés comme **mod. 1** et **mod. 2** dans la **Fig. 3.2**) sont tous deux basés sur l'approche de Van Genuchten utilisée dans cette étude et présentée dans le paragraphe 3.2 [Van Genuchten, 1980]. En revanche, le modèle 3 (**mod. 3**) correspond au modèle de réseau poreux développé par [Ranaivomanana *et al.*, 2011].

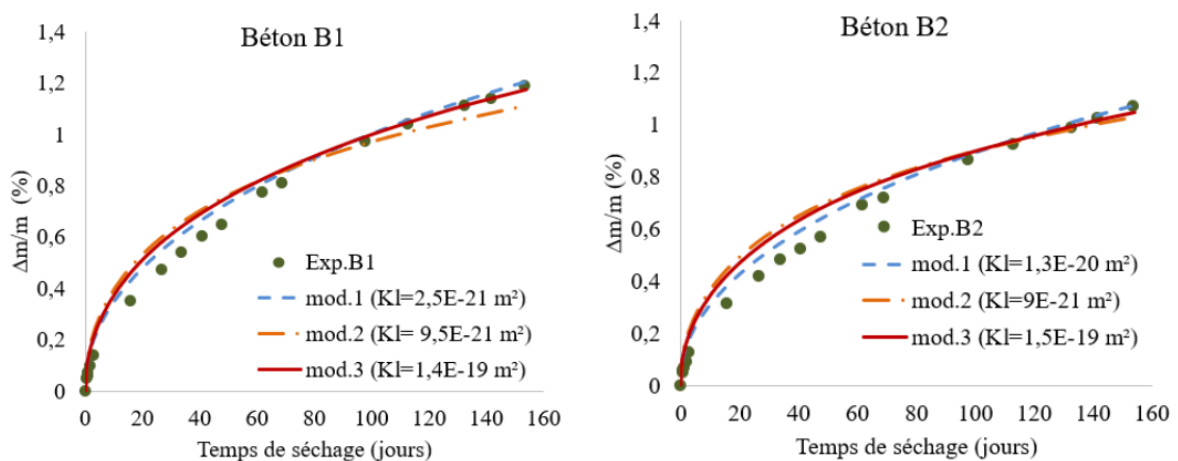


Fig. 3.2. Comparaison entre les pertes de masse numériques obtenues à partir des trois approches et celles obtenues expérimentalement durant le séchage des bétons B1 et B2 [Ibro *et al.*, 2021]

La **Fig. 3.2** montre que les perméabilités intrinsèques considérées pour les différents modèles présentent des valeurs dispersées sur plusieurs ordres de grandeur. Les auteurs ont constaté également une dispersion dans les valeurs de perméabilité obtenues par ajustement des

mêmes modèles, aux données expérimentales obtenues lors du séchage et lors de l'imbibition des deux bétons. Dans le **Tableau 3.1**, nous récapitulons les différentes valeurs de perméabilité obtenues pour les bétons B1 et B2, par méthode directe (mesure expérimentale à l'aide du perméamètre) et indirecte (ajustement des 3 modèles aux courbes de perte de masse obtenues lors de l'essai de séchage et aux courbes d'absorption d'eau obtenues lors de l'essai d'imbibition). Le **Tableau 3.1** montre que l'ordre de grandeur de la perméabilité varie considérablement en fonction de la méthode utilisée (directe ou indirecte), de l'approche de modélisation adoptée (**mod. 1, 2** ou **3**) et de l'expérience modélisée (séchage ou imbibition). Ces variations observées complexifient la comparaison entre les deux types de béton.

Tableau 3.1. Perméabilités intrinsèques expérimentales et valeurs évaluées par ajustement des 3 modèles aux données expérimentales obtenues lors des essais de séchage et d'imbibition réalisés sur les bétons B1 et B2 [Ibro *et al.*, 2021].

Type d'expérience	Séchage		Imbibition	
Matériaux	B1	B2	B1	B2
K_l Expérimental ($\times 10^{-20} \text{m}^2$)	8,2	12	8,2	12
K_l (mod.1) ($\times 10^{-20} \text{m}^2$)	0,25	1,3	20	17
K_l (mod.2) ($\times 10^{-20} \text{m}^2$)	0,95	0,9	50	30
K_l (mod.3) ($\times 10^{-20} \text{m}^2$)	14	15	50	40

Baroghel-Bouny *et al.* (2011) ont comparé deux méthodes différentes pour déterminer la perméabilité intrinsèque. La première méthode est une méthode « directe », qui consiste à calculer la perméabilité à l'eau en utilisant l'équation analytique de Katz-Thompson (**Eq. (3.1)**). Dans cette équation, d_c représente le diamètre critique des pores obtenu par porosimétrie par intrusion de mercure et F est un facteur de formation. Ce dernier peut être calculé en utilisant l'équation **3.2**, qui représente l'équation de Nernst-Einstein modifiée (un cas particulier de l'équation de Nernst-Planck, considérant la conductivité de l'électrolyte comme paramètre principal [Andrade, 1993]).

$$K_l = \frac{d_c^2}{226.F} \quad \text{Eq. (3.1)}$$

$$F = \frac{D_0}{D_{eff}} = \frac{\sigma_0}{\sigma} \quad \text{Eq. (3.2)}$$

où D_0 est le coefficient de diffusion libre des chlorures dans la solution porale (égal à $1,484 \cdot 10^{-9} \text{ m}^2/\text{s}$ à $T=25 \text{ °C}$ [Garboczi, 1990, Tong & Gjorv, 2001]), D_{eff} est le coefficient de diffusion effectif, σ_0 est la conductivité électrique de la solution porale (égale à $11,87 \text{ S/m}$ pour

les solutions alcalines [Rajabipour & Weiss, 2007]) et σ est la conductivité électrique du béton saturé. Cette dernière représente l'inverse de la résistivité électrique du béton saturé, mesuré expérimentalement à l'aide d'un système dipolaire.

La perméabilité obtenue par cette méthode « directe » (**Eq. (3.1)**) a été comparée à celle obtenue de manière « indirecte », par ajustement d'un modèle de transport hydrique sur des courbes de perte de masse expérimentales obtenues lors d'une campagne de séchage. Les travaux de Baroghel-Bouny *et al.* (2011) ont été réalisés sur une large gamme de bétons formulés avec différents types de ciment, avec différents additifs et différents rapports E/L. Dans le **Tableau 3.2**, nous comparons les valeurs de perméabilité à l'eau obtenues, par les deux méthodes (directe et indirecte), pour les bétons ordinaires BO-VB et M50 (formulés avec du CEM I et ayant un rapport E/L respectivement égal à 0,49 et 0,48) et le béton BO-III à base de CEM III/A contenant 62 % de laitier et un rapport E/L de 0,54. Le **Tableau 3.2** montre que pour le même béton, les perméabilités obtenues par les deux méthodes sont situées dans le même ordre de grandeur. Cependant, nous constatons que l'ajout du laitier entraîne une diminution de la perméabilité jusqu'à un ordre de grandeur par rapport à celle d'un béton ordinaire.

Tableau 3.2. Valeurs de perméabilité obtenues par méthode directe et indirecte pour les bétons ordinaires et le béton au laitier étudiés par Baroghel-Bouny *et al.* (2011).

Béton	E/L	Type de ciment	K_f (10^{-21} m ²)	
			Méthode directe	Méthode indirecte
BO-VB	0,49	CEM I	7	3
M50	0,48	CEM I	20	40
BO-III	0,54	CEM III/A	0,8	1,5

Enfin, Reuge *et al.* (2023) ont estimé la perméabilité intrinsèque d'un béton nommé B2-F0 formulé avec 50 % de CEM I et 50 % de laitier de haut fourneau et ayant un rapport E/L=0,48. La perméabilité de ce béton est déterminée par ajustement du modèle de Van Genuchten sur des courbes de variation de teneur en eau volumique, obtenues pendant le séchage et l'imbibition d'éprouvettes cylindriques. Les auteurs observent un bon ajustement entre le modèle et les points expérimentaux pour une perméabilité intrinsèque de $1,7 \cdot 10^{-20}$ m².

Pour conclure, les travaux présentés ci-dessus démontrent qu'une même formulation de béton peut présenter une large variation des valeurs de perméabilité, cette variation étant fortement influencée par la méthode choisie pour évaluer la perméabilité. Par conséquent, cela ne permet pas de juger de manière discriminante quant à l'effet du laitier sur la perméabilité.

3.1.3. Effet du laitier sur les isothermes de sorption de la vapeur d'eau

Les isothermes de sorption de la vapeur d'eau représentent la teneur en eau volumique (ou le degré de saturation) du matériau à l'équilibre en fonction de l'humidité relative (HR), à une température donnée. En effet, le matériau est considéré en équilibre thermodynamique avec son environnement quand l'humidité relative ambiante est égale à l'humidité relative interne (c'est-à-dire l' HR présente dans le réseau poreux du matériau) [Baroghel-Bouny, 1994]. Il est important de distinguer entre l'isotherme d'adsorption (à hygrométrie croissante) et l'isotherme de désorption (à hygrométrie décroissante), en raison de la présence d'un phénomène d'hystérésis [Baroghel-Bouny, 2007]. Il existe différentes méthodes pour la détermination des isothermes de sorption, parmi lesquelles la méthode gravimétrique à température constante.

Ben Fraj *et al.* (2012) ont déterminé les isothermes d'adsorption des trois bétons OPCC30 ($E/L=0,7$), OPCC60 ($E/L=0,48$) et BFS60 ($E/L=0,48$ avec une substitution de 30 % du clinker par du laitier). La **Fig. 3.3** montre qu'un rapport E/L plus faible ainsi qu'une substitution partielle du ciment par du laitier réduisent la teneur en eau à l'équilibre du béton. Par conséquent, la présence du laitier, favorisant un réseau poreux plus dense, rend le béton moins sensible aux conditions environnementales (notamment aux variations d'humidité) et ralentit ainsi le transport d'humidité à travers le matériau.

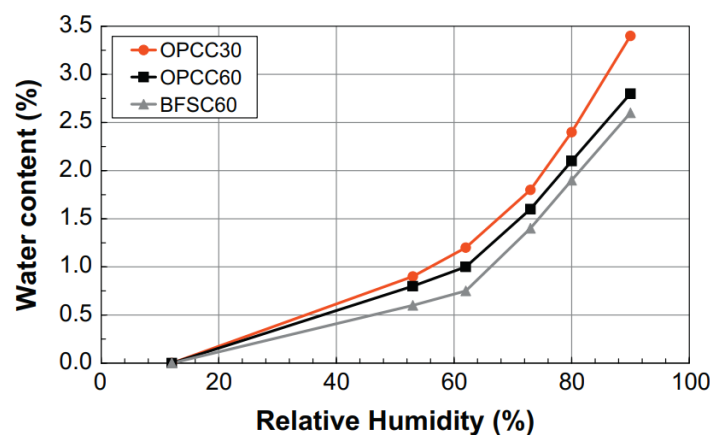


Fig. 3.3. Isothermes d'adsorption obtenus pour les bétons OPCC30, OPCC60 et BFS60 [Ben Fraj *et al.*, 2012].

Les isothermes d'adsorption présentés dans la **Fig. 3.3** ont été obtenus à partir d'échantillons non contaminés par du sel. Pour simuler des conditions plus réalistes, les auteurs ont également étudié l'effet des chlorures sur les isothermes d'adsorption. À cet effet, des isothermes ont été obtenus sur des échantillons préalablement saturés avec une solution saline à trois concentrations de NaCl différentes : 30 g/L, 60 g/L et 120 g/L. Les **Fig. 3.4(a)** et **(b)**

illustrent les isothermes d'adsorption obtenus pour ces différentes concentrations de NaCl, respectivement pour les bétons OPCC60 et BFS60. Il apparaît d'abord que pour une même concentration en NaCl, le béton BFS60 présente une teneur en eau à l'équilibre inférieure à celle du béton OPCC60, soulignant l'impact du laitier sur le transport de l'humidité dans le béton.

De plus, les résultats indiquent que pour les deux types de béton, la teneur en eau à l'équilibre augmente avec la concentration en NaCl. Par exemple, la **Fig. 3.3** montre que la teneur en eau à l'équilibre est de 1,4 % à une HR de 73 % pour les échantillons non contaminés (0 g/L de NaCl) du béton BFS60. En revanche, cette même teneur en eau est atteinte à des humidités relatives inférieures à 73 % (c'est-à-dire à 60 %, 48 % et 30 % pour des concentrations en NaCl respectives de 30, 60 et 120 g/L) (**Fig. 3.4(b)**). Ces résultats soulignent l'importance de la prise en compte des conditions réelles des structures exposées à l'eau salée, mettant en évidence l'effet significatif des chlorures (et de leur caractère hygroscopique) sur la sorption de la vapeur d'eau.

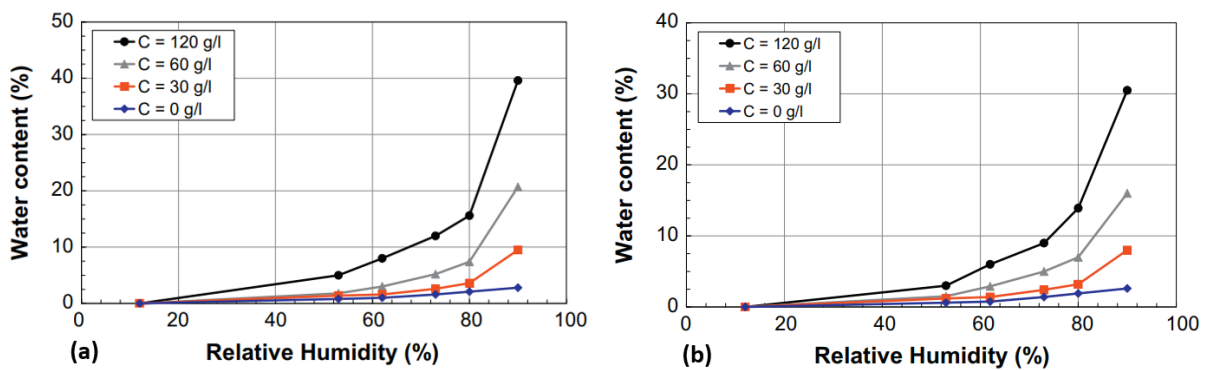


Fig. 3.4. Isothermes d'adsorption obtenus pour des échantillons contaminés avec différentes concentrations en NaCl : (a) béton OPCC60, (b) béton BFS60 [Ben Fraj *et al.*, 2012].

Olsson *et al.* (2018) ont étudié les isothermes de désorption de différents types de mortier à deux périodes différentes : 8 mois et 4 ans. Les mortiers étudiés sont formulés avec du ciment Portland ordinaire (OPC), de l'OPC contenant 5 % de fumée de silice et de l'OPC contenant 40 % et 70 % de laitier. Pour chaque type de mortier, deux rapports eau/liant (E/L) ont été examinés (0,38 et 0,53). Les **Fig. 3.5(a)** et **(b)** présente les isothermes de désorption obtenus respectivement à 8 mois et à 4 ans. Les résultats montrent l'effet du laitier sur l'isotherme de désorption, indiquant une teneur en eau à l'équilibre plus élevée qu'un mortier sans laitier à une humidité relative donnée. Ils soulignent également la différence entre les isothermes à 8 mois et à 4 ans, révélant un raffinement de la microstructure du béton à long terme, particulièrement observé dans les mortiers contenant du laitier.

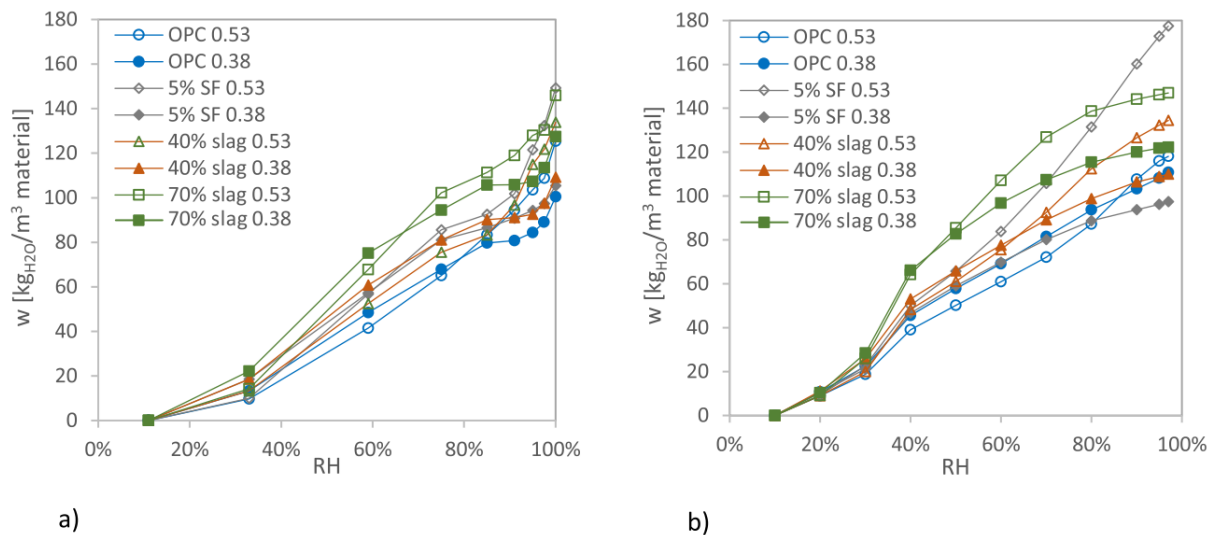


Fig. 3.5. Isothermes de désorption obtenus par Olsson *et al.* (2018) pour les différents mortiers étudiés : (a) à 8 mois, (b) à 4 ans.

3.1.4. Effet du laitier sur le coefficient de diffusion des chlorures

Le coefficient de diffusion des ions chlorure, tout comme la perméabilité intrinsèque, constitue un paramètre essentiel pour la modélisation du transport des chlorures dans le béton et la prédiction de la durée de vie des structures exposées aux ions chlorure. Avant d'étudier l'effet de l'incorporation du laitier sur le coefficient de diffusion des chlorures, il convient de rappeler brièvement la distinction entre les deux coefficients de diffusion (m^2/s) suivants :

- Le **coefficient de diffusion effectif** (noté souvent D_{eff}) est la propriété de transport intrinsèque (ne tenant pas compte de la fixation des chlorures), impliquée dans la première loi de Fick ou dans l'équation de Nernst-Planck. Il constitue un paramètre d'entrée essentiel pour les modèles de pénétration des chlorures et peut être mesuré, dans des conditions saturées, par un essai de migration en régime stationnaire [Luping & Nilsson, 1993, Nguyen *et al.*, 2006]. Il peut être également calculé à partir de formules analytiques simples comme nous allons le voir plus loin [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011].
- Le **coefficient de diffusion apparent** (noté souvent D_{app}) est le coefficient de diffusion global prenant en compte le phénomène de fixation. Il est impliqué dans la deuxième loi de Fick et peut être mesuré expérimentalement par un essai de migration accéléré en régime transitoire (ou non stationnaire). Une autre méthode pour estimer le coefficient de diffusion apparent est la méthode indirecte, qui consiste à ajuster la solution analytique de la deuxième loi de Fick aux profils en chlorures obtenus

expérimentalement pendant un essai de diffusion [Baroghel-Bouney *et al.*, 2011, Ben Fraj *et al.*, 2012, El Achrafi *et al.*, 2023].

Plusieurs études de la littérature ont mis en évidence l'effet positif de l'ajout du laitier sur le coefficient de diffusion des chlorures. El Achrafi *et al.* (2023) ont comparé le coefficient de diffusion apparent des bétons C1 et C3, obtenu par essai de migration accéléré à deux moments différents : à 90 jours et après 6 ans de cure (que les auteurs appellent $D_{a,mig}$). Les résultats montrent que le coefficient de diffusion du béton au laitier (C3) est inférieur à celui du béton de référence (C1) de 79 % à 90 jours et de 88 % à 6 ans de cure, comme le montre le **Tableau 3.3**. Ces résultats sont expliqués par la microporosité réduite du béton C3, qui entraîne une plus grande tortuosité et, par conséquent, une diminution de la diffusivité des chlorures. De plus, les auteurs constatent qu'une cure prolongée de 6 ans provoque une diminution du coefficient de diffusion du béton C3. Cela a été attribué à l'évolution de la microstructure du béton pendant la période de cure.

En plus des résultats expérimentaux obtenus par essai de migration, le coefficient de diffusion apparent a également été déterminé en ajustant la solution analytique de la loi de Fick aux profils en chlorures obtenus lors d'un essai de diffusion (que les auteurs appellent $D_{a,ajusté}$). Cet essai a été réalisé sur des dalles fabriquées avec les mêmes bétons (C1 et C3) en utilisant des solutions salines à 35 g/L de NaCl. Les profils en chlorures ont été déterminés à différentes échéances de diffusion en utilisant deux méthodologies : par essai destructif ED (dosage des chlorures par titration potentiométrique) et par essai non destructif END (profils en chlorures obtenus par conversion de profils de résistivité). Les résultats ont montré qu'après 46 semaines de diffusion, le coefficient de diffusion apparent du béton C3 est inférieur à celui du béton C1 de 80 % lorsqu'il est ajusté aux profils obtenus par END et de 33 % lorsqu'il est ajusté aux profils obtenus par ED (voir **Tableau 3.3**).

Tableau 3.3. Valeurs de coefficient de diffusion obtenues, pour les bétons C1 et C3, par essai de migration ($D_{a,mig}$) et par ajustement de la deuxième loi de Fick aux profils en chlorures obtenus par END et par ED [El Achrafi *et al.*, 2023].

Béton	Type de ciment	E/L	$D_{a,mig}$ (90 jours) (10^{-12} m ² /s)	$D_{a,mig}$ (6 ans) (10^{-12} m ² /s)	$D_{a,ajusté}$ END (10^{-12} m ² /s)	$D_{a,ajusté}$ ED (10^{-12} m ² /s)
C1	CEM I	0,62	28,30±3.74	31,10±2.97	15	15
C3	CEM III/A (62 % de laitier)	0,58	5,83±0.61	3,73±0.28	3	10

Ben Fraj *et al.* (2012) ont déterminé le coefficient de diffusion effectif (que nous désignons par D_{eff} dans le **Tableau 3.4**) des bétons OPCC60 et BFS60 par essai de migration à 90 jours. Les résultats ont montré que la substitution de 30 % du clinker par du laitier diminue le coefficient de diffusion de 65 % environ. En outre, des échantillons de dimensions $\varnothing 11 \times 5$ cm des mêmes bétons (OPCC60 et BFS60) ont été exposés à des cycles d'humidification/séchage à trois humidités relatives ambiantes différentes (50 %, 75 % et 90 %), afin de simuler les diverses conditions environnementales auxquelles les structures en milieu marin peuvent être exposées. Les échantillons de béton ont été soumis à des cycles consistant en 6 heures de séchage et 6 heures de mouillage avec une solution saline à 30 g/L de NaCl. Après la période d'exposition, les profils en chlorures totaux ont été obtenus par essais destructifs et le coefficient de diffusion apparent a été déterminé en ajustant la solution analytique de la deuxième loi de Fick aux profils expérimentaux. Les auteurs ont montré qu'une substitution de 30 % de clinker par du laitier permet de diminuer le coefficient de diffusion des chlorures de 20 %, 18 % et 75 % aux humidités relatives ambiantes de 50 %, 75 % et 90 %, respectivement. Ces résultats ont été attribués à la finesse des particules de laitier et à la grande quantité de C-S-H formée, permettant la densification de la microstructure du béton et augmentant ainsi sa résistance à la pénétration des chlorures.

Tableau 3.4. Valeurs de coefficient de diffusion obtenues, pour les bétons OPCC60 et BFS60, par essai de migration (D_{eff}) et par ajustement de la deuxième loi de Fick (D_a) aux profils en chlorures obtenus par ED après des cycles d'humidification/séchage [Ben Fraj *et al.*, 2012].

Béton	Type de ciment	E/L	D_{eff} (90 jours) (10^{-12} m ² /s)	D_a (HR=50 %) (10^{-10} m ² /s)	D_a (HR=75 %) (10^{-10} m ² /s)	D_a (HR=90 %) (10^{-10} m ² /s)
OPCC60	CEM I	0,48	2,80	2,5	1,5	1,4
BFS60	CEM I (30% de laitier)	0,48	0,96	2	1,22	0,35

Dans les travaux de Baroghel-Bouny *et al.* (2011), le coefficient de diffusion a été déterminé en utilisant différentes méthodes directes et indirectes. Tout d'abord, pour un essai de diffusion et avec quelques hypothèses, les coefficients de diffusion effectif ($D_{eff(dif)}$) et apparent ($D_{ns(dif)}$) peuvent être reliés par l'équation **3.3** :

$$D_{eff(dif)} = \varphi(1 + k_d)D_{ns(dif)} \quad \text{Eq. (3.3)}$$

où φ (%) est la porosité du béton et k_d est la capacité de fixation des chlorures (représentant la pente de l'isotherme de fixation si celui-ci est linéaire). Les auteurs déterminent k_d à partir de

profils en chlorures libres et totaux obtenus après un essai de diffusion et estiment $D_{ns(dif)}$ par analyse inverse de ces profils expérimentaux (ajustement de la seconde loi de Fick).

Pour un essai de migration accéléré, la fixation des chlorures peut être négligée car les ions se déplacent à grande vitesse dans la solution porale et le temps de contact entre les ions et la matrice cimentaire est très court [Nguyen *et al.*, 2006]. Par conséquent, les auteurs suggèrent l'équation 3.4 (dérivée de l'équation 3.3) permettant de déterminer le coefficient de diffusion effectif $D_{eff(mig)}$ à partir du coefficient de diffusion apparent $D_{ns(mig)}$ obtenu directement par essai de migration en régime transitoire, en considérant que k_d est égale à 0.

$$D_{eff(mig)} = \varphi D_{ns(mig)} \quad \text{Eq. (3.4)}$$

Enfin, les auteurs calculent théoriquement un coefficient de diffusion effectif $D_{eff(resistivity)}$ à partir de mesures de résistivité réalisées sur bétons saturés, en utilisant l'Eq. (3.2) précédemment mentionnée.

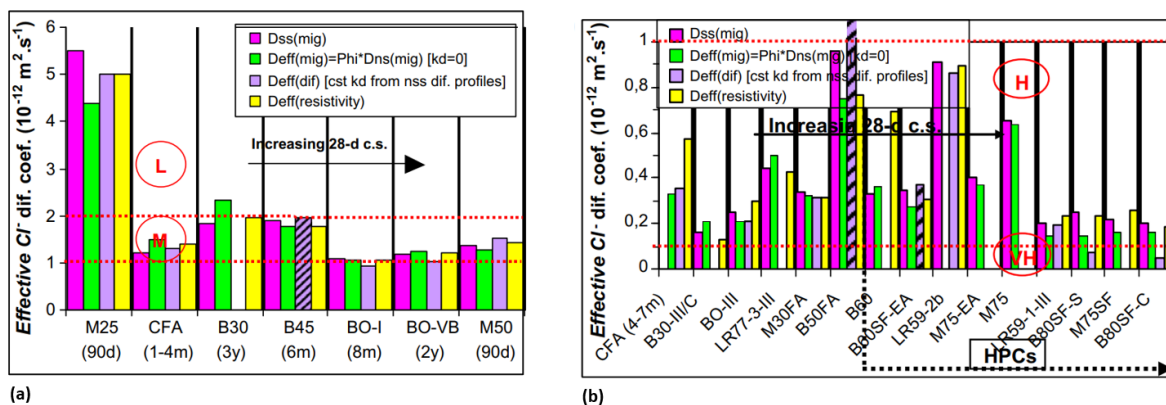


Fig. 3.6. Coefficients de diffusion effectifs obtenus par essais de migration en régime stationnaire ou transitoire, par essais de diffusion et par mesures de résistivité : (a) pour les bétons avec $D_{eff} \geq 1$, (b) pour les bétons avec $D_{eff} < 1$ [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011].

La Fig. 3.6 montre une bonne concordance entre les coefficients de diffusion obtenus par les différentes méthodes mentionnées ci-dessus, pour l'ensemble des bétons étudiés. En effet, les auteurs associent les différents bétons à des niveaux de durabilité potentielle en fonction de la valeur du coefficient de diffusion mesuré. Ces niveaux sont classés comme suit : très faible (Very Low, VL), faible (Low, L), moyen (M), élevé (High, H) et très élevé (Very High, VH). Aucun des bétons présentés dans la Fig. 3.6(a) ne contient d'additions minérales, à l'exception du béton CFA qui contient 35 % de cendres volantes. Les résultats montrent que ces bétons ont un coefficient de diffusion supérieur ou égal à 1, indiquant ainsi un niveau de durabilité moyen ou faible. En revanche, les bétons montrés dans la Fig. 3.6(b),

notamment les bétons LR59-1-III (à base de CEM III/A, avec 43 % de laitier), BO-III et LR77-3-III (à base de CEM III/A avec 62 % de laitier) et B30-III/C (à base de CEM III/C avec 85 % de laitier), présentent des coefficients de diffusion bien inférieurs à 1, ce qui leur confère une classe de durabilité élevée ou très élevée. Ces résultats montrent clairement l'effet positif de l'incorporation du laitier sur le coefficient de diffusion des chlorures.

Mapa *et al.* (2023) ont déterminé les coefficients de diffusion apparents de bétons formulés avec une substitution partielle du ciment Portland par 60 % de laitier ($E/L=0,402$). Les profils en chlorures ont été obtenus par ED après l'immersion des échantillons de béton pendant un an dans une solution saline contenant 165 g/L de NaCl. Le coefficient de diffusion apparent a été obtenu en ajustant la deuxième loi de Fick aux profils expérimentaux. Les résultats ont montré que le remplacement du ciment par 60 % de laitier conduit à une diminution du coefficient de diffusion de plus de 75 %. Cette diminution est attribuée au raffinement de la microstructure et à la capacité de fixation plus élevée en présence du laitier, comme nous le verrons dans le paragraphe suivant.

3.1.5. Effet du laitier sur les isothermes de fixation des chlorures

Lors de la pénétration des ions chlorures dans le béton, deux types de chlorures sont distingués : les chlorures « libres » mobiles dans la solution interstitielle et les chlorures « liés » ou « fixés » à la matrice cimentaire. D'une part, les chlorures peuvent être liés « chimiquement » avec les produits anhydres, notamment l'aluminate tricalcique C3A, pour former de nouveaux composés à base de chlorures, communément désignés par les sels de Friedel (ou chloroaluminates de calcium hydratés) [Suryavanshi *et al.*, 1996]. D'autre part, les chlorures peuvent être liés « physiquement » sur les feuillettes de C-S-H [Beaudoin *et al.*, 1990].

Les interactions des chlorures avec la matrice cimentaire sont décrites par les « isothermes de fixation », exprimant la concentration des chlorures fixés en fonction de la concentration des chlorures libres dans la solution interstitielle, lorsque l'équilibre est atteint entre le béton et la solution. Les isothermes de fixation sont obtenus soit par la méthode des « équilibres » [Luping & Nilsson, 1993, Arliguie & Hornain, 2007], soit par la méthode de « profils » consistant à déterminer les profils en chlorures libres et totaux par dosage après un essai de migration ou de diffusion [Maes *et al.*, 2013]. La concentration de chlorures fixés est alors calculée comme la différence entre les chlorures totaux et les chlorures libres. Les isothermes de fixation sont ensuite obtenus par ajustement de formules empiriques aux profils expérimentaux. Les formules les plus courantes sont : l'isotherme linéaire (**Eq. (3.5)**), l'isotherme de Freundlich (**Eq. (3.6)**) et l'isotherme de Langmuir (**Eq. (3.7)**) :

$$C_{Cl,b} = Ac_{Cl,f} + B \quad \text{Eq. (3.5)}$$

$$C_{Cl,b} = \mu c_{Cl,f}^\gamma \quad \text{Eq. (3.6)}$$

$$C_{Cl,b} = \frac{Ec_{Cl,f}}{1+Fc_{Cl,f}} \quad \text{Eq. (3.7)}$$

où $C_{Cl,b}$ est la concentration des chlorures fixés (exprimée en mol/m³ ou en kg/m³ de béton), $c_{Cl,f}$ est la concentration des chlorures libres (exprimée en mol/m³ ou en kg/m³ de solution interstitielle), A est la pente de l'isotherme linéaire, (μ, γ) et (E, F) sont respectivement les coefficients des isothermes de Freundlich et de Langmuir, obtenus par ajustement des équations 3.6 et 3.7 aux profils expérimentaux. Ces coefficients dépendent fortement du type de matériau et de la solution interstitielle [Baroghel-Bouny *et al.*, 2012].

Ben Fraj *et al.* (2012) ont déterminé les isothermes de fixation pour les 3 bétons OPCC30, OPCC60 et BFS60, par la méthode des « équilibres ». La Fig. 3.7 montre qu'une substitution de 30 % du clinker par du laitier augmente la capacité de fixation des chlorures. Par exemple, pour une concentration de 30 g/L en NaCl, la concentration des chlorures fixés du béton BFS60 est supérieure à celle du béton OPCC60 d'environ 12 %. Les auteurs attribuent ces résultats à la quantité plus élevée en aluminates contenue dans le laitier, provoquant ainsi une augmentation dans la concentration des chlorures liés « chimiquement ».

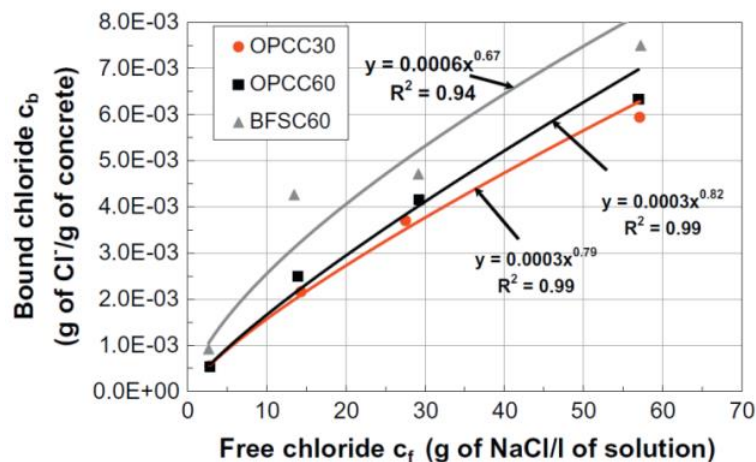


Fig. 3.7. Isothermes de fixation des chlorures des bétons OPCC30, OPCC60, et BFS60 [Ben Fraj *et al.*, 2012].

De même, Mapa *et al.* (2023) ont déterminé les isothermes de fixation pour des pâtes de ciment formulés avec deux ciments Portland ordinaires (BB et C, le ciment C ayant une teneur élevée en alcalis), avec un pourcentage de remplacement du clinker par 60 % de laitier

($E/L=0,402$). Les deux types de laitier utilisés sont nommés S8 et S17 et contiennent respectivement 7,82 % et 17,07 % d'aluminate. Les isothermes de fixation ont été obtenus en utilisant la méthode des équilibres et sont montrés dans la **Fig. 3.8**.

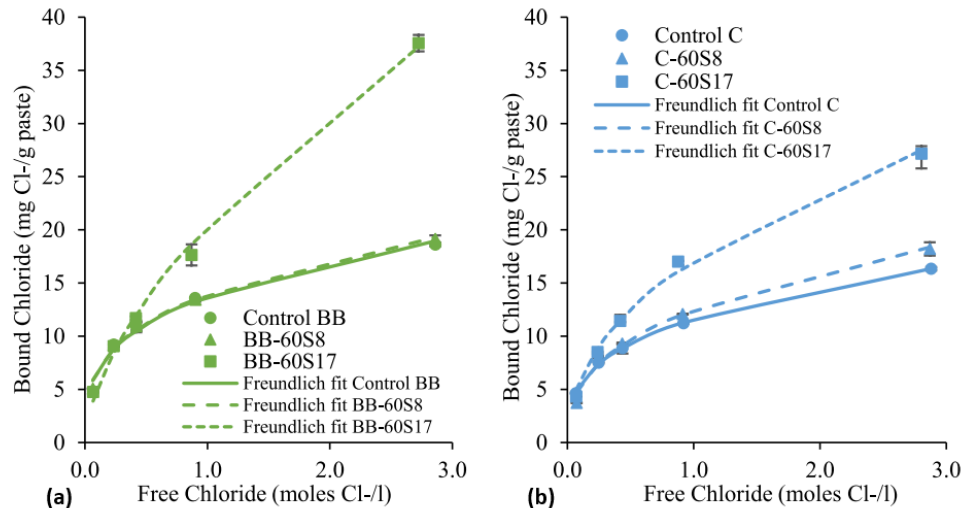


Fig. 3.8. Isothermes de fixation obtenus pour les pâtes de ciment formulées avec du ciment BB (a) et avec du ciment C (b) [Mapa *et al.*, 2023].

Les résultats indiquent que la présence du laitier améliore la capacité de fixation des chlorures. Cette augmentation est attribuée à la fois aux aluminates présents dans le laitier, qui favorisent la formation de phases minérales supplémentaires (AFm) et augmentent ainsi la fixation chimique des chlorures, et aux hydrates secondaires (C-A-S-H) générés durant l'hydratation du laitier qui augmentent la fixation physique. Les auteurs soulignent également l'importance de la forte teneur en aluminates initialement présente dans le laitier S17 qui montre une capacité de fixation des chlorures supérieure à celle du laitier S8.

De plus, les résultats de tests de diffraction des rayons X (XRD) ont confirmé ces observations, en identifiant les différentes phases présentes avant et après exposition aux solutions salines. Les analyses XRD montrent que les ciments contenant du laitier présentent initialement une concentration plus élevée en ettringite, monosulfate et carboaluminate avant l'exposition aux chlorures, par rapport aux ciments sans laitier. Après exposition aux chlorures, cette forte quantité en aluminates conduit à une augmentation de la quantité de sels de « Friedel » et de sels de « Kuzel » formés.

Contrairement aux résultats présentés ci-dessus, El Achrafi *et al.* (2023) ont montré que le béton C1 (CEM I, sans laitier) présente une fixation légèrement plus élevée que celle du béton C3 (CEM III/A, avec 62 % de laitier), comme le montre la **Fig. 3.9**.

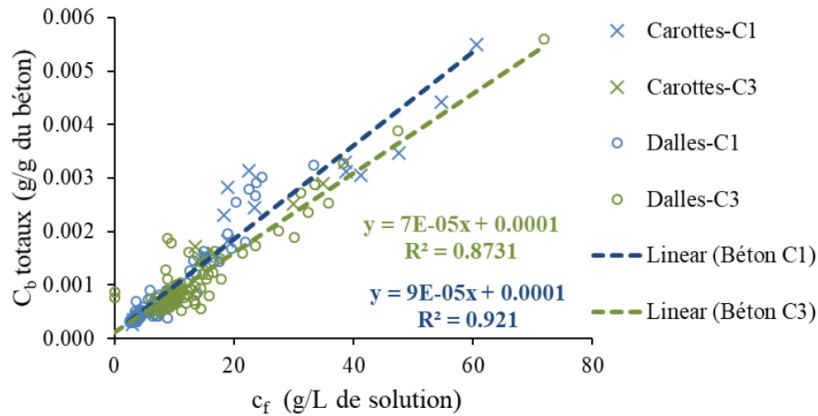


Fig. 3.9. Isothermes de fixation obtenus pour les bétons C1 et C3 par El Achrafi *et al.* (2023).

En effet, il est important de noter que les isothermes présentés dans la **Fig. 3.9** ont été obtenus par la méthode des « profils », différente de la méthode des « équilibres » utilisée par Ben Fraj *et al.* (2012) et Mapa *et al.* (2023). Les points expérimentaux utilisés pour l'ajustement des isothermes linéaires proviennent de profils en chlorures totaux et libres. Ces profils ont été obtenus à partir de dalles en diffusion exposées à des solutions salines à 35 g/L et 90 g/L de NaCl, ainsi que de carottes saturées avec des solutions salines (à 35 g/L et 90 g/L de NaCl également) et maintenues en contact avec celles-ci pendant 5 mois. Les auteurs ont noté que leurs résultats sont similaires à ceux de Maes *et al.* (2013), qui ont utilisé la même méthode des « profils » pour déterminer les isothermes de fixation. Maes *et al.* (2013) ont même observé que la capacité de fixation des chlorures diminue avec l'augmentation du pourcentage de laitier. El Achrafi *et al.* (2023) suggèrent alors que la divergence dans les résultats pourrait être attribuée à la différence dans le protocole expérimental.

3.1.6. Effet du laitier sur les caractéristiques de la solution porale

L'étude des caractéristiques de la solution porale du béton est d'une importance cruciale, puisqu'elle constitue le moteur de tous les phénomènes de transport au sein du matériau.

Cherif *et al.* (2020) ont étudié l'effet des additions minérales sur la composition chimique de la solution interstitielle. L'étude a été réalisée sur des pâtes de ciment à base de CEM I et de CEM V (notées PCI et PCV, ayant toutes les deux un rapport E/L égal à 0,5), ainsi que sur des pâtes à base de fillers calcaires (LF25, E/L=0,38), cendres volantes (FA30, E/L=0,4), laitier de haut fourneau (S75, E/L=0,44) et fumées de silice (SF10, E/L=0,47). La solution porale de ces pâtes a été extraite par pression et sa composition chimique a été analysée

par chromatographie ionique à l'âge de 1 an. La **Fig. 3.10** montre la concentration des différents ions obtenue par chromatographie ionique pour les différentes solutions interstitielles.

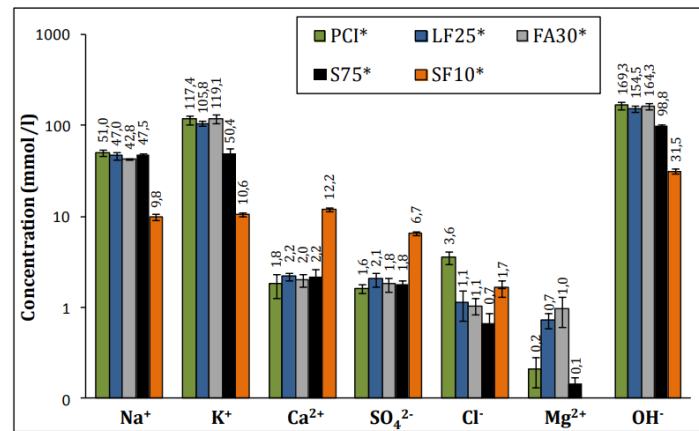


Fig. 3.10. Concentration des ions des solutions interstitielles des différentes pâtes de ciment étudiées par Cherif *et al.* (2020).

Les résultats indiquent que la concentration des ions hydroxydes (déterminée par électroneutralité) dans la solution porale de S75 (contenant 75 % de laitier) était inférieure de 41 % à celle de la pâte PCI. Cette diminution est probablement due à la consommation de ces ions pendant l'hydratation latente du laitier. En outre, une concentration en potassium deux fois plus faible a été observée dans la solution porale de S75 par rapport à celle de la pâte de référence (PCI). Les auteurs constatent que ces observations ont conduit à une diminution de la basicité de la solution qui est également observée lors des mesures de pH, montrant un pH légèrement inférieur (12,26) pour S75 par rapport à celui de PCI (12,83).

Les valeurs de pH obtenues par El Achrafi *et al.* (2023) étaient inférieures à celles rapportées par Cherif *et al.* (2020), avec une différence encore plus marquée entre le béton de référence (C1) et le béton contenant 62 % de laitier (C3). Les résultats de El Achrafi *et al.* (2023) montrent que les pH des solutions porales des bétons C1 et C3 étaient respectivement de 11,47 et 9,57. De plus, les auteurs ont mesuré la conductivité électrique de ces solutions à l'aide d'une sonde de conductivité, observant une valeur 7 fois plus faible pour le béton C3 par rapport au béton C1. Ces observations sont également attribuées à la diminution de la quantité d'ions hydroxydes mobiles, consommés lors de l'hydratation latente du laitier. Il est important de noter que les essais de El Achrafi *et al.* (2023) ont été réalisés sur des solutions obtenues par simple agitation de la poudre de béton avec de l'eau distillée, considérant que cette agitation a libéré une grande quantité (voire la totalité) des ions présents dans la solution porale. Cette méthode est complètement différente et probablement moins efficace que celle utilisée par

Cherif *et al.* (2020), car elle peut introduire diverses incertitudes, notamment lors du broyage et de la dissolution de la poudre.

Les résultats de El Achrafi *et al.* (2023) sont en accord avec ceux de Lübeck *et al.* (2012), qui ont également mesuré la conductivité de la solution porale extraite de pâtes de ciment en utilisant la même méthode (agitation de la poudre dans de l'eau distillée). Différents rapports E/L (0,3, 0,42 et 0,55) ont été examinés avec deux pourcentages de remplacement du clinker par du laitier (50 % et 70 %). Les résultats ont révélé que la substitution partielle du ciment par du laitier entraîne une diminution de la conductivité électrique de la solution porale, cette diminution étant plus marquée avec des taux de remplacement plus élevés. Les auteurs attribuent cette réduction de conductivité à la capacité des silicates présents dans le laitier de réagir avec les alcalins de la solution porale, entraînant ainsi une diminution de la concentration des ions et, par conséquent, de la conductivité de la solution.

3.1.7. Conclusion

Dans les parties précédentes, nous avons examiné l'influence du laitier de haut fourneau sur les indicateurs de durabilité du béton, expliquant son utilisation fréquente dans les structures maritimes. Pour résumer, les travaux de la littérature indiquent que le laitier n'affecte pas de manière significative la porosité totale du béton, mais influence plutôt la répartition de la taille des pores et réduit leur diamètre critique. Ce raffinement de la microstructure entraîne généralement une amélioration de certaines propriétés de transfert, telles que la perméabilité à l'eau et le coefficient de diffusion des chlorures.

Nous avons constaté qu'il existe deux approches principales pour mesurer ces deux paramètres : les méthodes directes, permettant de remonter directement à la perméabilité intrinsèque ou au coefficient de diffusion par des essais expérimentaux simples, et les méthodes indirectes ou analyses inverses, qui impliquent l'ajustement de modèles de transport sur des données expérimentales. Certains auteurs utilisent les deux méthodes pour comparer les résultats [Ibro *et al.*, 2021, Baroghel-Bouny *et al.*, 2011, Ben Fraj *et al.*, 2012, El Achrafi *et al.*, 2023, Mapa *et al.*, 2023]. En particulier, la méthode indirecte couramment employée consiste à ajuster un modèle de transfert sur des courbes expérimentales exprimant la cinétique de perte ou d'absorption d'eau durant les essais de séchage ou d'imbibition pour estimer la perméabilité intrinsèque, ou sur des profils en chlorures obtenus après des essais de diffusion pour estimer le coefficient de diffusion.

Dans ce travail, notre objectif est l'application d'une méthode indirecte pour estimer à la fois la perméabilité intrinsèque et le coefficient de diffusion à partir des profils de degré de

saturation et des profils en chlorures obtenus grâce au capteur noyé de résistivité introduit dans le chapitre 2 et détaillé dans le chapitre 4. Les essais sont réalisés sur trois bétons formulés avec différents pourcentages de laitier, notre objectif étant d'évaluer la capacité du capteur noyé à estimer les propriétés de transfert même pour des bétons fortement résistifs. Dans le paragraphe suivant, nous présenterons le modèle de transport utilisé pour estimer la perméabilité et le coefficient de diffusion, en détaillant toutes les hypothèses, les relations constitutives, ainsi que les paramètres d'entrée et de sortie.

3.2. Modèles de transport hydrique et ionique en milieu marin

En milieu marin, les mécanismes et phénomènes impliqués pendant la pénétration des ions chlorure dépendent fortement de la zone concernée de l'ouvrage. Dans la zone submergée et saturée, le transport des chlorures se fait par diffusion dont le moteur est le gradient de concentration entre l'eau de mer et la solution interstitielle du béton. En revanche, dans la zone de marnage partiellement saturée en raison des cycles d'humidification/séchage, les chlorures pénètrent d'abord par convection avec la phase liquide, puis par diffusion lorsqu'ils atteignent les zones saturées du béton. Étant donné que la pénétration par convection est plus rapide que par diffusion, la zone de marnage est donc particulièrement sensible à la pénétration des chlorures [Al-Rabiah *et al.*, 1990, Ben Fraj *et al.*, 2012, Bao *et al.*, 2022, Reuge *et al.*, 2023].

Deux types de modèles de transport sont généralement utilisés. D'une part, il existe les modèles ingénieurs basés sur la deuxième loi de Fick, souvent associés à des approches probabilistes, comme décrit dans le "Fib model code" [Gelhen *et al.*, 2015]. Ces modèles sont connus pour leur simplicité d'utilisation car ils ne nécessitent qu'un petit nombre de paramètres en entrée [Colleparidi *et al.*, 1972, Cranck, 1975, Luping & Nilsson, 1992, Samson & Marchand, 1999, Zhang *et al.*, 2018]. Cependant, ces modèles sont souvent appliqués en conditions saturées (pour la modélisation des phénomènes de diffusion) et, par conséquent, négligent les phénomènes hydriques et advectifs qui jouent un rôle crucial dans la pénétration des chlorures. D'autre part, il existe des modèles physico-chimiques qui reposent sur une description détaillée des phénomènes impliqués, nécessitant la connaissance de plusieurs paramètres qui sont parfois difficiles à déterminer expérimentalement [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011, Achour *et al.*, 2019, Reuge *et al.*, 2023]. Par conséquent, un certain nombre d'hypothèses et de simplifications sont intégrés dans ces modèles afin de faciliter leur utilisation [Thiery *et al.*, 2007, Reuge *et al.*, 2023]. Dans ce travail, nous utilisons un modèle physico-chimique pour la modélisation de nos

différentes expériences et la détermination des propriétés de transfert. Nous présentons ci-après les relations constitutives détaillées du modèle, ainsi que les simplifications considérées.

3.2.1. Hypothèses et équations de conservation de la masse

Le modèle utilisé dans ce travail est basé sur l'approche thermodynamique, décrivant le transfert de l'humidité par les mouvements de la phase gazeuse et de la phase liquide dans les milieux poreux [Coussy *et al.*, 2001, Mainguy *et al.*, 2001]. Ce modèle repose sur les hypothèses générales suivantes :

- la phase solide est considérée comme indéformable ;
- la phase liquide est incompressible et est composée d'eau pure (non prise en compte de la présence des différentes espèces ioniques dans la solution interstitielle) ;
- la phase gazeuse est composée d'un mélange de vapeur d'eau et d'air sec, les deux étant considérés comme des gaz parfaits ;
- les phénomènes de transfert sont isothermes (température uniforme et constante de 20 °C) ;
- les forces de gravité sont négligées.

La modélisation des transferts dans les matériaux poreux est basée sur la résolution des équations de conservation de la masse. Les deux phases principales (α) considérées dans l'espace poral d'un matériau sont la phase gazeuse (g) et la phase liquide (l). La phase liquide représente l'eau liquide (transportant les différents ions, notamment les chlorures Cl), tandis que la phase gazeuse est formée par la vapeur d'eau (v) et l'air (a). La fraction volumique d'eau liquide présente dans la porosité est appelée degré de saturation S_l . Pour la phase gazeuse, la quantité d'une espèce gazeuse i est exprimée par la pression partielle P_i .

Pour une phase α considérée, la forme générale de l'équation de conservation de la masse est donnée, en fonction de la profondeur x (1D) du matériau, par l'équation **3.8** :

$$\frac{\partial(\varphi d_\alpha)}{\partial t} + \frac{\partial(d_\alpha v_\alpha)}{\partial x} - \frac{\partial}{\partial x} \left(D_{eff} \frac{\partial d_\alpha}{\partial x} \right) = S_\alpha \quad \text{Eq. (3.8)}$$

où d_α (kg/m³) est la masse volumique de la phase α , φ (%) est la porosité du matériau, v_α (m/s) est la vitesse de la phase α , D_{eff} (m²/s) est le coefficient de diffusion effectif et S_α est le terme de source de masse. En effet, la quantité (φd_α) dans le terme de dérivation temporelle (premier terme) représente l'évolution de la quantité de la phase α dans la porosité du matériau, tandis que le deuxième et le troisième termes, correspondant aux opérateurs de divergence, représentent respectivement les flux massiques de convection et de diffusion de la phase α .

Pour une espèce gazeuse i , l'équation **3.8** ci-dessus peut être exprimée en fonction de la pression partielle P_i (Pa), en divisant tous les termes par la masse molaire M_i (kg/mol) et en utilisant l'équation des gaz parfaits :

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\varphi \frac{P_i}{RT} \right) + \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P_i}{RT} v_i \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{D_{eff}}{RT} \frac{\partial P_i}{\partial x} \right) = \frac{s_i}{M_i} \quad \text{Eq. (3.9)}$$

où R est la constante des gaz parfaits (égale à 8,314 J/mol.K) et T (K) est la température.

La résolution de l'équation **3.9** requiert la connaissance de plusieurs paramètres de transfert, lesquels sont intégrés dans les relations constitutives du modèle. Dans la section suivante, nous détaillerons les différentes relations constitutives relatives au transport hydrique, incluant le transport de l'eau sous ses formes liquide et gazeuse. Nous aborderons ensuite les relations concernant le transport ionique, en particulier le transport des ions chlorure.

3.2.2. Relations constitutives du modèle

➤ *Transport hydrique*

Dans la profondeur du matériau, la vitesse des deux phases (α) est décrite par la loi de Darcy :

$$v_\alpha = - \frac{K k_{r,\alpha}}{\eta_\alpha} \frac{\partial P_\alpha}{\partial x} \quad \text{Eq. (3.10)}$$

où η_α (Pa.s) est la viscosité dynamique et K (m²) et $k_{r,\alpha}$ (-) sont respectivement les perméabilités intrinsèque et relative. En théorie, K est indépendante de la phase considérée (i.e. $K_g=K_l$). Ceci est particulièrement valable en l'absence d'interactions entre les fluides et le matériau. Cependant, certaines études ont montré que la perméabilité intrinsèque au gaz K_g peut être de 100 fois [Loosveldt *et al.*, 2002] jusqu'à 1000 fois [Baroghel-Bouny *et al.*, 2007] supérieure à la perméabilité intrinsèque à l'eau liquide K_l .

Comme indiqué dans le paragraphe 3.1.3, le phénomène de sorption dans le matériau dépend de l'humidité relative HR , définie comme étant le rapport entre la pression de la vapeur P_v et la pression de la vapeur saturante $P_{v,sat}$ à une température donnée. L'humidité relative est communément reliée au degré de saturation par le modèle de Van Genuchten (VG) [Van Genuchten, 1980] :

$$S_l = \left[1 + \left(- \frac{d_l RT}{M_l a} \ln(HR) \right)^{\frac{1}{(1-m)}} \right]^{-m} \quad \text{Eq. (3.11)}$$

où a (MPa) et m (-) sont les coefficients de VG ajustables aux mesures de sorption expérimentales. d_l (kg/m³) et M_l (kg/mol) sont respectivement les masses volumique et molaire de l'eau liquide. Les travaux de la littérature ont montré que les paramètres ajustables a et m diffèrent entre les conditions d'adsorption et de désorption et varient considérablement en fonction du type de béton, en particulier le paramètre a . Dans le **Tableau 3.5**, nous présentons les différentes valeurs des paramètres a et m issues de la littérature pour des bétons à base de CEM I ainsi que sur des bétons au laitier. Ces bétons, étant comparables à ceux étudiés dans notre travail en termes de formulation, servent de référence pour modéliser les différents phénomènes de transfert impliqués dans notre campagne expérimentale.

Tableau 3.5. Paramètres de sorption pour des bétons à base de CEM I et des bétons au laitier étudiés dans la littérature.

Concrete	Type de ciment	E/L	ϕ (%)	$a(ads)$ (MPa)	$m(ads)$ (-)	$a(des)$ (MPa)	$m(des)$ (-)
OPCC60 [Ben Fraj <i>et al.</i> , 2012]	CEM I	0,48	10,21	4,75	0,40		
BFS60 [Ben Fraj <i>et al.</i> , 2012]	CEM I (avec 30 % de laitier)	0,48	9,73	9,97	0,46		
B1 [Ibro <i>et al.</i> , 2021]	CEM I	0,43	13,2	8,48	0,41	35,29	0,43
B2 [Ibro <i>et al.</i> , 2021]	CEM V/A (avec 23 % de laitier)	0,38	13,9	10,45	0,42	33,23	0,33
BO [Baroguel-Bouny, 1994]	CEM I	0,48	12,0	18,62	0,44		

La pression capillaire P_c (S_l) existant dans les pores partiellement saturés est définie comme étant la différence entre les pressions totales du gaz (P_g) et du liquide (P_l) (**Eq. (3.12)**). Elle est exprimée, selon la loi de Kelvin, en fonction du degré de saturation S_l et des paramètres VG ajustables a et m [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011] (**Eq. (3.13)**).

$$P_l = P_g - P_c(S_l) \quad \text{Eq. (3.12)}$$

$$P_c(S_l) = a \left(S_l^{\frac{-1}{m}} - 1 \right)^{1-m} \quad \text{Eq. (3.13)}$$

Selon [Van Genuchten, 1980], les perméabilités relatives des phases liquide et gazeuse sont estimées par les équations **3.14** et **3.15** respectivement.

$$k_{r,l} = S_l^p \left[1 - \left(1 - S_l^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^q \quad \text{Eq. (3.14)}$$

$$k_{r,g} = (1 - S_l)^p \left(1 - S_l^{\frac{1}{m}}\right)^{2m} \quad \text{Eq. (3.15)}$$

Il est important de noter que les équations analytiques **3.14** et **3.15** sont dérivées du modèle de Mualem (1976), qui établit une relation entre les perméabilités relatives et le degré de saturation en intégrant les pressions capillaires [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011]. Les équations **3.14** et **3.15** ont donc été proposées par Van Genuchten (1980), en raison de leur simplicité d'utilisation dans la modélisation des phénomènes de transport.

Tout comme les paramètres a et m (**Eq. (3.11)** et **(3.13)**), les coefficients p et q (**Eq. (3.14)** et **(3.15)**) sont des coefficients ajustables qui varient en fonction du type de matériau étudié. En général, la valeur de p est de 0,5 pour les sols [Van Genuchten, 1980], mais elle peut être plus élevée pour les matériaux cimentaires (par exemple 5,5 selon Monlouis-Bonnaire *et al.* (2004) et 3,5 selon Baroghel-Bouny *et al.* (2011)). Concernant le coefficient q , il est généralement pris comme étant égal à 2. Cependant, Reuge *et al.* (2023) ont observé que pour des bétons au laitier, similaires à ceux de notre étude, une valeur de q de 0,25 est mieux adaptée.

Par ailleurs, l'équation **3.14** est utilisée pour exprimer la perméabilité relative à l'eau liquide en conditions d'adsorption. Elle n'est donc pas valable en conditions de désorption, bien qu'elle soit couramment employée pour les deux conditions (adsorption/désorption) par la plupart des auteurs. Dans les travaux de Reuge *et al.* (2023), une relation empirique a été proposée pour exprimer la perméabilité relative en conditions de désorption (**Eq. (3.16)**). Cette relation est obtenue par ajustement du modèle aux courbes de variation de teneur en eau volumique lors du séchage de bétons au laitier.

$$k_{r,l(des)} = \exp \left[\ln(10) \beta \frac{S_l - 1}{1 + 2,34 S_l^{0,05} - 3,32 S_l^\alpha} \right] \left(2 - \frac{0,7}{S_l^{0,315}} \right) / 1,3 \quad \text{Eq. (3.16)}$$

Le coefficient α (-) est estimé de manière à ce que les courbes de perméabilités relatives en fonction du degré de saturation aient la même pente en conditions d'adsorption et de désorption, ce qui rend la valeur de α dépendante de l'exposant q (**Eq. (3.14)**). Le paramètre β (-) est ensuite ajusté pour correspondre aux courbes expérimentales. Les auteurs ont montré que l'**Eq. (3.16)** permet de bien simuler le transport de l'eau dans les bétons au laitier en conditions de séchage, avec des valeurs de α et β respectivement égales à 1,2 et 12,15.

Étant donné que cette étude a donné de bons résultats pour les bétons au laitier, nous nous en inspirons pour la modélisation de nos expériences. Pour simplifier l'analyse, nous employons l'**Eq. (3.14)** pour exprimer la perméabilité relative en conditions d'adsorption, que

nous appellerons $k_{rl,(ads)}$, en fixant la valeur de p à 0.5 afin de réduire le nombre de paramètres inconnus. En conditions de désorption, nous utilisons l'**Eq. (3.16)** pour exprimer la perméabilité relative, que nous désignerons par $k_{rl,(des)}$. Les paramètres à ajuster seront alors q (**Eq. (3.14)**) et (α, β) (**Eq. (3.16)**).

Ensuite, le flux molaire de l'espèce gazeuse i (v ou a) est exprimé comme suit :

$$J_{D,i} = -\frac{P_{atm}}{RT} f(\varphi, S_l) D_{v,a} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P_i}{P_g} \right) \quad \text{Eq. (3.17)}$$

où P_{atm} (Pa) est la pression atmosphérique et $D_{v,a}$ (m²/s) est le coefficient de diffusion du mélange « vapeur d'eau + air ». Les effets du réseau poreux et du degré de saturation sont pris en compte par le facteur de résistance $f(\varphi, S_l)$, qui peut être exprimé par l'**Eq. (3.18)** selon [Millington & Shearer, 1970].

$$f(\varphi, S_l) = \varphi^{x_f} (1 - S_l)^{y_f} \quad \text{Eq. (3.18)}$$

avec x_f (-) et y_f (-) des paramètres ajustables, dépendant de la nature du matériau. Par exemple, x_f (-) et y_f (-) sont respectivement estimés à 1,33 et 3,33 pour les milieux granulaires [Millington, 1959] et à 2,74 et 4,20 pour les matériaux cimentaires [Thiery, 2005].

➤ *Transport ionique (ions chlorures)*

En réalité, la phase liquide présente dans les pores du béton contient diverses espèces ioniques. Plusieurs approches multi-espèces ont été développées pour prendre en compte la présence des différents ions et leurs interactions [Wang, 2012, Achour *et al.*, 2019]. Cependant, l'interaction des ions Cl avec les autres ions semble être relativement faible par rapport aux autres mécanismes de transport [Wang, 2012]. Par conséquent, nous considérons les chlorures comme la seule espèce ionique présente dans la phase liquide et négligeons leur interaction avec les autres ions en solution. Le flux diffusif molaire des ions chlorure est exprimé par l'équation **3.19** :

$$J_{D,Cl} = -D_{eff}(S_l) \frac{\partial c_{Cl,f}}{\partial x} \quad \text{Eq. (3.19)}$$

où $c_{Cl,f}$ (mol/m³ de solution) est la concentration des chlorures libres et $D_{eff}(S_l)$ (m²/s) est le coefficient de diffusion effectif en milieu non-saturé, exprimé en fonction du degré de saturation par l'équation **3.20** :

$$D_{eff}(S_l) = D_{eff,0} S_l^\lambda \quad \text{Eq. (3.20)}$$

où $D_{eff,0}$ (m²/s) représente le coefficient de diffusion effectif en milieu saturé et peut être déterminé expérimentalement (par exemple, à travers un essai de migration accéléré [Ben Fraj *et al.*, 2012]). L'exposant λ (-) est un paramètre ajustable, dont la valeur peut être estimée à 6 selon Baroghel-Bouny *et al.* (2011).

Comme nous l'avons précédemment expliqué (paragraphe 3.1.5), une partie des ions chlorures qui pénètrent dans le béton sont fixés à la matrice cimentaire par physisorption ou chimisorption. La concentration en chlorures libres est reliée à la concentration des chlorures fixés par l'un des isothermes de fixation présentés dans le paragraphe 3.1.5. L'isotherme de Freundlich (**Eq. (3.6)**) est l'un des plus couramment utilisés [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011, Ben Fraj *et al.*, 2012, Reuge *et al.*, 2023, Mapa *et al.*, 2023]. Cette équation (**Eq. (3.6)**) repose toutefois sur plusieurs hypothèses. En effet, elle considère uniquement la fixation par physisorption, laquelle se produit lorsque la porosité du matériau est entièrement saturée par l'eau liquide (c'est-à-dire lorsque $S_l=1$).

Pour remédier à ces limitations, une relation plus complète a été proposée, intégrant à la fois la fixation par physisorption (i.e. $C_{Cl,p}(c_{Clf})$ de l'équation **3.21** ci-dessous) et la fixation par chimisorption (i.e. $C_{Cl,c}$ de l'équation **3.21**). Cette dernière correspond à la formation des sels de « Friedel », qui dépend de l'équivalent d'aluminate du matériau (n_{eq} en mol/m³) [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011, Reuge *et al.*, 2023]. De plus, l'équation **3.21** tient compte du fait que les deux mécanismes de fixation se produisent dans un matériau partiellement saturé. Elle intègre ainsi le taux de saturation (S_l) du matériau, avec l (-) un exposant ajustable dont la valeur varie entre 0 et 1 [Reuge *et al.*, 2023].

$$C_{Cl,b} = C_{Cl,p}(c_{Clf}) + C_{Cl,c} = \mu(S_l^l C_{Cl,f})^Y + 2n_{eq} \quad \text{Eq. (3.21)}$$

3.2.3. Modèle détaillé

En s'appuyant sur les relations constitutives listées dans le paragraphe 3.2.2, le problème de transfert peut être décrit à l'aide du système d'équations de conservation de la masse suivant :

$$\frac{\partial}{\partial t} (\varphi S_l a_0 + \varphi (1 - S_l) HR) - \frac{\partial}{\partial x} \left[a_0 \frac{Kk_{r,l}(S_l)}{\eta_l} \frac{\partial P_l}{\partial x} + HR \frac{Kk_{r,g}(S_l)}{\eta_g} \frac{\partial P_g}{\partial x} + P_{atmf}(\varphi, S_l) D_{v,a} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{HR}{P_g} \right) \right] = 0 \quad \text{Eq. (3.22)}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\varphi(1 - S_l) \frac{P_a}{P_{atm}} \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{P_a}{P_{atm}} \frac{Kk_{r,g}(S_l)}{\eta_g} \frac{\partial P_g}{\partial x} + P_{atm} f(\varphi, S_l) D_{v,a} \frac{\partial}{\partial x} \left(\frac{P_a}{P_{atm}} \frac{1}{P_g} \right) \right] = 0 \quad \text{Eq. (3.23)}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\varphi S_l c_{Cl,f} + C_{Cl,b}(c_{Cl,f}) \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left[D_{eff}(S_l) \frac{\partial c_{Cl,f}}{\partial x} + c_{Cl,f} \frac{Kk_{r,l}(S_l)}{\eta_l} \frac{\partial P_l}{\partial x} \right] = 0 \quad \text{Eq. (3.24)}$$

avec $a_0 = \frac{RT}{P_{v,sat} M_l} \frac{d_l}{M_l}$ et $P_{v,sat} = 611.3 \exp[5423 \left(\frac{1}{273.15} - \frac{1}{T} \right)]$

L'équation **3.22** décrit le transport de l'eau sous forme liquide/vapeur (variable inconnue : HR), l'équation **3.23** décrit le transport de l'air (variable inconnue : P_a) et l'équation **3.24** décrit le transport des ions chlorure (variable inconnue : $c_{Cl,f}$).

Dans l'équation **3.24**, le phénomène de fixation est considéré comme instantané. En réalité, la chimisorption est très rapide et peut effectivement être assimilée à un processus instantané. En revanche, pour la physisorption, il est nécessaire de prendre en compte une cinétique de fixation, ce qui implique la connaissance d'un temps caractéristique de ce processus [Baroghel-Bouny *et al.*, 2011]. Reuge *et al.* (2023) ont utilisé ce modèle pour simuler le transport des chlorures provenant de l'eau de mer dans un mortier appelé M1N soumis à des cycles de marnage. Le mortier M1N a été choisi parce qu'il avait déjà été étudié dans des travaux antérieurs et ses propriétés (c'est-à-dire les paramètres d'entrée du modèle) sont bien connues [Francy & François, 1998, Bonnet & Perrin, 1999, Baroghel-Bouny *et al.*, 2011]. Les simulations de Reuge *et al.* (2023) ont montré que, sur une période de 12 ans d'exposition, l'intégration d'une cinétique de physisorption pour le mortier M1N n'a pratiquement aucun impact sur les profils de chlorures prédits numériquement. Par conséquent, nous faisons l'hypothèse que les mécanismes de fixation sont instantanés, bien que ce point mérite une investigation future.

Les paramètres d'entrée du modèle représentent les propriétés du matériau étudié et interviennent dans les relations de transport de la phase liquide, de la phase gazeuse et des ions chlorure. Les différents paramètres d'entrée sont listés dans le **Tableau 3.6**.

Tableau 3.6. Paramètres d'entrée du modèle détaillé.

	Paramètres d'entrée	Notation	Unité	Equation
Transport de l'eau liquide	Porosité	φ	(%)	
	Perméabilité intrinsèque	K	(m ²)	Eq. (3.10)
	Paramètres de sorption (VG)	a	(Pa)	Eq. (3.11, 3.13)
		m	(-)	Eq. (3.11, 3.13)
	Paramètre ajustable ($k_{rl,(ads)}$)	q	(-)	Eq. (3.14)
	Paramètres ajustables ($k_{rl,(des)}$)	α	(-)	Eq. (3.16)
β		(-)	Eq. (3.16)	
Transport du gaz		Paramètres ajustables	p	(-)
		x_f	(-)	Eq. (3.18)
		y_f	(-)	Eq. (3.18)
Transport des chlorures	Coefficient de diffusion	$D_{eff,0}$	(m ² /s)	Eq. (3.20)
	Paramètres de fixation	μ	(-)	Eq. (3.21)
		γ	(-)	Eq. (3.21)
		n_{eq}	(mol/m ³)	Eq. (3.21)
	Paramètres ajustables	λ	(-)	Eq. (3.20)
		l	(-)	Eq. (3.21)

3.2.4. Modèle simplifié

L'application du modèle détaillé présenté dans le paragraphe précédent nécessite la connaissance de nombreux paramètres d'entrée (**Tableau 3.6**), qui sont souvent difficiles à déterminer expérimentalement. Pour réduire le nombre de paramètres inconnus, certaines hypothèses doivent être considérées.

Certains travaux dans la littérature ont montré que, selon l'état hydrique de l'environnement (c'est-à-dire l'humidité relative ambiante) et la nature du matériau, un modèle simplifié basé uniquement sur le mouvement de l'eau liquide peut être appliqué [Mainguy *et al.*, 1999, Thiery *et al.*, 2007]. Le transport de la phase gazeuse est ainsi négligé devant le transport de l'eau par capillarité et la pression du gaz est considérée constante et égale à la pression atmosphérique. Ces simplifications ont été particulièrement validées lors du séchage de matériaux cimentaires ordinaires (initialement saturés) et pour une humidité relative ambiante supérieure ou égale à 50 % [Baroghel-Bouny, 1994, Thiery *et al.*, 2007]. Ces derniers suggèrent que le modèle simplifié peut être satisfaisant pour décrire les cinétiques de séchage, mais demeure insuffisant lorsqu'une modélisation couplée avec la pénétration des chlorures et/ou la carbonatation est requise, en raison d'une forte interaction avec la phase gazeuse dans ces mécanismes. En revanche, Reuge *et al.* (2023) ont montré que ce modèle simplifié était

également valable pour modéliser la pénétration des ions chlorure lors des cycles de marnage. Les simulations ont été réalisées sur le mortier M1N [Francy & François, 1998, Bonnet & Perrin, 1999, Baroghel-Bouny *et al.*, 2011] et sur le béton ordinaire OPCC60 [Ben Fraj *et al.*, 2012], avec des temps d'exposition respectifs de 12 ans et 36 ans. Les auteurs ont déterminé numériquement les profils de chlorures, représentant la concentration normalisée (ou enrichissement) en fonction de la profondeur, et ont constaté que les profils obtenus avec le modèle détaillé étaient assez proches de ceux obtenus avec le modèle simplifié, avec un écart toujours inférieur à 0,2 % pour les différents temps d'exposition. De plus, Reuge *et al.* (2023) ont validé ces simplifications pour des bétons au laitier fibrés et non fibrés, soumis à des essais de séchage et d'imbibition.

En se basant sur ces travaux, nous appliquons les mêmes simplifications pour la modélisation des diverses expériences réalisées dans cette étude. Ceci étant, toutes les relations constitutives liées au transport du gaz (**Eq. (3.15)**, **(3.17)** et **(3.18)**) sont exclues des équations bilan du modèle. Les paramètres p , x_f et y_f sont donc ignorés. De plus, en ce qui concerne la perméabilité intrinsèque K (**Eq. (3.10)**), l'analyse se focalisera uniquement sur la détermination de la perméabilité à l'eau liquide K_l . Par conséquent, l'hypothèse selon laquelle K_g pourrait être équivalente (ou non) à K_l n'est plus importante à valider, puisque K_g n'est plus incluse dans le modèle. Par ailleurs, la simulation du marnage réalisée par Reuge *et al.* (2023) sur le mortier M1N et le béton OPCC60, après des périodes d'exposition de 12 et 36 ans respectivement, a montré que l'utilisation du modèle simplifié ou du modèle détaillé avec deux valeurs extrêmes de K_g ($K_g=K_l$ et $K_g=1000K_l$) entraîne une différence quasi négligeable entre les profils de chlorures.

Enfin, pour le transport des chlorures, nous considérons l'isotherme de fixation linéaire, obtenu à partir des profils de chlorures déterminés expérimentalement lors d'un essai de diffusion (comme nous le verrons plus loin dans le chapitre 6). Afin de minimiser le nombre de paramètres inconnus, nous utilisons l'équation **3.6** au lieu de l'équation de **3.21** pour décrire l'isotherme de Freundlich. Dans ce cas, les coefficients de l'isotherme (μ , γ) sont obtenus expérimentalement et les paramètres n_{eq} et l sont ignorés.

En appliquant ces hypothèses, l'équation **3.23** est éliminée, l'équation **3.24** reste inchangée et l'équation **3.22** est simplifiée. Le nouveau système d'équations bilan se compose désormais des équations **3.25** et **3.26** et les paramètres d'entrée du modèle simplifié sont donnés dans le **Tableau 3.7**.

$$\frac{\partial}{\partial t} (\varphi S_l) - \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{K_l k_{r,l}(S_l)}{\eta_l} \frac{\partial P_l}{\partial x} \right] = 0 \quad \text{Eq. (3.25)}$$

$$\frac{\partial}{\partial t} \left(\varphi S_l c_{CL,f} + C_{CL,b}(c_{CL,f}) \right) - \frac{\partial}{\partial x} \left[D_{eff}(S_l) \frac{\partial c_{CL,f}}{\partial x} + c_{CL,f} \frac{K_l k_{r,l}(S_l)}{\eta_l} \frac{\partial P_l}{\partial x} \right] = 0 \quad \text{Eq. (3.26)}$$

Tableau 3.7. Paramètres d'entrée du modèle simplifié.

	Paramètres d'entrée	Notation	Unité	Equation	
Transport de l'eau liquide	Porosité	φ	(%)		
	Perméabilité intrinsèque	K_l	(m ²)	Eq. (3.10)	
	Paramètres de sorption (VG)		a	(Pa)	Eq. (3.11, 3.13)
			m	(-)	Eq. (3.11, 3.13)
	Paramètre ajustable ($k_{rl,(ads)}$)	q	(-)	Eq. (3.14)	
	Paramètres ajustables ($k_{rl,(des)}$)		α	(-)	Eq. (3.16)
			β	(-)	Eq. (3.16)
Transport des chlorures	Coefficient de diffusion	$D_{eff,0}$	(m ² /s)	Eq. (3.20)	
	Paramètre ajustable	λ	(-)	Eq. (3.20)	
	Paramètres de fixation (isotherme de Freundlich)	(μ, γ)	(-)	Eq. (3.6)	

3.2.5. Conclusion

Dans ce paragraphe, nous avons présenté le modèle physicochimique choisi pour modéliser les phénomènes de transfert. Ce modèle repose sur la résolution des équations de conservation de la masse, décrivant le transport de la phase gazeuse ainsi que celui de la phase liquide contenant les ions chlorures. Nous avons constaté que l'utilisation de ce modèle nécessite la connaissance de nombreux paramètres d'entrée, ce qui nous a conduit à adopter certaines simplifications déjà proposées dans la littérature. Par exemple, nous considérons que le transfert est principalement régi par le mouvement de la phase liquide dans les pores du béton. Ces simplifications et hypothèses nous permettent de nous affranchir de la nécessité de connaître divers paramètres d'entrée, bien que la liste de ces paramètres reste assez longue. Certains d'entre eux peuvent être obtenus expérimentalement, comme la porosité φ , le coefficient de diffusion effectif du béton saturé déterminé lors d'un essai de migration $D_{eff,0}$, ou encore les paramètres de fixation (μ, γ) obtenus à partir de profils en chlorures expérimentaux déterminés lors d'un essai de diffusion. Cependant, d'autres paramètres, notamment les paramètres ajustables $(a, m, q, \alpha, \beta, \lambda)$, demeurent inconnus et impossibles à déterminer expérimentalement pour nos matériaux. Par conséquent, nous allons nous appuyer sur des travaux de la littérature pour estimer les valeurs de ces paramètres ajustables, en nous référant à des études réalisées sur des matériaux similaires aux nôtres. Ainsi, la perméabilité et le coefficient de diffusion, qui sont les propriétés de transfert les plus importantes dans cette étude,

seront déterminés en ajustant ce modèle simplifié aux profils expérimentaux obtenus grâce au capteur noyé.

Dans le chapitre suivant, nous présenterons les trois formulations de béton utilisées dans les différentes campagnes expérimentales, ainsi que la répartition des corps d'épreuves, les caractéristiques mécaniques et les propriétés de durabilité de nos bétons. De plus, nous détaillerons le capteur noyé utilisé dans cette étude et sa mise en place dans les éprouvettes instrumentées. Enfin, nous aborderons la campagne de calibration effectuée sur les trois bétons, qui permet de convertir les profils de résistivité obtenus par le capteur noyé en profils de degré de saturation et profils en chlorures.

Chapitre 4 : Programme expérimental et caractérisation des bétons

Le programme expérimental réalisé dans le cadre de cette thèse a été divisé en deux grandes phases, constituées chacune de plusieurs séries d'essais. La première campagne expérimentale, nommée **campagne I** tout au long du mémoire, a consisté en des essais de diffusion d'eau salée et d'imbibition d'eau douce et d'eau salée réalisés en laboratoire sur des éprouvettes cylindriques. La totalité de la **campagne I** a été réalisée au laboratoire LAMES à l'Université Gustave Eiffel de Nantes. La deuxième campagne expérimentale, nommée **campagne II** tout au long du mémoire, correspond quant à elle à la campagne de marnage effectuée sur des dalles instrumentées et non instrumentées dans des bassins de marnage situés au laboratoire GeM à Saint Nazaire. Les campagnes I et II ont été menées sur trois types de béton : le béton de référence **C100-0**, ainsi que deux autres bétons, nommés **C70-30** et **C50-50**, formulés avec une substitution de clinker par du laitier respectivement égale à 30 % et 50 %.

Dans ce chapitre, nous présenterons d'abord la formulation des bétons étudiés ainsi que les caractéristiques des éprouvettes utilisées dans les campagnes I et II (nomenclature, dimensions, essais prévus, conditionnement, etc.). Les indicateurs mécaniques et les indicateurs de durabilité mesurés à différentes échéances de temps seront également donnés. Ensuite, nous détaillerons le système d'instrumentation et le principe de mesure adopté pour le suivi des éprouvettes. Finalement, nous analyserons les courbes de calibration établies pour chacun des bétons, ainsi que les résultats du suivi de la phase d'hydratation qui ont fait l'objet d'une communication en congrès international [Eid *et al.*, 2023].

4.1. Caractérisation des bétons étudiés

4.1.1. Formulation

Trois formulations de béton sont utilisées dans ce travail : le béton ordinaire C100-0 (servant comme béton de référence) et deux bétons C70-30 et C50-50 formulés en substituant respectivement 30 % et 50 % de la masse du clinker par du laitier de haut fourneau, une addition minérale particulièrement utilisée dans les ouvrages maritimes. Les 3 bétons sont formulés avec du ciment Portland CEM I 52,5 du Teil, une taille maximale des granulats de 12 mm et un rapport Eau/Liant (E/L) égal à 0,5. Afin de faciliter la mise en œuvre du capteur noyé dans le béton, nous avons visé un affaissement compris entre 10 cm et 15 cm et donc, une classe de

consistance S3 similaire à celle obtenue dans les travaux de thèse de Badr *et al.* (2019). Pour ce faire, des fabrications préliminaires ont permis d'optimiser au mieux la quantité de superplastifiant pour atteindre un affaissement proche de la valeur cible.

Le **Tableau 4.1** et le **Tableau 4.2** présentent la formulation des bétons fabriqués respectivement pour la campagne I et la campagne II. En comparant les deux tableaux, nous remarquons que la formulation des 3 bétons est exactement la même à part la quantité de superplastifiant ajoutée. En effet, suite à certaines contraintes expérimentales, la fabrication des bétons au laitier (C70-30 et C50-50) destinés à la campagne I a été réalisée en deux gâchées, ce qui a causé des affaissements différents. Afin d'éviter de rencontrer les mêmes problèmes, nous avons corrigé la quantité de superplastifiant ajoutée au béton C100-0 de la campagne I et aux bétons de la campagne II. Pourtant, cette correction n'a pas empêché d'obtenir des bétons en dehors de la classe de consistance souhaitée, comme nous allons le voir dans la partie suivante.

Tableau 4.1. Formulation des 3 bétons fabriqués pour la campagne I.

Constituants (kg/m ³)	Béton gâchée				
	C100-0	C70-30_1	C70-30_2	C50-50_1	C50-50_2
Gravillons Boulonnais (4-12 mm)	1041,7	1040,7	1040,7	1038,8	1038,8
Sable Boulonnais (0-4 mm)	910,3	909,3	909,3	907,6	907,6
CEM I 52,5 N – SR 5 CE PM-CP2 NF HTS (Usine du Teil, Lafarge)	302,5	211,8	211,8	151,3	151,3
Laitier Ecocem	0,0	90,8	90,8	151,3	151,3
Superplastifiant MasterGlenium 201 (BASF)	2,94	4,41	2,94	3,53	3,53
Eau efficace (Eeff)	151,7	151,7	151,7	150,7	150,7
Rapport Eau/Liant (E/L)	0,5	0,5	0,5	0,5	0,5
Rapport Sable/Liant (S/L)	3,0	3,0	3,0	3,0	3,0

Tableau 4.2. Formulation des 3 bétons fabriqués pour la campagne II.

Constituants (kg/m ³)	Béton		
	C100-0	C70-30	C50-50
Gravillons Boulonnais (4-12 mm)	1041,7	1040,7	1038,8
Sable Boulonnais (0-4 mm)	910,3	909,3	907,6
CEM I 52,5 N – SR 5 CE PM-CP2 NF HTS (Usine du Teil, Lafarge)	302,5	211,8	151,3
Laitier Ecocem	0,0	90,8	151,3
Superplastifiant MasterGlenium 201 (BASF)	2,86	2,86	2,86
Eau efficace (Eeff)	151,7	151,7	150,7
Rapport Eau/Liant (E/L)	0,5	0,5	0,5
Rapport Sable/Liant (S/L)	3,0	3,0	3,0

4.1.2. Répartition et caractéristiques des corps d'épreuves

Pour les deux campagnes I et II, un grand nombre d'éprouvettes et de dalles ont été produites, chacune conçue pour un essai spécifique.

Le **Tableau 4.3** récapitule les caractéristiques des échantillons destinés à la campagne I. Tout d'abord, nous remarquons que seules les gâchées C100-0 et C70-30_2 se situent dans la classe de consistance souhaitée. Les autres gâchées sont plus fluides, possédant des affaissements supérieurs à 20 cm donc en classe S4. Cette différence de consistance est liée au mode d'introduction du plastifiant dans le malaxeur (réalisée par différents expérimentateurs). Ensuite, la nomenclature adoptée pour les échantillons de la campagne I indique le béton, la gâchée et le numéro de l'éprouvette précédé par une lettre indiquant l'essai correspondant.

Pour chacun des 3 bétons, de nombreuses éprouvettes non-instrumentées de dimensions $\varnothing 11 \times 22$ cm ont été fabriquées pour la caractérisation mécanique (résistance à la compression et module de Young) et pour la détermination des indicateurs de durabilité (porosité, perméabilité intrinsèque au gaz et coefficient de diffusion des chlorures). De plus, 3 éprouvettes de dimensions $\varnothing 11 \times 18$ cm ont été instrumentées avec un capteur échelle et ont été conçues pour le suivi des profils de résistivité pendant la phase d'hydratation et pendant les essais de diffusion et d'imbibition. Enfin, une dalle de chaque béton a été fabriquée afin de prélever des carottes pour la réalisation de la campagne de calibration. Ces carottes sont prélevées dans les dalles plutôt que d'être directement coulées dans de petits moules de dimensions $\varnothing 75 \times 70$ mm, afin d'éviter les effets de bord et garantir une meilleure représentativité des propriétés du béton.

Après la fabrication des éprouvettes, ces dernières ont subi une cure humide pendant 90 jours afin d'assurer une stabilisation quasi complète du degré d'hydratation, en particulier pour les bétons au laitier. Pourtant, il est important de noter que les éprouvettes non-instrumentées ont été complètement immergées dans l'eau pendant la période de cure, alors que les éprouvettes instrumentées ont été placées dans un bac fermé contenant de l'eau jusqu'à une hauteur qui atteint juste le bas des éprouvettes, à une température de 21 ± 0.5 °C et une humidité relative ambiante de 95 ± 2 %. Le niveau d'eau a été surveillé pendant toute la période de cure et les conditions de température et d'humidité relative ont été régulièrement contrôlées par l'intermédiaire d'une sonde thermo hygrométrique (THR).

Les caractéristiques des corps d'épreuves destinés à la campagne II sont présentées dans le **Tableau 4.4**. Bien que l'ajout de l'adjuvant ait été mieux contrôlé lors du coulage des

bétons de la campagne II, nous remarquons que ces derniers sont plus fermes que ceux présentés dans le **Tableau 4.3**. Cela peut être dû aux conditions environnementales et à la température élevée lors de la fabrication, qui ont pu influencer la consistance du béton. Comme pour la campagne I, des éprouvettes Ø11x22 cm ont été fabriquées pour les essais de caractérisation. En plus, des dalles instrumentées et non-instrumentées de dimensions 20x20x17 cm ont été confectionnées pour des mesures de résistivité pendant les cycles de marnage. Il faut souligner que la nomenclature des dalles de marnage dépend de la configuration considérée et de la disposition des dalles dans le bassin de marnage. Ceci sera détaillé davantage dans le chapitre 6. Finalement, deux éprouvettes de dimensions Ø16x18 cm ont été instrumentées avec 3 sondes THR chacune, disposées à différentes profondeurs des éprouvettes (5 cm, 9 cm et 13 cm), afin de suivre la température et l'humidité relative locale dans le béton pendant le marnage. Puisque nous ne disposons que d'un nombre limité de sondes THR, nous avons donc choisi d'instrumenter seulement une éprouvette fabriquée avec le béton de référence (C100-0) et une autre éprouvette fabriquée avec le béton contenant le plus de laitier (C50-50).

Tableau 4.3. Répartition et caractéristiques des corps d'épreuves destinés à la campagne I.

Béton_gâchée	Affaissement (cm)	Nomenclature éprouvettes/dalles	Dimensions	Capteur noyé	Essai prévu
C100-0	13,5	C100-0_C1 → C100-0_C16	Ø11x22 cm	Non	Caractérisation mécanique
		C100-0_D1 → C100-0_D3	Ø11x22 cm	Non	Indicateurs de Durabilité
		C100-0_M1 → C100-0_M3	Ø11x18 cm	Oui	Monitoring
		C100-0_calib	36x35x13 cm	Non	Calibration
C70-30_1	23	C70-30_1_C1 → C70-30_1_C10	Ø11x22 cm	Non	Caractérisation mécanique
		C70-30_1_D1 → C70-30_1_D3	Ø11x22 cm	Non	Indicateurs de Durabilité
		C70-30_1_M1	Ø11x18 cm	Oui	Monitoring
C70-30_2	9,5	C70-30_2_C11, C70-30_2_C12	Ø11x22 cm	Non	Caractérisation mécanique
		C70-30_2_M2, C70-30_2_M3	Ø11x18 cm	Oui	Monitoring
		C70-30_2_calib	36x50x13 cm	Non	Calibration
C50-50_1	21	C50-50_1_C1 → C50-50_1_C11	Ø11x22 cm	Non	Caractérisation mécanique
		C50-50_1_D1 → C50-50_1_D3	Ø11x22 cm	Non	Indicateurs de Durabilité
C50-50_2	22	C50-50_2_M1 → C50-50_2_M2	Ø11x18 cm	Oui	Monitoring
		C50-50_2_calib	36x40x13 cm	Non	Calibration

Tableau 4.4. Répartition et caractéristiques des corps d'épreuves destinés à la campagne II.

Béton	Affaissement (cm)	Nomenclature éprouvettes/dalles	Dimensions	Capteur noyé	Essai prévu
C100-0	2	C100-0_1.1, C100-0_2.1	20x20x17 cm	Oui	Monitoring
		C100-0_1.2, C100-0_2.2	20x20x17 cm	Non	Mesures surfaciques
		C100-0_C17 → C100-0_C22	Ø11x22 cm	Non	Caractérisation mécanique
		C100-0_C23 → C100-0_C29	Ø11x22 cm	Non	Indicateurs de durabilité
		C100-0_THR	Ø16x18 cm	Oui	Suivi THR
C70-30	3	C70-30_1.1, C70-30_2.1	20x20x17 cm	Oui	Monitoring
		C70-30_1.2, C70-30_2.2	20x20x17 cm	Non	Mesures surfaciques
		C70-30_C13 → C70-30_C18	Ø11x22 cm	Non	Caractérisation mécanique
		C70-30_C19 → C70-30_C25	Ø11x22 cm	Non	Indicateurs de durabilité
C50-50	6	C50-50_1.1, C50-50_2.1	20x20x17 cm	Oui	Monitoring
		C50-50_1.2, C50-50_2.2	20x20x17 cm	Non	Mesures surfaciques
		C50-50_C12 → C50-50_C17	Ø11x22 cm	Non	Caractérisation mécanique
		C50-50_C18 → C50-50_C24	Ø11x22 cm	Non	Indicateurs de durabilité
		C50-50_THR	Ø16x18 cm	Oui	Suivi THR

4.1.3. Caractérisation des bétons

Des essais de caractérisation ont été effectués sur les bétons fabriqués pour les campagnes I et II à l'état durci. Il s'agit notamment d'essais mécaniques (résistance à la compression et module de Young) et de mesures d'indicateurs de durabilité (porosité à l'eau, perméabilité intrinsèque au gaz et coefficient de diffusion des chlorures). Ces essais ont été réalisés par l'équipe du GeM intervenant dans le projet DEMCOM, ainsi que par la cellule Val In BTP de Capacités (<https://capacites.fr/solutions/btp-genie-civil/>). Dans cette section, nous présentons les résultats de caractérisation transmis par cette équipe.

Les mesures de la résistance à la compression R_c (MPa) et du module de Young statique E (GPa) sont réalisées conformément aux normes [NF EN 12390-3] et [NF EN 12390-13]. Les essais sont effectués sur des éprouvettes cylindriques de dimensions Ø11x22 cm à différentes échéances de temps. Les **Fig. 4.1(a)** et **(b)** représentent les résultats de la résistance à la compression obtenus sur les différents bétons fabriqués pour la campagne I et la campagne

II respectivement. Nous précisons que les valeurs de R_c figurant dans les **Fig. 4.1(a)** et **(b)** représentent la moyenne des 3 valeurs obtenues sur les 3 éprouvettes cylindriques et les barres d'erreur représentent l'écart type correspondant.

Tout d'abord, nous remarquons de légères différences entre les résultats obtenus à 28 jours, pour les bétons de la campagne I (**Fig. 4.1(a)**) et les bétons de la campagne II (**Fig. 4.1(b)**), notamment pour les bétons C100-0 et C50-50. Ces variations peuvent provenir de la différence entre les gâchées, en particulier au niveau des affaissements obtenus. De manière générale, les résultats montrent une évolution de la résistance mécanique des bétons au cours du temps, avec une augmentation de la R_c des bétons au laitier légèrement supérieure en comparant avec celle du béton de référence. Par exemple, la **Fig. 4.1(a)** montre qu'à 1 an après le coulage, les bétons C70-30 et C50-50 possèdent une R_c supérieure d'environ 3 % à celle du béton C100-0. La **Fig. 4.1(b)** montre quant à elle que la R_c du béton C70-30 mesurée à 210 jours après le coulage est supérieure de 7 % à celle du béton C100-0. Des tendances similaires ont été observées par Ben Fraj *et al.* (2012), avec un rapport légèrement supérieur (de 9 %) entre la R_c du béton contenant 30 % de laitier (BFSC60) et celle du béton de référence (OPCC60) à 90 jours après le coulage.

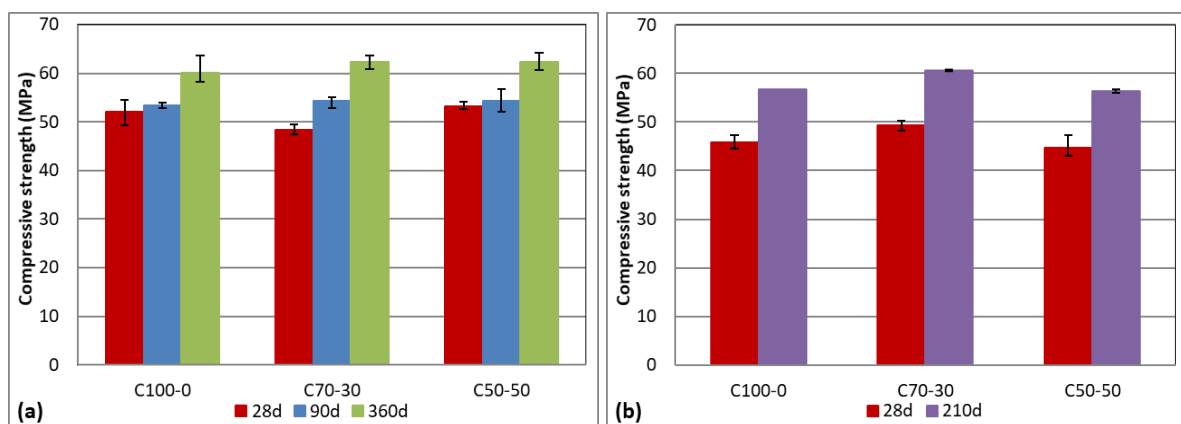


Fig. 4.1. Evolution de la résistance à la compression au cours du temps (avec d en jours) : (a) bétons de la campagne I, (b) bétons de la campagne II.

Les résultats des mesures du module de Young statique sont présentés dans la **Fig. 4.2**. Il est important de noter que toutes les mesures de E ont été effectuées sur les bétons de la campagne I, à l'exception de la mesure à 210 jours réalisée sur les bétons de la campagne II. La **Fig. 4.2** montre bien une évolution de E au cours du temps pour les différents bétons. Néanmoins, la présence du laitier ne semble pas avoir un effet significatif sur la valeur du module de Young.

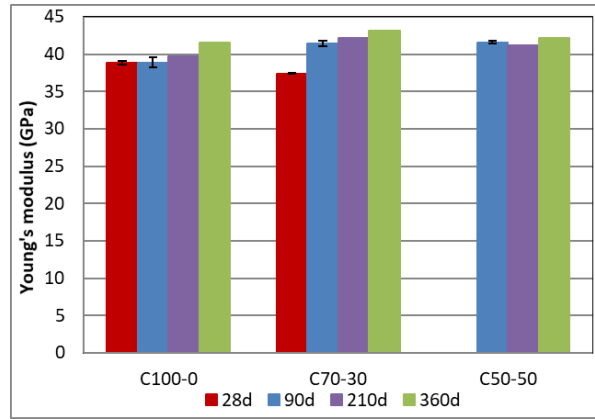


Fig. 4.2. Evolution du module de Young des différents bétons au cours du temps (avec d en jours).

La porosité accessible à l'eau φ (%) a été déterminée à 90 jours (pour les bétons de la campagne I) et à 120 jours (pour les bétons de la campagne II), selon le mode opératoire décrit dans [AFPC-AFREM, 1997]. Les éprouvettes sont d'abord saturées sous vide pour obtenir la masse saturée M_{sat} et la masse hydrostatique M_{hydro} . Ensuite, elles sont séchées à 105 °C pour obtenir la masse sèche M_{sec} , correspondant à la masse stabilisée de l'éprouvette (atteinte lorsque la différence relative de la masse entre deux pesées successives espacées de 24h ne dépasse pas 0,05 %). La porosité est donc calculée en utilisant l'équation 4.1.

$$\varphi = \frac{\text{Volume des vides}}{\text{Volume total}} = \frac{M_{sat} - M_{sec}}{M_{sat} - M_{hydro}} \times 100\% \quad \text{Eq. (4.1)}$$

Afin de comparer les différentes gâchées et vérifier la reproductibilité des résultats, deux mesures de porosité ont été réalisées pour les bétons de la campagne I : une mesure réalisée sur des tranches cylindriques de dimensions $\varnothing 11 \times 5$ cm (au GeM) et une autre mesure réalisée sur des chutes de béton extraites des dalles de calibration (au LAMES). Pour les bétons de la campagne II, la mesure est réalisée sur des tranches de béton cylindriques de dimensions $\varnothing 11 \times 5$ cm. Les résultats de porosité obtenus à différentes échéances de temps sur les bétons des deux campagnes sont présentés dans la Fig. 4.3. Les valeurs de porosité présentées dans la Fig. 4.3 représentent la moyenne de 3 mesures réalisées sur 3 tranches différentes et les barres d'erreur représentent l'écart type correspondant. La légende indique l'échéance de temps (90 jours ou 120 jours), suivie du numéro de la campagne à laquelle appartiennent les bétons (campagne I ou II).

Tout d'abord, les résultats montrent que les porosités mesurées à 90 jours sur les tranches de $\varnothing 11 \times 5$ cm (barres bleues pleines) et celles mesurées sur les chutes extraites des dalles de calibration (barres bleues hachurées) sont relativement proches, avec de légères

variations observées surtout pour les bétons C100-0 et C50-50. Ceci montre une bonne reproductibilité des résultats obtenus sur les différents bétons de la même campagne, malgré la réalisation des essais dans deux laboratoires différents. De plus, les porosités des bétons C70-30 et C50-50, mesurées à 90 jours pour la campagne I et à 120 jours pour la campagne II, sont très comparables, indiquant une bonne reproductibilité entre les gâchées des bétons au laitier fabriquées pour les deux campagnes. En revanche, la porosité du béton C100-0 tend à diminuer avec le temps, ce qui est en accord avec les résultats de résistance mécanique, montrant une augmentation de celle-ci à 210 jours pour le béton C100-0 (voir **Fig. 4.1(b)**). Ce résultat est surprenant et pourrait être attribué aux différences entre les gâchées des campagnes I et II, qui semblent présenter des variations notables.

En comparant les différents bétons, nous remarquons que l'effet du laitier sur la porosité mesurée à 90 jours (ou à 120 jours) est peu significatif. Des observations similaires ont été obtenues par El Achrafi *et al.* (2023), montrant une différence quasiment négligeable entre la porosité à 90 jours d'un béton ordinaire (C1) et celle d'un béton formulé avec du CEM III/A. Ben Fraj *et al.* (2012) observent également des similarités entre la porosité mesurée à 90 jours d'un béton de référence (OPCC60) et celle d'un béton formulé avec 30 % de laitier (BFSC60). Les résultats obtenus sont donc en accord avec ceux reportés dans la littérature.

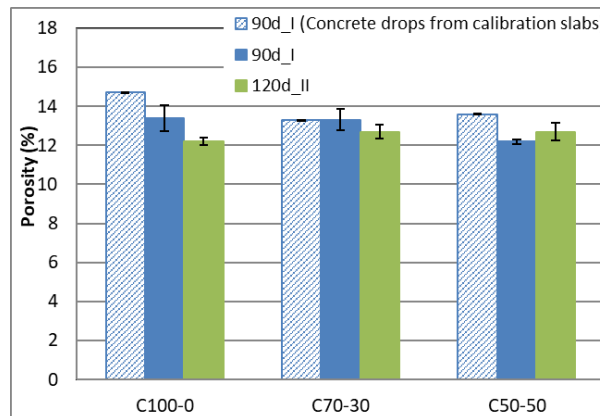


Fig. 4.3. Porosités mesurées sur les différents bétons à différentes échéances de temps.

La perméabilité au gaz K_g (m^2) et le coefficient de diffusion apparent des chlorures D_{RCM} (m^2/s) ont été déterminés à 90 jours (pour les bétons de la campagne I) et à 28 jours (pour les bétons de la campagne II), sur des tranches de béton cylindriques de dimensions $\varnothing 11 \times 5$ cm. Les tranches de bétons sont d'abord séchées à 60 °C (et à 105 °C pour les bétons de la campagne I), afin d'évaluer la perméabilité au gaz à l'aide du perméamètre de type Cembureau à charge constante. Ensuite, elles sont soumises à un essai de migration accélérée en régime transitoire (Rapid Migration Chloride Test) après saturation, pour la détermination du coefficient de

diffusion apparent des chlorures. Les résultats de perméabilité au gaz et de coefficient de diffusion des chlorures sont présentés dans les **Fig. 4.4(a)** et **(b)** respectivement. Les valeurs de perméabilité et de coefficient de diffusion figurant dans les **Fig. 4.4(a)** et **(b)** représentent la moyenne de 3 valeurs obtenues sur 3 tranches différentes (ou la moyenne de 2 valeurs obtenues sur 2 tranches différentes pour certains bétons) et les barres d'erreur représentent l'écart type correspondant. La légende indique l'échéance de mesure en jours (28 ou 90 jours), suivie par la campagne à laquelle le béton appartient (campagne I et II) et la température de séchage.

Tout d'abord, la **Fig. 4.4(a)** montre que, à une échéance de temps donnée, la perméabilité intrinsèque au gaz des bétons au laitier est plus élevée que celle du béton de référence. Des tendances similaires ont été observées dans le cadre des travaux de thèse de El Achrafi (2022) et Ranaivomanana (2010). Néanmoins, Ben Fraj *et al.* (2012) et Ibro (2020) ont déduits quant à eux qu'un béton formulé avec du laitier présente une perméabilité au gaz inférieure à celle d'un béton ordinaire. Cette dispersion des résultats observée dans littérature sur les différentes formulations ne permet pas de conclure quant à l'effet des additions minérales sur la perméabilité au gaz des matériaux cimentaires. De plus, nous remarquons que la perméabilité au gaz évaluée à 105 °C est plus élevée que celle évaluée à 60 °C pour les bétons au laitier (en particulier pour le béton C70-30). Cette augmentation de perméabilité avec l'augmentation de la température de séchage peut être expliquée par le séchage complet du matériau et probablement par une altération des hydrates due à l'élévation de température [Fabien *et al.*, 2022, El Achrafi, 2022].

La **Fig. 4.4(b)** montre qu'à la même échéance de temps, le coefficient de diffusion des chlorures des bétons C70-30 et C50-50 est inférieur à celui du béton C100-0. Ces résultats sont en accord avec les travaux de la littérature et sont expliqués par l'hydratation des laitiers, conduisant à la formation d'une plus grande quantité de C-S-H et de C-A-S-H, induisant par la suite un raffinement de la microstructure et donc, une augmentation de la résistance du béton à la pénétration des ions chlorure [Baroguel-Bouny *et al.*, 2011, Ben Fraj *et al.*, 2012, Teng *et al.*, 2013, El Achrafi *et al.*, 2023].

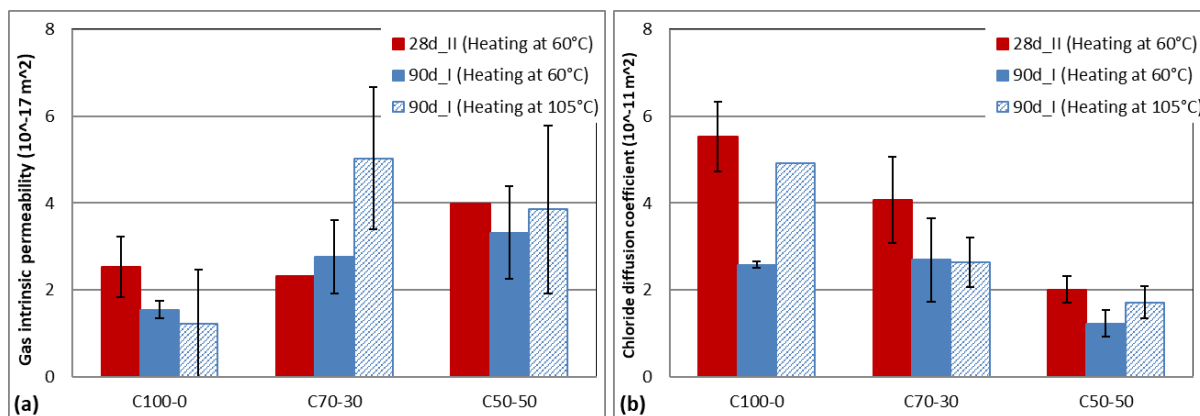


Fig. 4.4. Indicateurs de durabilité obtenus à 28 jours pour les bétons de la campagne II (28d_II) et à 90 jours pour les bétons de la campagne I (90d_I) : (a) perméabilité intrinsèque au gaz, (b) coefficient de diffusion des chlorures.

4.1.4. Récapitulatif sur les caractéristiques des bétons étudiés

Dans ce premier paragraphe, nous avons présenté les bétons utilisés dans cette thèse. Le travail expérimental est divisé en deux grandes campagnes expérimentales : la campagne I qui consiste en une série d'essais (de séchage, d'imbibition et de diffusion) et la campagne II qui est la campagne de marnage. Les deux campagnes sont réalisées sur 3 formulations de béton : un béton ordinaire à base de CEM I (C100-0) et deux autres bétons contenant un pourcentage de remplacement du clinker par du laitier égal à 30 % (C70-30) et 50 % (C50-50). Les formulations utilisées pour les deux campagnes sont identiques, mais la fabrication des éprouvettes destinées à chacune des campagnes a été réalisée en deux gâchées différentes. Pour chacune des deux campagnes, des éprouvettes cylindriques ont été fabriquées pour la détermination des caractéristiques mécaniques (résistance à la compression et module de Young statique) et des indicateurs de durabilité (porosité à l'eau, perméabilité au gaz et coefficient de diffusion des chlorures).

Les résultats montrent que la résistance à la compression obtenue à 28 jours pour les bétons de la campagne I est supérieure à celle des bétons de la campagne II, bien que ces derniers présentent des affaissements plus faibles que ceux de la campagne I. De plus, une augmentation de la résistance mécanique est observée pour les deux campagnes, avec une augmentation plus élevée pour les bétons contenant du laitier. Le module de Young statique et la porosité à l'eau ne semblent pas être sensibles à la présence du laitier. En revanche, plus le pourcentage de laitier augmente, plus la perméabilité au gaz augmente et le coefficient de diffusion des chlorures diminue. Cela est dû à la microstructure plus dense des bétons au laitier, induite par la formation des hydrates secondaires lors de l'hydratation latente du laitier.

Dans le paragraphe suivant, nous présentons l'instrumentation des différentes éprouvettes de béton avec le capteur noyé, ainsi que les configurations de mesure adoptées.

4.2. Instrumentation par capteur noyé et principe de mesure

Le but principal de ce travail de thèse est l'estimation des indicateurs de durabilité (ou propriétés de transport), à partir de profils de degré de saturation obtenus à l'aide de capteurs noyés de résistivité. Le capteur noyé utilisé dans ce travail a été conçu et validé dans le cadre de la thèse de Badr *et al.* (2019) (voir chapitre 2, paragraphe 2.2.3). Cependant, les dimensions et le nombre d'électrodes ont été adaptés aux différentes expériences menées dans cette thèse.

Le capteur noyé a une forme d'échelle et est composé de 15 électrodes réparties de part et d'autre du circuit imprimé (CI) (comme le montre la **Fig. 4.5(a)**). Les mesures de résistivité sont réalisées en mode « Transmission » : le courant électrique est injecté entre les deux grilles métalliques (C1 et C2) et des différences de potentiel sont mesurées entre des paires d'électrodes consécutives (P1 et P2) situées du même côté du CI (**Fig. 4.5(b)**) [Badr *et al.*, 2019]. Les mesures sont effectuées en alternant entre les deux côtés du CI afin d'obtenir un total de 13 mesures tout le long de l'épaisseur des éprouvettes. De plus, trois quadripôles ont été choisis à différentes profondeurs de l'échelle pour réaliser des mesures de résistivité apparente en configuration « Wenner », dans le but de diversifier les configurations de mesure.

Il est important de noter que, pour l'ensemble de nos campagnes expérimentales, $z=0$ correspond à la surface de pénétration et la profondeur des mesures est supposée être au milieu des électrodes entre lesquelles la différence de potentiel est mesurée [Badr *et al.*, 2019]. Pendant le monitoring, les échantillons instrumentés sont connectés à un résistivimètre (le Syscal Junior Switch 72 de IRIS Instruments) injectant un courant dont la forme temporelle est un signal carré d'une fréquence de l'ordre de 2 Hz. Cette basse fréquence permet de considérer les mesures comme étant effectuées en régime statique, communément appelées « mesures à courant continu ».

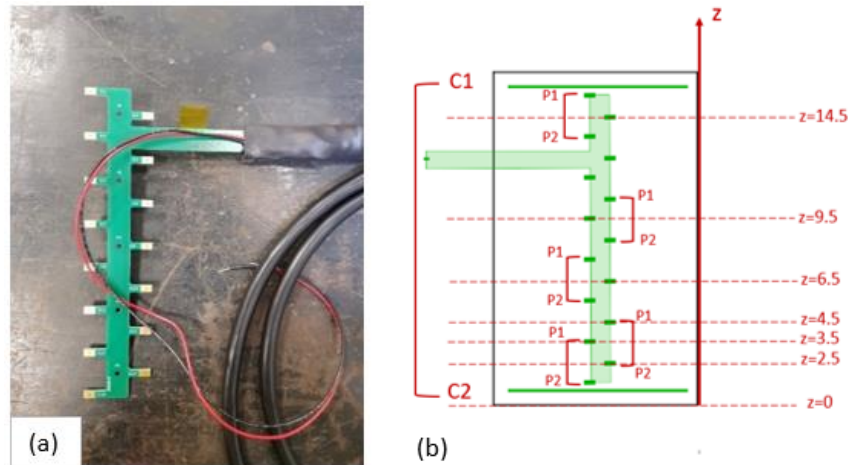


Fig. 4.5. Instrumentation et principe de mesure : (a) capteur échelle à 15 électrodes, (b) schéma montrant la position visée du capteur dans l'éprouvette ainsi que quelques mesures en configuration de « Transmission ».

L'instrumentation des moules a été réalisée préalablement au coulage et a été conditionnée par les spécificités de fabrication de nos principales campagnes expérimentales (campagnes I et II). Les **Fig. 4.6(a)** et **(b)** montrent respectivement la disposition du capteur noyé et des grilles d'injection dans les moules en carton de dimensions $\varnothing 11 \times 18$ cm (destinés à la campagne I) et dans les moules en bois de dimensions $20 \times 20 \times 17$ cm (destinés à la campagne II). Pour les deux campagnes I et II, le capteur noyé a été placé au centre du moule, selon la direction de son épaisseur (ou selon l'axe z représentant la direction dans laquelle les profils de résistivité sont étudiés). Le coulage des éprouvettes de la campagne I a été réalisé parallèlement à la direction du capteur, en veillant à ce que les grilles d'injection restent parallèles et centrées sur l'axe de l'échelle (**Fig. 4.6(a)**). Le coulage des dalles de marnage a été effectué quant à lui perpendiculairement à l'axe du capteur, fixé au moule en bois par l'intermédiaire de supports comme le montre la **Fig. 4.6(b)**.

Il est important de souligner que les **Fig. 4.6(a)** et **4.5(b)** représentent respectivement la disposition du système de mesure souhaitée dans l'éprouvette et les profondeurs de mesure initialement visées dans les éprouvettes de campagne I. Cependant, nous avons constaté plus tard, lors des campagnes de mesure, que le capteur avait bougé dans certaines éprouvettes, probablement en raison de contraintes rencontrées lors du coulage. Cela explique pourquoi, comme nous le verrons plus tard dans les résultats expérimentaux (chapitres 5 et 6), les profils obtenus pour certaines éprouvettes sont décalés par rapport à d'autres. Ce problème n'a pas été rencontré dans les dalles de marnage, parce que le système de mesure (capteur noyé et grilles

d'injection) a été bien fixé à l'aide de supports en PVC, assurant ainsi sa position contrôlée dans le béton.

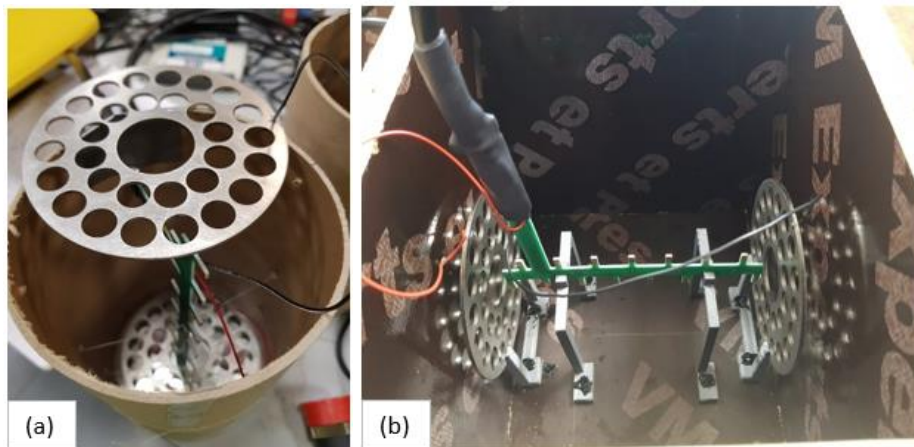


Fig. 4.6. Disposition du système de mesure dans les moules avant le coulage : (a) moules $\varnothing 11 \times 18$ cm destinés à la campagne I, (b) dalles $20 \times 20 \times 17$ cm destinées à la campagne II.

Comme nous l'avons expliqué dans le chapitre 2 (paragraphe 2.1.2), une mesure de résistivité apparente est obtenue pour chaque paire d'électrodes, en multipliant la résistance de transfert R (Ω) par un facteur géométrique G (m) qui ne dépend que des conditions géométriques du problème [Marescot *et al.*, 2006, Palma Lopes *et al.*, 2023]. Dans certains cas particuliers, le facteur géométrique est calculé de manière simple, en utilisant des approches analytiques ou expérimentales [Du Plooy *et al.*, 2013, Minagawa *et al.*, 2023]. Toutefois, les problèmes possèdent généralement des géométries complexes, comme celles rencontrées dans nos campagnes expérimentales. Dans notre cas, le facteur géométrique est calculé numériquement par la méthode des éléments finis, en utilisant le logiciel COMSOL Multiphysics. De manière générale, le calcul du facteur géométrique est effectué en évaluant la résistance de transfert R_0 d'un milieu homogène (ou en d'autres termes sa réponse ΔV_0 à l'injection d'un courant d'intensité I_0), ayant une géométrie identique à celle du problème en question. Un code de calcul est utilisé permettant la discrétisation du milieu en éléments finis et l'imposition des conditions aux limites et sources de courant identiques à celles de la vraie mesure. La méthodologie adoptée pour le calcul des facteurs géométriques est décrite par Palma Lopes *et al.* (2023).

4.3. Campagne de calibration

Les courbes de calibration reliant la résistivité électrique ρ ($\Omega \cdot m$) au degré de saturation S_l (%) ou à la concentration en chlorures $[Cl^-]$ (g/g) sont obtenues en se basant sur

les travaux de Villain *et al.* (2018) et Fares *et al.* (2018). Ces courbes de calibration sont introduites indépendamment pour convertir les profils de résistivité en profils de degré de saturation (lors d'un essai d'imbibition en eau douce) ou en profils en chlorures (lors d'un essai de diffusion des chlorures sur béton complètement saturé). Cependant, l'évolution de la résistivité peut dépendre de la variation simultanée du degré de saturation et de la concentration en chlorures. Ceci est rencontré lors d'un essai d'imbibition d'eau salée ou lors du marnage d'un béton partiellement saturé, pendant lesquels les ions chlorure pénètrent d'abord par convection avec la phase liquide puis par diffusion. Par conséquent, des surfaces de calibration inspirées des travaux de El Achrafi *et al.* (2024) sont établies, afin d'exprimer la résistivité électrique à la fois en fonction du degré de saturation et de la concentration en chlorures. Le but de ces surfaces de calibration est d'essayer d'évaluer la concentration en chlorures et le degré de saturation avec une seule observable, qui est la résistivité électrique.

4.3.1. Protocole expérimental

Les mesures de calibration sont réalisées sur des carottes prélevées dans les dalles fabriquées à cet effet (voir **Tableau 4.3**). Les dimensions des carottes de calibration ($\varnothing 75 \times 70$ mm) respectent le volume élémentaire représentatif (VER) du béton et correspondent à celles de la cellule de résistivité utilisée dans ce travail [Du Plooy *et al.*, 2013]. Les carottes ont été d'abord saturées sous vide avec de l'eau salée à trois concentrations différentes de NaCl (0, 35 et 90 g/L), similaires à celles utilisées lors des essais d'imbibition, de diffusion et de marnage. Ensuite, elles ont été séchées à 50 °C pour atteindre différentes masses et donc différents degrés de saturation. A l'issue du séchage, les carottes ont été emballées par du papier aluminium adhésif et placées dans l'étuve pendant une durée au moins égale à celle du séchage, afin d'homogénéiser leur état hydrique [Parrott, 1994]. Les mesures de résistivité ND sont réalisées à l'état saturé ($S_f=100$ %) et à chaque état hydrique visé ($S_f=75$ % et 50 %), en utilisant la cellule de résistivité électrique développée par Du Plooy *et al.* (2013).

A la fin des mesures ND, des essais destructifs sont réalisés afin de déterminer le degré de saturation vrai des carottes ainsi que la concentration réelle en chlorures. Le degré de saturation vrai est déterminé après séchage des carottes à 105 °C en utilisant l'**Eq. (4.2)**, où M_{sat} (g) et M_t (g) représentent respectivement la masse des carottes saturées ($S_f=100$ %) et la masse des carottes à chaque degré de saturation visé. La masse d'eau dans les carottes saturées M_{eau} (g) est exprimée en fonction du volume des carottes de calibration V (cm³) obtenu par pesée hydrostatique (**Eq. 4.3**). Il convient de souligner que la porosité ϕ (%) apparaissant dans

l'Eq. (4.3) a été déterminée sur des carottes extraites des mêmes dalles que les carottes de calibration, ce qui nous permet de considérer que la porosité est similaire pour tous les échantillons.

$$S_l = \frac{M_t - (M_{sat} - M_{eau})}{M_{eau}} \times 100 \% \quad \text{Eq. (4.2)}$$

$$M_{eau} = V_x \frac{\varphi}{100} \quad \text{Eq. (4.3)}$$

De plus, des essais destructifs ont été réalisés afin de déterminer la concentration réelle en ions chlorure. Après avoir réalisé la mesure de résistivité à l'état saturé ($S_l=100\%$), deux carottes de chaque béton (une saturée avec 35 g/L de NaCl et l'autre avec 90 g/L de NaCl) ont été sciées en 3 parties égales et broyées en poudre fine. Cette dernière a été filtrée avec de l'eau distillée ou de l'acide nitrique dilué, afin de doser respectivement les chlorures libres et les chlorures totaux [R.T., 2002, Chaussadent et Arliguie, 1999]. Le dosage des chlorures totaux a été réalisé uniquement par titration potentiométrique, tandis que le dosage des chlorures libres a été effectué par titration et par chromatographie ionique, afin de comparer les deux techniques.

Enfin, il est important de souligner certaines sources d'incertitudes qui peuvent être apportées par le protocole expérimental. D'une part, comme mentionné précédemment, la concentration en chlorures (libres et totaux) a été mesurée sur une seule carotte et uniquement à l'état saturé. On suppose donc que la concentration obtenue pour cette carotte est identique pour tous les échantillons conditionnés à la même teneur en chlorures.

D'autre part, les mesures de résistivité effectuées à l'état saturé pour les bétons C100-0 et C70-30 se sont avérées non représentatives à la fin de la campagne. En effet, une forte dispersion des résultats de résistivité a été observée en raison d'une panne temporaire du résistivimètre utilisé (Syscal Pro 96). Ceci nous a obligés à reprendre ces mesures sur des carottes restantes prélevées dans les mêmes dalles. Toutefois, ces nouvelles mesures ont été réalisées sur une seule carotte pour chaque béton et pour chaque teneur en NaCl, ce qui ne permet pas de visualiser la dispersion liée à l'hétérogénéité des échantillons.

Dans le **Tableau 4.5**, nous récapitulons l'ensemble des carottes utilisées pour la campagne de calibration. La nomenclature des carottes indique le pourcentage de laitier dans le béton suivi par le numéro de la carotte. Les carottes pour lesquelles les mesures de calibration à l'état saturé ont été reprises à la fin de la campagne sont indiquées en rouge, tandis que celles

ayant subi les essais destructifs pour la détermination de la concentration en chlorures libres et totaux après saturation sont indiquées en vert.

Tableau 4.5. Répartition des carottes de calibration.

Nomenclature (% de laitier_numéro)	Concentration de la solution de saturation [NaCl] (g/L)	Degré de saturation visé S_l (%)
0_5, 0_6, 0_9, 0_4 30_4, 30_11, 30_21, 30_7 50_6, 50_11, 50_13, 50_8	0 g/L	$S_l=100\%$, 75 % et 50 %
0_3, 0_8, 0_10, 0_14, 0_12 30_6, 30_14, 30_17, 30_18, 30_12 50_1, 50_2, 50_5, 50_14, 50_10	35 g/L	
0_1, 0_2, 0_13, 0_15, 0_11 30_8, 30_19, 30_20, 30_9, 30_16 50_4, 50_7, 50_15, 50_9, 50_12	90 g/L	

4.3.2. Courbes de calibration en fonction du degré de saturation

Dans cette partie, nous présentons les courbes de calibration reliant la résistivité électrique au degré de saturation ($[\text{NaCl}]=0$ g/L). Tout d’abord, nous rappelons que la cellule de résistivité utilisée dans ce travail permet d’obtenir 6 mesures de résistivité à différentes profondeurs de la carotte et que nos mesures de résistivité sont réalisées en alternant l’orientation de la carotte. Ainsi, nous obtenons au total 12 mesures de résistivité pour chaque carotte. Les courbes de calibration établies pour les bétons C100-0, C70-30 et C50-50 sont présentées dans les **Fig. 4.7(a)**, **(b)** et **(c)** respectivement. Une superposition des 3 bétons est également présentée dans la **Fig. 4.7(d)**.

Avant d’analyser les résultats, nous précisons que les résultats présentés dans les **Fig. 4.7** sont obtenus sur les carottes figurant dans la première ligne du **Tableau 4.5**. A l’état saturé, une seule valeur de résistivité est obtenue pour chaque béton (carottes indiquées en rouge : 0_4, 30_7 et 50_8). En revanche, aux états plus secs ($S_l=75\%$ et 50 %), 3 valeurs de résistivité sont obtenues sur 3 carottes de chaque béton (carottes indiquées en noir). Dans les **Fig. 4.7(a)**, **(b)** et **(c)**, les valeurs de résistivité (présentées par les points) correspondent à la moyenne des 12 valeurs obtenues pour chaque carotte et les barres d’erreur verticales représentent l’écart-type correspondant. Ayant une valeur de degré de saturation par carotte, nous ne pouvons pas calculer l’écart-type correspondant. Ainsi, aucune barre d’erreur horizontale n’apparaît sur les graphes. Les courbes de calibration (présentées en lignes pointillées) sont obtenues par ajustement d’une loi de puissance (de la forme $\rho = A \times S_l^u$), conforme à la loi d’Archie [Archie, 1942].

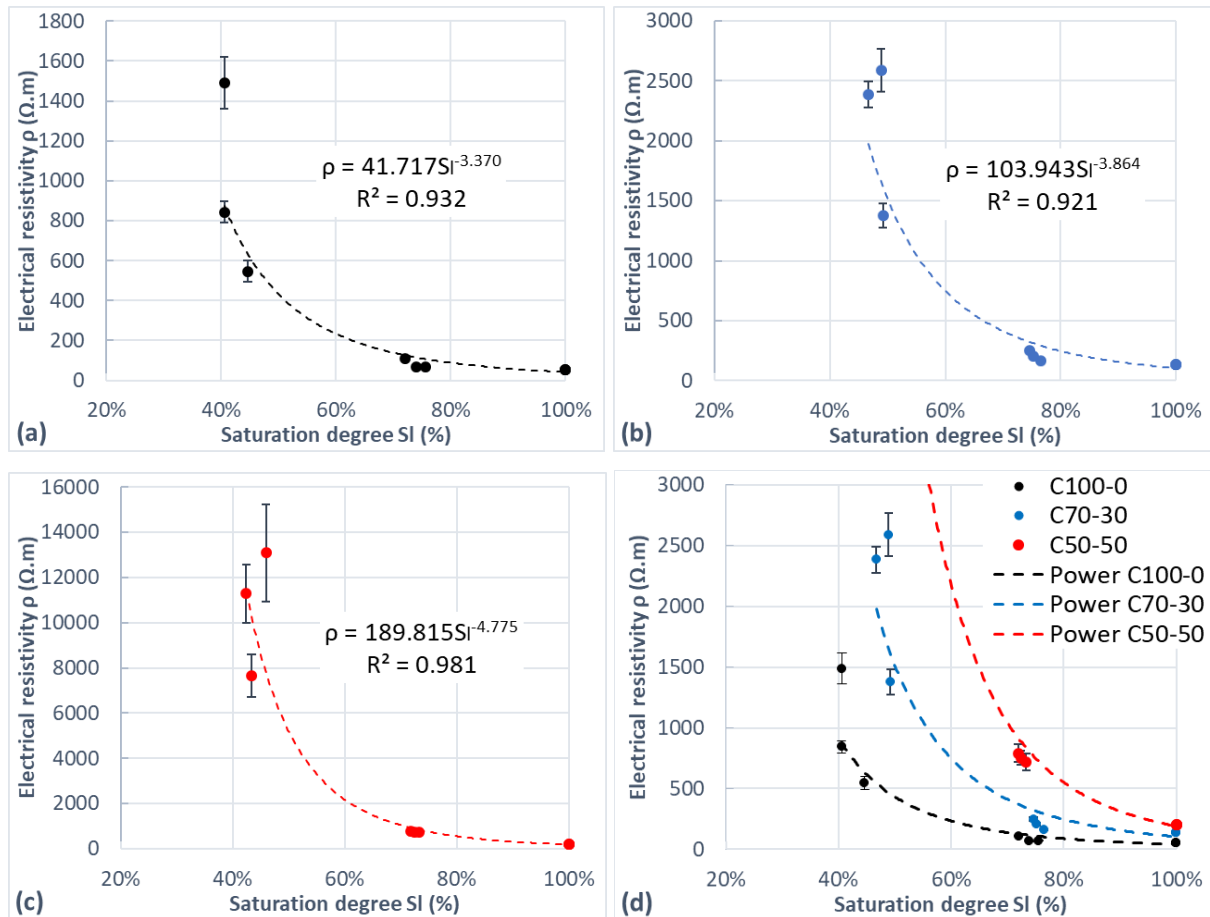


Fig. 4.7. Courbes de calibration de la résistivité en fonction du degré de saturation : (a) C100-0, (b) C70-30, (c) C50-50, (d) superposition des 3 bétons.

Les résultats montrent que, pour l'ensemble des bétons, la résistivité électrique diminue avec l'augmentation du degré de saturation. La résistivité du béton C100-0 est comprise entre 54 $\Omega.m$ (à l'état saturé) et 1500 $\Omega.m$ (à l'état sec). Pour les bétons au laitier, les valeurs de résistivité sont comprises entre 135 $\Omega.m$ et 2600 $\Omega.m$ pour le béton C70-30 et entre 206 $\Omega.m$ et 13000 $\Omega.m$ pour le béton C50-50. Les valeurs de résistivité obtenues sont donc en accord avec celles reportées dans les travaux de la littérature [Polder *et al.*, 2000], qui montrent que la résistivité d'un béton ordinaire à base de CEM I est située entre 50 $\Omega.m$ (en environnement humide) et 1000-3000 $\Omega.m$ (en environnement sec) et celle d'un béton contenant du laitier (à base de CEM III par exemple) est située entre 300 $\Omega.m$ (en environnement humide) et 6000-10000 $\Omega.m$ (en environnement sec). La **Fig. 4.7(d)** montre qu'à un degré de saturation donné, plus le pourcentage de laitier est important plus la résistivité est élevée. Ceci est attribué à l'hydratation latente du laitier, au cours de laquelle les ions hydroxydes mobiles présents dans l'espace poral sont consommés et de nouveaux hydrates sont formés, conduisant ainsi à la densification de la microstructure du béton [Baroguel-Bouny *et al.*, 2011, Ben Fraj *et al.*, 2012,

Teng *et al.*, 2013, Cherif *et al.*, 2020]. De plus, une dispersion des valeurs de résistivité est observée pour de faibles degrés de saturation, en raison de la résistance de contact élevée entre les électrodes de mesure et le béton sec.

Les résultats obtenus pour les bétons C100-0 et C50-50 de cette étude sont respectivement comparés à ceux des bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés dans les travaux de Fares (2015) et El Achrafi *et al.* (2024). Nous rappelons que le béton APOS-C1 est formulé avec du CEM I avec un rapport E/L=0,623, tandis que le béton APOS-C3 est formulé avec 16 % de filler calcaire et 84 % de CEM III/A (composé de 38 % de clinker et 62 % de laitier) avec un rapport E/L=0,58. Dans les **Fig. 4.8**, nous superposons les courbes de calibration du béton C100-0 avec celles du béton APOS-C1 (a) et les courbes de calibration du béton C50-50 avec celle du béton APOS-C3 (b). Afin d'effectuer cette comparaison, nous avons pris la liberté de considérer différentes valeurs de degré de saturation dans la plage étudiée par les auteurs et nous nous sommes appuyés sur les équations des courbes de calibration qu'ils ont établies, afin de calculer la résistivité correspondante. Ces valeurs sont représentées par les points dans la **Fig. 4.8**. De plus, nous présentons dans le **Tableau 4.6** les coefficients des courbes de calibration (A , u et R^2) des bétons de cette étude (C100-0, C70-30 et C50-50), ainsi que celles des bétons APOS-C1 et APOS-C3 obtenues par Fares (2015) et El Achrafi *et al.* (2024).

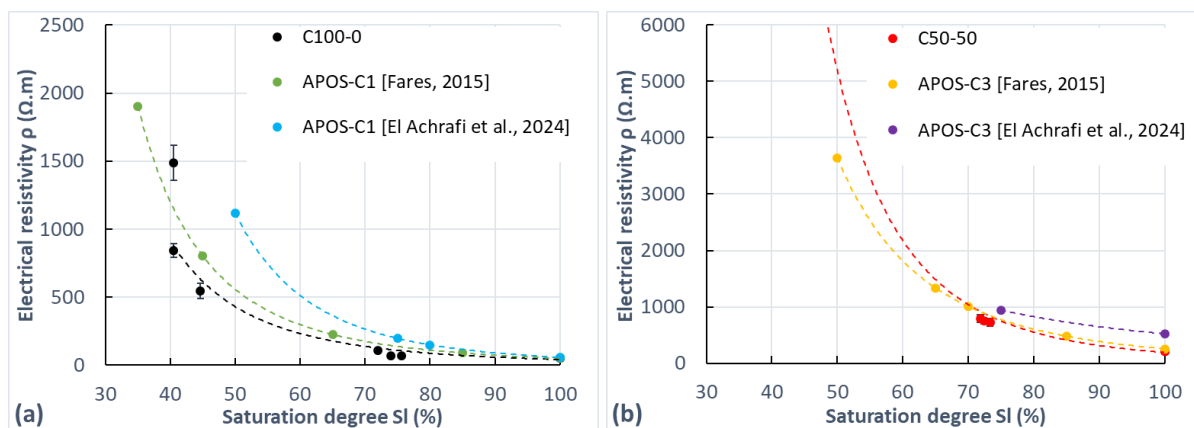


Fig. 4.8. Comparaison des courbes de calibration obtenues pour les bétons C100-0 et C50-50 respectivement avec celles des bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par Fares (2015 et El Achrafi *et al.* (2024) : (a) comparaison C100-0/APOS-C1, (b) comparaison C50-50/APOS-C3.

Tableau 4.6. Coefficients des courbes de calibration des bétons de cette étude (C100-0, C70-30 et C50-50) et ceux des bétons APOS-C1 et APOS-C3.

Béton	A	u	R ²
C100-0	41,717	-3,370	0,932
APOS-C1 [Fares, 2015]	39,04	-3,44	0,97
APOS-C1 [El Achrafi <i>et al.</i> , 2024]	57,947	-4,269	0,99
C70-30	103,943	-3,864	0,921
C50-50	189,815	-4,775	0,981
APOS-C3 [Fares, 2015]	258,02	-3,83	0,97
APOS-C3 [El Achrafi <i>et al.</i> , 2024]	521,312	-2,064	0,97

La **Fig. 4.8** et le **Tableau 4.6** montrent une bonne concordance entre les résultats obtenus pour les bétons C100-0 et C50-50 de cette étude et ceux obtenus pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par Fares (2015) et El Achrafi *et al.* (2024). En comparant les bétons C100-0 et APOS-C1, nous remarquons que les valeurs de résistivité sont situées dans le même ordre de grandeur, avec des coefficients de courbes de calibration assez comparables. Les courbes du béton APOS-C1 sont légèrement supérieures à celle du béton C100-0, en raison de la différence entre les deux formulations. De plus, bien que les auteurs aient étudié les mêmes bétons, nous observons des différences entre les résultats de Fares (2015) et ceux de El Achrafi *et al.* (2024). En effet, les valeurs de résistivité plus élevées obtenues par El Achrafi *et al.* (2024) peuvent être expliquées par le fait que les mesures ont été réalisées sur des carottes prélevées dans des dalles ayant subi une cure humide pendant 6 ans [El Achrafi *et al.*, 2023].

En comparant les bétons C50-50 et APOS-C3 en revanche, les résultats obtenus sont bien cohérents avec ceux obtenus par Fares (2015). Toutefois, les mesures réalisées par El Achrafi *et al.* (2024) sur le béton APOS-C3 diffèrent considérablement. En effet, les auteurs n'ont pas pu réaliser les mesures de résistivité à un degré de saturation inférieur à 75 % pour le béton APOS-C3. La courbe de calibration correspondante a été donc établie avec des mesures réalisées uniquement à deux degrés de saturation (75 % et 100 %), ce qui pourrait remettre en question la fiabilité de leurs résultats.

4.3.3. Courbes de calibration en fonction de la concentration en chlorures

➤ Concentration réelle en chlorures dans les carottes de calibration

Avant de présenter les courbes de calibration en fonction de la concentration en chlorures, nous présentons dans cette partie la concentration réelle en chlorures obtenue par

essais destructifs (ED), à différentes profondeurs des carottes de calibration. Dans la **Fig. 4.9(a)**, nous présentons la concentration en chlorures libres obtenue par chromatographie ionique (représentée par des triangles) et par titration potentiométrique (représentée par des cercles), afin de comparer les résultats des deux techniques. Dans la **Fig. 4.9(b)**, nous présentons la concentration en chlorures libres (désignée par la lettre F, Free chloride content) et totaux (désignée par la lettre T, Total chloride content) obtenue par titration potentiométrique. Toutes les concentrations sont exprimées en g/g de béton. Dans les deux figures, les carottes saturées avec 35 g/L de NaCl sont représentées en traits pleins et les carottes saturées avec 90 g/L de NaCl sont représentées en pointillés. Afin de différencier entre les chlorures libres et totaux dans la **Fig. 4.9(b)**, nous modifions les nuances de couleur des 3 bétons pour désigner la concentration en chlorures totaux. Ainsi, les bétons C100-0, C70-30 et C50-50 sont représentés en gris, bleu clair et jaune respectivement (au lieu des couleurs noire, bleue et rouge initialement utilisées).

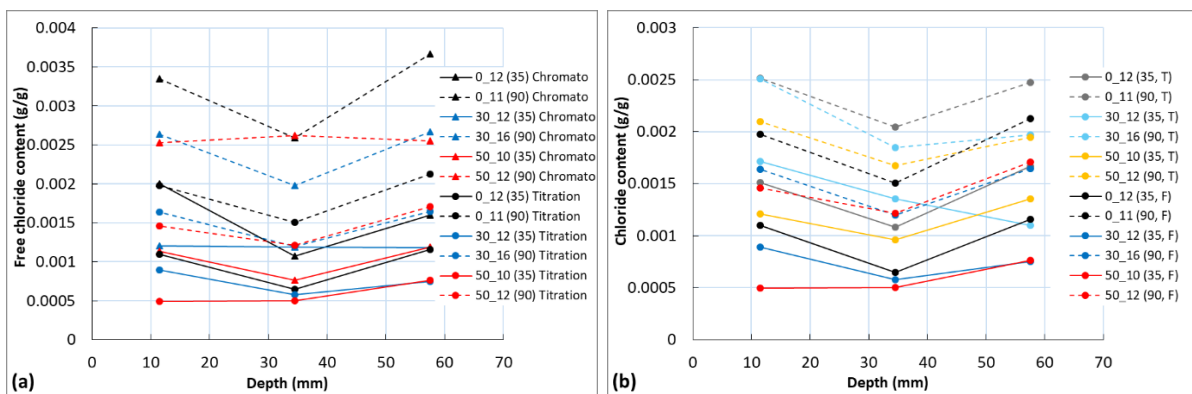


Fig. 4.9. Concentration en chlorures obtenue par ED à différentes profondeurs des carottes de calibration : (a) chlorures libres obtenus par chromatographie ionique et titration potentiométrique, (b) chlorures libres et totaux obtenus par titration potentiométrique.

De plus, afin de comparer les résultats obtenus avec ceux des bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par El Achrafi *et al.* (2024), nous présentons dans la **Fig. 4.10** la concentration en chlorures libres (F) et totaux (T) obtenue par titration potentiométrique dans les carottes des bétons C1 (a) et C3 (b). Dans la légende de la **Fig. 4.10**, la légende indique le type de béton (C1 ou C3), le numéro de la carotte, la concentration en NaCl de la solution de saturation (0, 35 ou 90 g/L) et enfin, la lettre F (pour les chlorures libres) et T (pour les chlorures totaux). Nous précisons que le protocole expérimental adopté par El Achrafi *et al.* (2024) pour la détermination de la concentration en chlorures est identique à celui adopté dans cette étude (broyage des carottes en 3 tranches, filtration de la poudre et dosage par titration

potentiométrique). Toutefois, les carottes dosées par El Achrafi *et al.* (2024) ont été prélevées dans des dalles ayant été en cure sous eau pendant 6 ans.

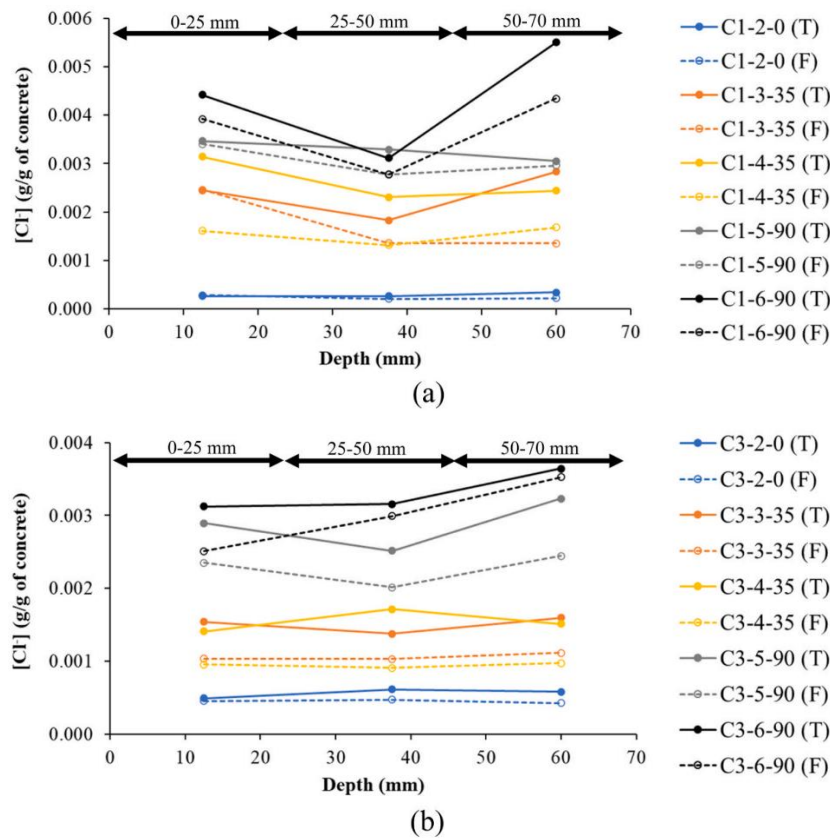


Fig. 4.10. Concentration en chlorures libres (F) et totaux (T) obtenue par titration potentiométrique à différentes profondeurs des carottes de calibration : (a) béton APOS-C1, (b) béton APOS-C3 [El Achrafi *et al.*, 2024].

Tout d'abord, la **Fig. 4.9(a)** montre que, pour les différentes carottes, la concentration en chlorures libres obtenue par titration sont plus faibles que celle obtenue par chromatographie ionique. De plus, les dosages réalisés par titration montrent des concentrations plus homogènes dans la profondeur des carottes que ceux obtenus par chromatographie ionique. Ces variations dans les résultats proviennent principalement des différences entre les deux techniques de mesure, notamment leur principe de fonctionnement et leur sensibilité à détecter et quantifier les ions chlorure. Par ailleurs, une légère hétérogénéité est également observée dans les résultats obtenus par titration (**Fig. 4.9(b)**), notamment au niveau des carottes du béton C100-0 (0_12 et 0_11) montrant des concentrations en chlorures plus élevées aux extrémités qu'au cœur des carottes. El Achrafi *et al.* (2024) ont observé des tendances similaires, en particulier pour les carottes saturées avec 90 g/L (comme l'illustre la **Fig. 4.10**). Les auteurs ont expliqué ces

observations par le fait que la surface de contact entre la solution saline et les tranches aux extrémités est plus grande que celle de la solution saline avec la tranche du milieu.

Pour les carottes saturées avec la même concentration en NaCl (35 ou 90 g/L), la concentration en chlorures (libres ou totaux) des carottes contenant du laitier est inférieure à celle des carottes du béton C100-0. El Achrafi *et al.* (2024) observent également des concentrations plus faibles pour le béton APOS-C3 (**Fig. 4.10(b)**) comparées à celles du béton APOS-C1 (**Fig. 4.10(a)**). Les auteurs ont rapporté ces observations au phénomène de fixation des ions chlorure, étant donné que les concentrations ont été mesurées après immersion des carottes pendant 5 mois dans les solutions salines. Le phénomène de fixation n'est pas étudié dans notre cas puisque les essais destructifs ont été réalisés après deux jours d'immersion des carottes dans la solution saline, ne laissant pas le temps nécessaire pour que le phénomène de fixation se produise.

Enfin, nous remarquons que pour la même concentration en NaCl (35 ou 90 g/L), la concentration en chlorures (F ou T) des bétons C100-0 et C50-50 est respectivement inférieure à celle des bétons APOS-C1 et APOS-C3. Par exemple, la concentration en chlorures libres et totaux des carottes C1-5 et C1-6 (saturées avec 90 g/L de NaCl, **Fig. 4.10(a)**) varie entre 0,003 et 0,006 g/g de béton, tandis que celle de la carotte 0_11 (saturée également avec 90 g/L de NaCl, **Fig. 4.9(b)**) varie entre 0,0015 et 0,0025 g/g de béton. Pour les bétons au laitier, la concentration en chlorures libres et totaux des carottes C3-5 et C3-6 (saturées avec 90 g/L de NaCl, **Fig. 4.10(b)**) varie entre 0,002 et 0,004 g/g de béton, tandis que celle de la carotte 50_12 (saturée également avec 90 g/L de NaCl, **Fig. 4.9(b)**) varie entre 0,001 et 0,002 g/g de béton. Ces différences peuvent provenir de la différence dans les formulations de cette étude et celles étudiées par El Achrafi *et al.* (2024), ainsi que par la durée de cure qui est de 3 mois pour les bétons C100-0 et C50-50 et de 6 ans pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3.

Il est important de noter que la concentration réelle en chlorures libres n'a pas été déterminée pour des carottes non contaminées (saturées avec 0 g/L de NaCl). Pour cela, nous considérons que la quantité d'ions chlorure dans les carottes non contaminées provient des différents constituants du béton. Le pourcentage total en ions chlorure de chaque béton est calculé à partir de la quantité en chlorures figurant dans la fiche technique des différents constituants. Nous obtenons une concentration initiale en chlorures de l'ordre de 0,00005 g/g de béton (ou 0,005 %) pour les 3 bétons. El Achrafi *et al.* (2024) ont observé un facteur de 10 entre la concentration initiale en chlorures du béton APOS-C1 (0,01 %) et celle du béton APOS-C3 (0,25 %). Ceci a été attribué à la différence du pourcentage de chlorures apportés par les différents ciments CEM I et CEM III/A. Dans notre cas, les 3 formulations de béton contiennent

le même type de ciment mais avec une substitution partielle par du laitier de haut fourneau. Cela peut expliquer l'ordre de grandeur similaire observé pour les 3 bétons. Dans les courbes de calibration présentées dans la partie suivante, la concentration en chlorures dans les carottes non contaminées (saturées avec de l'eau douce) est considérée égale à la concentration initiale obtenue à partir des fiches techniques (égale à 0,00005 g/g). Pour les carottes saturées avec 35 g/L et 90 g/L de NaCl, la concentration en chlorures libres ou totaux correspond à la moyenne des 3 valeurs obtenues aux 3 profondeurs des carottes (résultats montrés dans la **Fig. 4.9**)

➤ **Courbes de calibration de la résistivité en fonction de la concentration en chlorures**

Dans cette section, nous présentons les courbes de calibration reliant la résistivité électrique à la concentration en chlorures (à l'état saturé $S_l=100\%$). Dans la **Fig. 4.11**, nous présentons pour les 3 bétons, les courbes de calibration de la résistivité en fonction de la concentration en chlorures libres obtenue par chromatographie ionique et titration potentiométrique (a) et en fonction de la concentration en chlorures totaux obtenue par titration potentiométrique (b).

Nous rappelons que, pour les 3 bétons, les valeurs de résistivité figurant dans la **Fig. 4.11** représentent la moyenne des 12 mesures obtenues à l'état saturé sur les carottes indiquées en rouge dans le **Tableau 4.5** et les barres d'erreur verticales représentent l'écart-type correspondant. Les valeurs de la concentration en chlorures (correspondant à 35 g/L et 90 g/L de NaCl) représentent la moyenne des 3 concentrations obtenues aux 3 profondeurs des carottes indiquées en vert dans le **Tableau 4.5** et les barres d'erreur horizontales représentent l'écart-type correspondant. Pour la valeur correspondant à 0 g/L de NaCl, la concentration en chlorures est celle obtenue par les fiches techniques. Ainsi, il n'existe pas de barres d'erreur horizontales pour ce point. Les courbes de calibration sont obtenues par ajustement d'une loi de régression en forme de puissance, dont les coefficients figurent dans le **Tableau 4.7**.

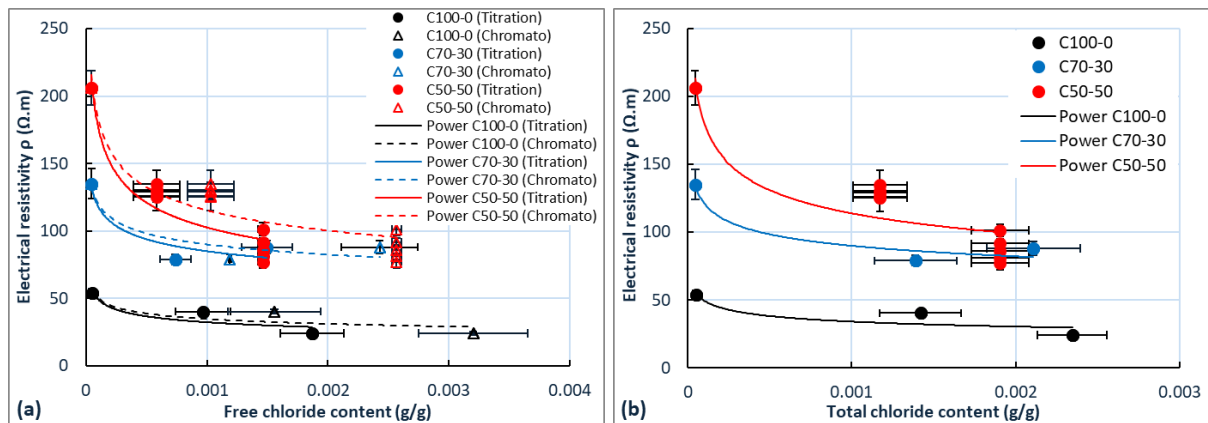


Fig. 4.11. Courbes de calibration de la résistivité électrique en fonction de la concentration en chlorures libres (a) et totaux (b), obtenues pour les bétons C100-0, C70-30 et C50-50.

Tout d'abord, la **Fig. 4.11** montre que la résistivité électrique des 3 bétons diminue à mesure que la concentration en chlorures augmente. Ces tendances ont été observées dans les travaux antérieurs et ont été expliquées par la forte conductivité des chlorures libres présents dans la solution interstitielle, induisant une diminution de la résistivité électrique du béton [Saleem *et al.*, 1996, Fares *et al.*, 2018, El Achrafi *et al.*, 2024].

Comme nous l'avons déjà expliqué, les courbes de calibration présentées dans les **Fig. 4.11** ont été obtenues par ajustement d'une loi de puissance aux points expérimentaux. Cet ajustement est meilleur pour les bétons au laitier (C70-30 et C50-50) que pour le béton de référence C100-0, pour lequel le coefficient de détermination de la loi de puissance est de 0,7 (voir le **Tableau 4.7** ci-dessous). Pour le béton C100-0, un ajustement avec une loi linéaire semble être plus approprié. En effet, la tendance des courbes de calibration varie considérablement en fonction du type de matériau et de la dispersion des mesures. Par exemple, El Achrafi *et al.* (2024) et Fares *et al.* (2018) ont étudié les mêmes bétons : le béton APOS-C1 (à base de CEM I, $E/L=0,62$) et le béton APOS-C3 (à base de CEM III/A, $E/L=0,58$) et ont observé des tendances différentes. El Achrafi *et al.* (2024) ont observé une diminution de la résistivité électrique suivant une loi de puissance avec des coefficients de détermination supérieurs à 0,76, tandis que Fares *et al.* (2018) a observé une tendance exponentielle avec des coefficients de détermination supérieurs à 0,86. Pour un ajustement avec une loi de puissance, les coefficients de détermination des courbes établies par Fares *et al.* (2018) sont inférieurs à 0,7 (comme illustré dans le **Tableau 4.7**). Sbartai *et al.* (2007) ont étudié la variation de la résistivité avec la concentration en NaCl pour un mortier M2 ($E/C=0,65$) et ont également observé une tendance exponentielle.

En comparant les courbes de calibration en fonction de la concentration en chlorures libres obtenues par titration et par chromatographie ionique pour les 3 bétons (**Fig. 4.11(a)**), nous remarquons que les tendances sont quasiment similaires, avec des valeurs très proches pour les coefficients de la loi de puissance. Les légères différences observées s'expliquent par le fait que les concentrations en chlorures obtenues par titration sont plus faibles que celles obtenues par chromatographie ionique, en raison des différences entre les deux techniques de dosage.

De plus, nous remarquons que l'allure des courbes de calibration montre une pente plus prononcée pour de faibles concentrations en chlorures. Cette même tendance a été observée dans les travaux de la littérature, indiquant que la résistivité est plus sensible à une augmentation des concentrations plus faibles de NaCl dans l'espace poral (de 0 g/L à 35 g/L de NaCl) et l'est moins à des concentrations plus élevées (de 35g/L à 90 g/L) [Sbartai *et al.*, 2007, El Achrafi *et al.*, 2024]. Enfin, la **Fig. 4.11** montre que la résistivité des bétons au laitier est nettement supérieure à celle du béton de référence pour toutes les concentrations étudiées. Cela peut être expliqué par le raffinement de la microporosité des bétons au laitier et la composition différente de leur solution porale [Teng *et al.*, 2013, El Achrafi *et al.*, 2024].

Dans la **Fig. 4.12**, nous comparons les bétons C100-0 et C50-50 de cette étude avec les bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par Fares *et al.* (2018) et El Achrafi *et al.* (2024). Les courbes de calibration des bétons C100-0 et APOS-C1 en fonction de la concentration en chlorures libres et totaux sont présentées dans les **Fig. 4.12(a)** et **(b)** respectivement. Les courbes de calibration des bétons C50-50 et APOS-C3 en fonction de la concentration en chlorures libres et totaux sont présentées dans les **Fig. 4.12(c)** et **(d)**. Comme pour la **Fig. 4.8**, nous avons considéré différentes concentrations en chlorures dans la plage étudiée par les auteurs et nous nous sommes appuyés sur les équations des courbes de calibration qu'ils ont établies, afin de calculer la résistivité correspondante. Ces valeurs sont représentées par les points dans la **Fig. 4.12**. Nous précisons que la concentration en chlorures libres et totaux des bétons C100-0 et C50-50 figurant dans la **Fig. 4.12** est celle obtenue par titration potentiométrique, afin de permettre une comparaison avec les résultats des auteurs ayant utilisé la même méthode pour déterminer la concentration en chlorures. Pour les courbes de calibration exprimées en fonction de la concentration en chlorures totaux (**Fig. 4.12(b)** et **(d)**), nous ne disposons pas des mesures réalisées par Fares *et al.* (2018). Ainsi, nous présentons uniquement les mesures réalisées par El Achrafi *et al.* (2024). Les coefficients des lois de puissance obtenues

par Fares *et al.* (2018) et El Achrafi *et al.* (2024) pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3 figurent également dans le **Tableau 4.7**.

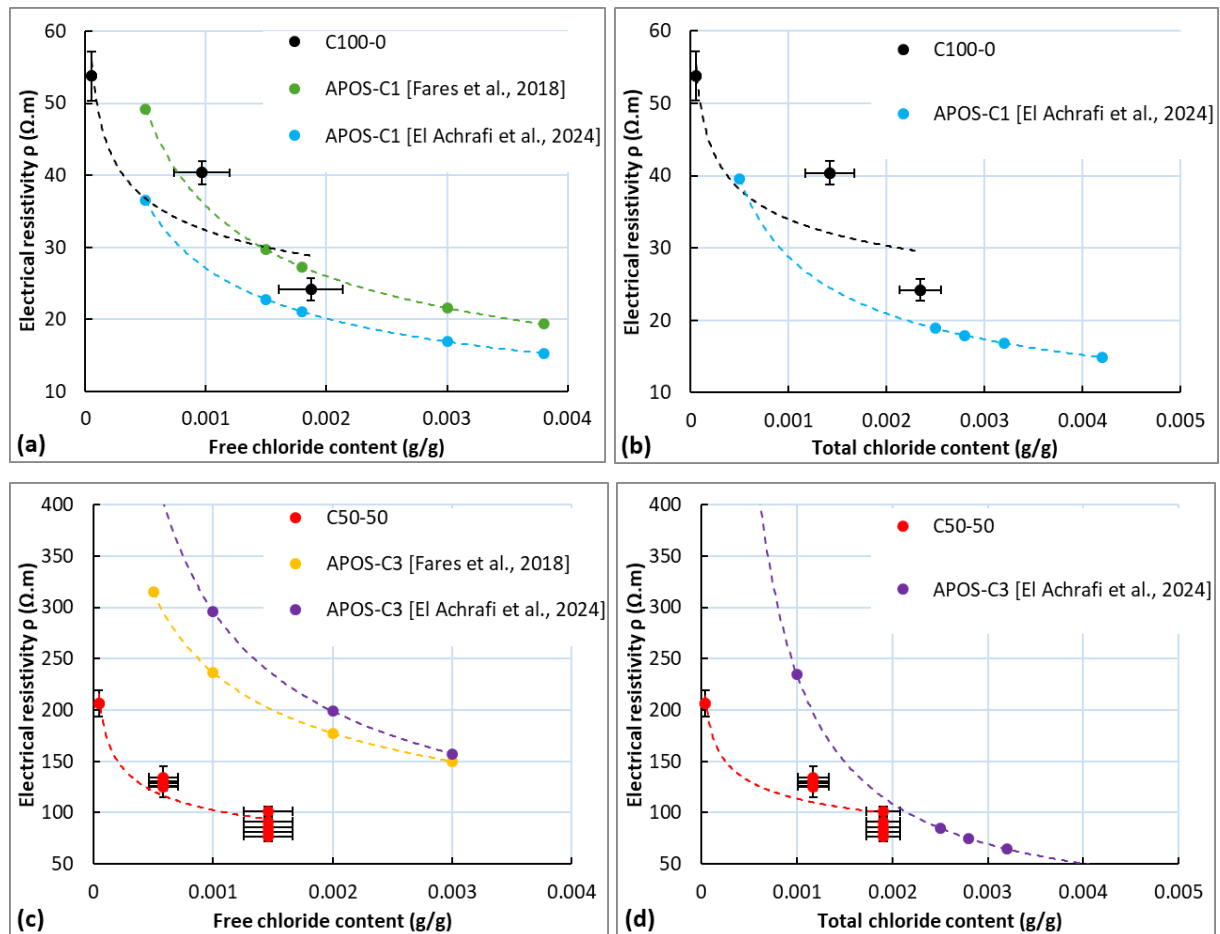


Fig. 4.12. Comparaison des courbes de calibration de la résistivité en fonction de la concentration en chlorures libres et totaux : (a) pour les bétons C100-0 et APOS-C1 en fonction des chlorures libres, (b) pour les bétons C100-0 et APOS-C1 en fonction des chlorures totaux, (c) pour les bétons C50-50 et APOS-C3 en fonction des chlorures libres, (d) pour les bétons C50-50 et APOS-C3 en fonction des chlorures totaux.

Les **Fig. 4.12(a)** et **(b)** montrent que la résistivité mesurée à différentes concentrations en chlorures pour le béton C100-0 se situent dans la même gamme que celles du béton APOS-C1. La **Fig. 4.12(a)** montre que la courbe de calibration du béton C100-0 se trouve quasiment entre les courbes du béton APOS-C1 obtenues par Fares *et al.* (2018) et El Achrafi *et al.* (2023). Ceci n'est pas le cas en comparant les bétons C50-50 et APOS-C3 (**Fig. 4.12(c)** et **(d)**). Bien que le rapport E/L du béton APOS-C3 (égal à 0,58) ainsi que sa porosité (égale à $15,97 \pm 0,33$ % mesurée par El Achrafi *et al.* (2024) à 90 jours et à $20,3 \pm 3,6$ % mesurée par Fares *et al.* (2018) à 90 jours) soient respectivement supérieurs au rapport E/L du béton C50-50 (égal à 0,5) et à sa porosité (égale à $12,7 \pm 0,1$ % à 90 jours), le béton C50-50 présente une résistivité inférieure à

celle du béton APOS-C3. Cette différence entre les valeurs de résistivité du béton C50-50 et celles du béton APOS-C3 mesurées par El Achrafi *et al.* (2024) peut s'expliquer par la durée de cure très longue (6 ans) subie par le béton APOS-C3 dans les travaux de El Achrafi *et al.* (2024), conduisant à l'achèvement complet de l'hydratation du laitier et la formation d'une grande quantité d'hydrates. Ceci peut densifier davantage la matrice cimentaire et augmente la résistivité électrique du béton. Toutefois, des différences notables sont également observées avec les résultats de Fares *et al.* (2018).

Par ailleurs, la **Fig. 4.12** montre que l'allure des courbes de calibration des bétons de notre étude (C100-0 et C50-50) diffère de celle des bétons de la littérature (APOS-C1 et APOS-C3). Cette différence est également visible dans le **Tableau 4.7**, qui montre des variations dans les coefficients de la loi de puissance des différents bétons. Cela peut avoir plusieurs raisons. En premier lieu, comme mentionné précédemment, les formulations et les caractéristiques des bétons comparés ne sont pas exactement identiques.

De plus, le protocole expérimental adopté présente certaines différences. Tout d'abord, dans notre étude, la concentration en chlorures libres a été déterminée directement à l'issue des mesures de résistivité, réalisées après 2 jours d'immersion des carottes dans la solution saline. En revanche, les mesures réalisées sur les bétons APOS-C1 et APOS-C3 ont été effectuées après 5 mois d'immersion des carottes dans la solution saline. Ce contact de 5 mois entre les carottes et la solution saline entraîne le phénomène de fixation des chlorures, ce qui pourrait expliquer les différences observées dans les résultats.

De plus, dans notre cas, la concentration en chlorures des carottes non contaminées (saturées avec de l'eau douce) n'a pas été obtenue par dosage, mais plutôt calculée à partir des fiches techniques. Cela peut induire des incertitudes au niveau de nos courbes de calibration. En effet, El Achrafi *et al.* (2024) ont constaté que la concentration obtenue par dosage est plus élevée que celle estimée à partir des fiches techniques.

Enfin, pour le béton C100-0 (et le béton C70-30 également), nous ne disposons que d'une seule mesure de résistivité par concentration en chlorures. Ces mesures de résistivité correspondent aux mesures réalisées sur les carottes restantes à la fin de la campagne (indiquées en rouge dans le **Tableau 4.5**), ce qui peut rajouter une source d'erreur à nos courbes de calibration.

Tableau 4.7. Coefficients des courbes de calibration de la résistivité en fonction de la concentration en chlorures libres et totaux, obtenues pour les 3 bétons de cette étude (C100-0, C70-30 et C50-50) et pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par Fares *et al.* (2018) et El Achrafi *et al.* (2024).

Béton	A	u	R ²
C100-0 ([Cl ⁻] libres obtenus par chromatato)	11,902	-0,155	0,749
C100-0 ([Cl ⁻] libres obtenus par titration)	9,382	-0,179	0,756
C100-0 ([Cl ⁻] totaux obtenus par titration)	10,889	-0,165	0,715
APOS-C1 ([Cl ⁻] libres [Fares <i>et al.</i> , 2018])	1,49	-0,46	0,64
APOS-C1 ([Cl ⁻] libres [El Achrafi <i>et al.</i> , 2024])	1,39	-0,43	0,95
APOS-C1 ([Cl ⁻] totaux [El Achrafi <i>et al.</i> , 2024])	1,20	-0,46	0,93
C70-30 ([Cl ⁻] libres obtenus par chromatato)	38,313	-0,123	0,877
C70-30 ([Cl ⁻] libres obtenus par titration)	32,233	-0,140	0,862
C70-30 ([Cl ⁻] totaux obtenus par titration)	36,513	-0,130	0,917
C50-50 ([Cl ⁻] libres obtenus par chromatato)	29,576	-0,197	0,882
C50-50 ([Cl ⁻] libres obtenus par titration)	20,620	-0,232	0,905
C50-50 ([Cl ⁻] totaux obtenus par titration)	28,148	-0,202	0,813
APOS-C3 ([Cl ⁻] libres [Fares <i>et al.</i> , 2018])	13,453	-0,415	0,70
APOS-C3 ([Cl ⁻] libres [El Achrafi <i>et al.</i> , 2024])	5,58	-0,575	0,92
APOS-C3 ([Cl ⁻] totaux [El Achrafi <i>et al.</i> , 2024])	0,11	-1,11	0,99

4.3.4. Surfaces de calibration

Comme nous l'avons précédemment évoqué, la résistivité électrique varie à la fois en fonction du degré de saturation et de la concentration en chlorures. Pour cela, nous avons établi, pour chaque béton, des surfaces de calibration exprimant la résistivité électrique en fonction du degré de saturation et de la concentration en chlorures.

Dans la **Fig. 4.13**, nous présentons les surfaces de calibration des 3 bétons exprimant la résistivité électrique en fonction du degré de saturation et de la concentration en chlorures : (a) chlorures libres obtenus par chromatographie ionique, (b) chlorures libres obtenus par titration potentiométrique et (c) chlorures totaux obtenus par titration potentiométrique. L'axe des x représente la concentration en chlorures (en g/g de béton), l'axe des y représente le degré de saturation (%) et l'axe des z représente la résistivité électrique mesurée à une concentration en chlorures et un degré de saturation donnés. Les surfaces de calibration établies dans ce travail sont inspirées des travaux de El Achrafi *et al.* (2024). Afin de permettre une comparaison avec

les bétons APOS-C1 et APOS-C3, les surfaces ont été ajustées aux points expérimentaux en utilisant une fonction polynomiale du premier degré (identique à celle utilisée dans les travaux de El Achrafi *et al.* (2024)) donnée par l'Eq. (4.4), où $[Cl^-]$ (g/g) est la concentration en chlorures, S_l (%) est le degré de saturation et ρ ($\Omega.m$) est la résistivité électrique. Le **Tableau 4.8** montre les coefficients a , b et c de la loi polynomiale (Eq. (4.4)), ainsi que les coefficients de détermination R^2 obtenus pour les 3 bétons. Les coefficients des surfaces de calibration obtenues par El Achrafi *et al.* (2024) pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3 y sont également inclus.

$$\log(\rho) = a + b[Cl^-] + cS_l \quad \text{Eq. (4.4)}$$

Le **Tableau 4.8** montre que les coefficients des surfaces des bétons C100-0 et C50-50 sont très semblables à ceux des bétons APOS-C1 et APOS-C3 respectivement [El Achrafi *et al.*, 2024]. De légères divergences sont observées dans le coefficient b , dont les valeurs obtenues par El Achrafi *et al.* (2024) sont supérieures à celles obtenues dans cette étude. Ces écarts peuvent s'expliquer par la différence dans les formulations et les caractéristiques des bétons étudiés, ainsi que par certaines conditions du protocole expérimental, notamment la durée de cure et le nombre de carottes analysées. En effet, ces différences, déjà mentionnées dans les sections précédentes, ont conduit aux divergences observées dans les courbes de calibration, lesquelles se manifestent également au niveau des surfaces de calibration.

Bien que l'objectif principal de ces surfaces soit de convertir la résistivité mesurée lors des essais d'imbibition et de marnage en degré de saturation et concentration en chlorures, il est important de souligner les limites de cette approche. En effet, celle-ci consiste à établir des surfaces dans un espace tridimensionnel, alors que les mesures de résistivité disponibles ne couvrent que deux axes spécifiques : la variation de la concentration en chlorures en conditions saturées ($S_l=100\%$) et la variation du degré de saturation en absence de chlorures ($[Cl^-]=0$). Cela peut entraîner des incertitudes importantes dans les zones où on ne dispose pas de mesures (c'est-à-dire lorsque la concentration en chlorures est différente de 0 et le degré de saturation est différent de 100 %). De plus, en utilisant ces surfaces de calibration, nous faisons l'hypothèse que les phénomènes étudiés suivent systématiquement la même loi polynomiale (Eq. (4.4)) dans cette région de l'espace non explorée.

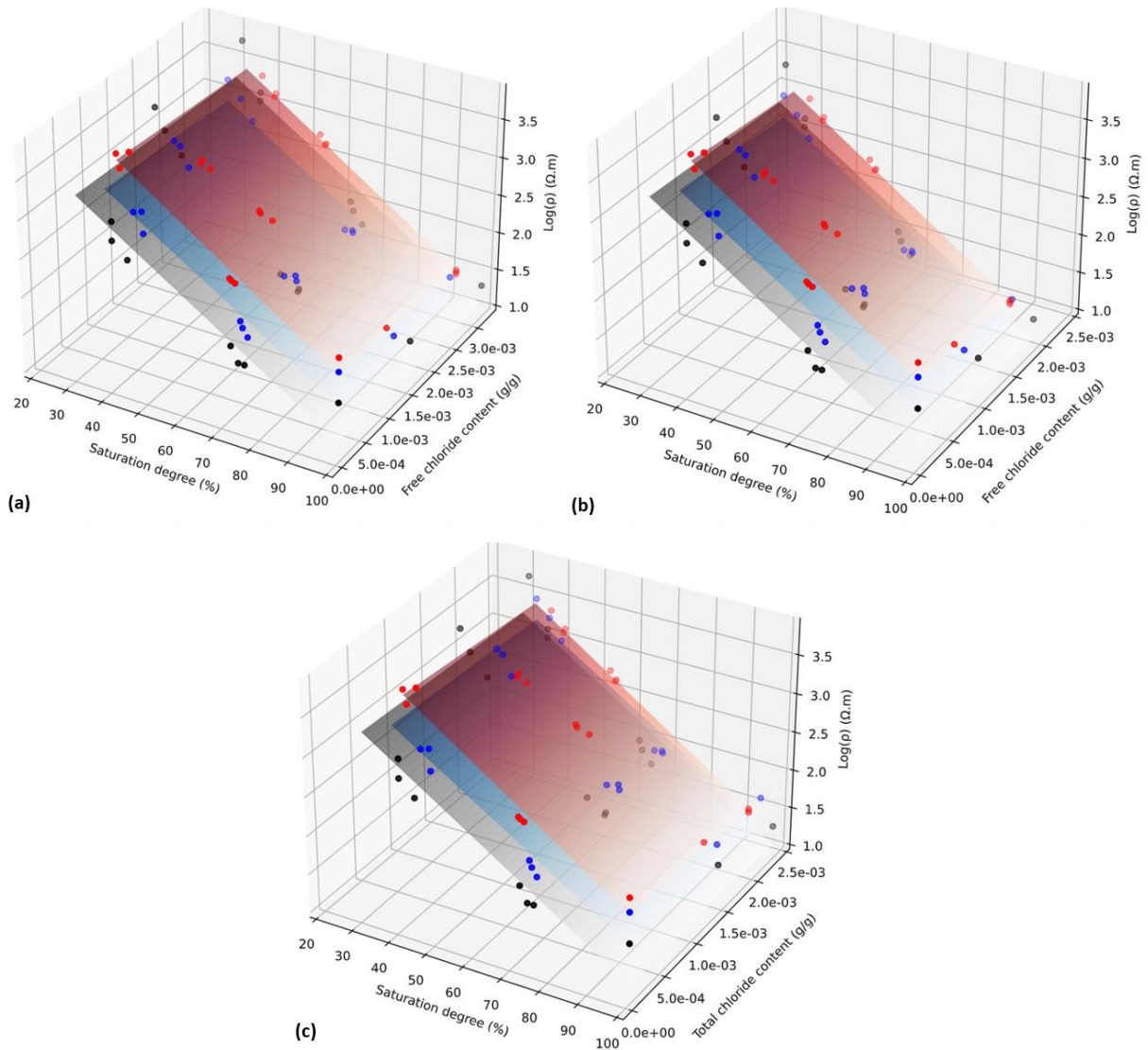


Fig. 4.13. Surfaces de calibration de la résistivité en fonction du degré de saturation et de la concentration en chlorures, ajustées aux points expérimentaux obtenus pour les 3 bétons : (a) surfaces en fonction des chlorures libres obtenus par chromatographie ionique, (b) surfaces en fonction des chlorures libres obtenus par titration potentiométrique, (c) surfaces en fonction des chlorures totaux obtenus par titration potentiométrique.

Tableau 4.8. Coefficients des surfaces de calibration obtenues pour les bétons de cette étude et pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3 étudiés par El Achrafi *et al.* (2024).

Béton	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>R</i> ²
C100-0 ([Cl ⁻] libres obtenus par chromatato)	4,3398	-26,7968	-0,0312	0,8539
C100-0 ([Cl ⁻] libres obtenus par titration)	4,3404	-45,3594	-0,0312	0,8538
C100-0 ([Cl ⁻] totaux obtenus par titration)	4,3378	-32,6965	-0,0312	0,8535
APOS-C1 ([Cl ⁻] libres obtenus par titration)	4,69	-61,27	-0,0338	0,92
APOS-C1 ([Cl ⁻] totaux obtenus par titration)	4,75	-69,48	-0,0033	0,92
C70-30 ([Cl ⁻] libres obtenus par chromatato)	4,7572	-42,2488	-0,0305	0,8879
C70-30 ([Cl ⁻] libres obtenus par titration)	4,7583	-69,3872	-0,0305	0,8879
C70-30 ([Cl ⁻] totaux obtenus par titration)	4,7653	-49,6519	-0,0305	0,8882
C50-50 ([Cl ⁻] libres obtenus par chromatato)	5,3642	-49,8343	-0,0327	0,9781
C50-50 ([Cl ⁻] libres obtenus par titration)	5,3651	-88,1271	-0,0327	0,9780
C50-50 ([Cl ⁻] totaux obtenus par titration)	5,3808	-74,3404	-0,0327	0,9792
APOS-C3 ([Cl ⁻] libres obtenus par titration)	4,90	-101,5	-0,0235	0,96
APOS-C3 ([Cl ⁻] totaux obtenus par titration)	4,94	-97,43	-0,0236	0,95

4.4. Suivi de la phase d'hydratation par capteurs noyés

4.4.1. Evolution de la résistivité électrique pendant la phase d'hydratation

Dans ce travail, nous nous sommes intéressés au suivi de la phase d'hydratation des 3 bétons par mesures de résistivité. Le suivi de la phase d'hydratation a été réalisé sur des éprouvettes instrumentées et non instrumentées fabriquées pour la campagne I (**Tableau 4.3**).

Une éprouvette instrumentée de chaque béton ($\varnothing 11 \times 18$ cm) a subi une cure humide pendant 1 an, avec un suivi de la résistivité pendant toute la période de cure, afin d'obtenir des informations à long terme sur l'hydratation de nos bétons, en particulier de ceux contenant du laitier. Nous rappelons que la cure humide des éprouvettes instrumentées a consisté à les stocker dans un bac fermé contenant une quantité d'eau qui atteint juste le bas des éprouvettes (celles-ci ne touchant pas l'eau), à une température de $21 \pm 0,5$ °C et une humidité relative de 95 ± 2 %. La hauteur d'eau dans le bac a été surveillée tout au long de la période de cure et les conditions de température et d'humidité relative ont été contrôlées à l'aide d'une sonde thermo-hygrométrique.

Outre les mesures de résistivité obtenues par capteur noyés, des mesures de résistivité surfaciques ont été effectuées, pendant les 3 premiers mois de cure, sur des éprouvettes non instrumentées ($\varnothing 11 \times 22$ cm). Ces mesures sont réalisées sur la génératrice à mi-hauteur des éprouvettes, en utilisant le dispositif « Wenner » à 4 électrodes avec un espacement égal à 5 cm. Contrairement aux éprouvettes instrumentées, les éprouvettes non instrumentées ont été

complètement immergées dans l'eau du robinet pendant la période de cure. De plus, afin d'étudier l'évolution du durcissement du béton pendant la période de cure, des mesures de module dynamique (E_{dyn} en GPa) ont été réalisées, en utilisant l'appareil « Grindosonic », sur les mêmes éprouvettes cylindriques et aux mêmes échéances des mesures de résistivité. Nous précisons que le monitoring de la résistivité des éprouvettes instrumentées a été effectué au LAMES, tandis que les mesures de résistivité surfaciques et du module dynamique ont été effectuées au GeM.

Dans la **Fig. 4.14**, nous présentons les mesures de résistivité apparente obtenues par capteurs noyés (en traits pleins) et par mesures surfaciques (en lignes pointillées). La **Fig. 4.14(a)** présente les résultats obtenus sur toute la période de cure des éprouvettes instrumentées (1 an). Afin de permettre une comparaison plus claire des mesures de résistivité obtenues par capteurs noyés avec celles obtenues par mesures surfaciques, la **Fig. 4.14(b)** présente les résultats de résistivité obtenus durant les 3 premiers mois de cure. Nous rappelons que les mesures de résistivité par capteurs noyés (PCB) sont réalisées sur une seule éprouvette par béton. Ces mesures sont réalisées en mode « Transmission » (Trans), consistant à injecter le courant entre les grilles en surface et à mesurer la différence de potentiel entre des électrodes consécutives situées du même côté du circuit imprimé. Les mesures expérimentales présentées dans la **Fig. 4.14** représentent la moyenne des 13 mesures obtenues le long du capteur noyé et les barres d'erreur verticales représentent \pm l'écart-type correspondant.

Les mesures de résistivité surfaciques sont réalisées quant à elle sur plusieurs éprouvettes de chaque béton. Il est important de rappeler que, pour certains bétons de la campagne I, la fabrication a été divisée en plusieurs gâchées (voir **Tableau 4.1** et **4.3**). Pour le béton C100-0, toutes les éprouvettes (instrumentées et non instrumentées) appartiennent à la seule gâchée fabriquée. En revanche, le béton C70-30 a été fabriqué en deux gâchées (C70-30_1 et C70-30_2) contenant chacune des éprouvettes instrumentées et non instrumentées. Pour le béton C50-50, les éprouvettes non instrumentées ont été coulées avec la gâchée C50-50_1, tandis que les éprouvettes instrumentées ont été coulées avec la gâchée C50-50_2. Ainsi, le suivi de l'hydratation a été réalisé sur une éprouvette instrumentée et 17 éprouvettes non instrumentées du béton C100-0 appartenant toutes à la même gâchée. Pour le béton C70-30, le suivi est réalisé sur une éprouvette instrumentée de la gâchée C70-30_2, 12 éprouvettes non instrumentées de la gâchée C70-30_1 et une seule éprouvette non instrumentée de la gâchée C70-30_2. Enfin, pour le béton C50-50, le suivi de l'hydratation est réalisé sur une éprouvette instrumentée de la gâchée C50-50_2 et sur 13 éprouvettes non instrumentées de la gâchée C50-50_1. Les points correspondant aux mesures surfaciques représentent la moyenne des

différentes mesures de résistivité réalisées sur les différentes éprouvettes et les barres d'erreur verticales représentent \pm l'écart-type correspondant.

En outre, la **Fig. 4.15** montre l'évolution du module de Young dynamique obtenu pour les mêmes éprouvettes non instrumentées (sur lesquelles les mesures de résistivité surfaciques ont été réalisées). Les points expérimentaux représentent la moyenne des 17 valeurs obtenues pour le béton C100-0, la moyenne des 12 valeurs obtenues pour la gâchée C70-30_1 et la moyenne de 13 valeurs obtenues pour le béton C50-50. Les barres d'erreur verticales représentent \pm l'écart-type correspondant. Comme pour les mesures de résistivité, une mesure de E_{dyn} est réalisée sur une seule éprouvette de la gâchée C70-30_2 à une échéance de temps donnée. Nous ne disposons donc pas l'écart type correspondant pour montrer les barres d'erreur verticales.

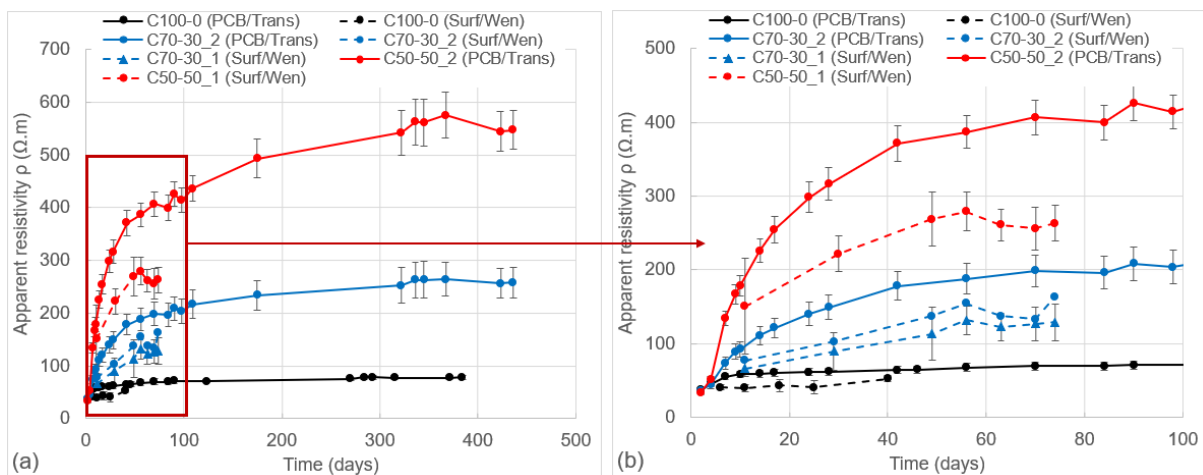


Fig. 4.14. Suivi de la phase d'hydratation des 3 bétons par mesures de résistivité, obtenues par capteurs noyés (traits pleins) et par mesures surfaciques (pointillés) : (a) suivi pendant 1 an de cure, (b) suivi pendant les 3 premiers mois de cure.

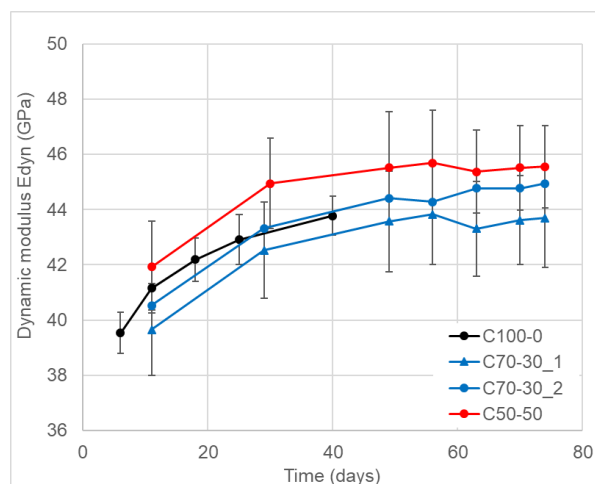


Fig. 4.15. Evolution du module de Young dynamique des 3 bétons pendant la période de cure.

Qualitativement, la tendance croissante de la résistivité électrique montrée dans la **Fig. 4.14** est en cohérence avec celle du module dynamique montrée dans la **Fig. 4.15**, traduisant la densification de la microstructure des bétons due à la formation des produits d'hydratation. Notre approche de monitoring de résistivité par capteur noyé permet donc, indirectement, de suivre l'hydratation du béton, tout en soulignant la particularité de l'hydratation des laitiers.

En effet, la **Fig. 4.14** montre que, pour les 3 bétons étudiés, les valeurs de résistivité électrique obtenues par capteurs noyés évoluent d'abord rapidement, puis se stabilisent progressivement, avec des cinétiques propres à chaque matériau, et ce, sur des périodes et des durées corrélées avec celles des phénomènes d'hydratation de ces bétons. La résistivité du béton C100-0 se stabilise au bout de deux mois de cure, à une valeur égale à 70 $\Omega.m$, indiquant l'achèvement quasiment total du processus d'hydratation. En revanche, la résistivité des bétons C70-30 et C50-50 continue à augmenter au-delà de cette période, avec un taux d'augmentation plus élevé pour le béton C50-50 contenant le plus de laitier. La résistivité de ces deux bétons se stabilise après 300 jours de cure, à une valeur égale à 250 $\Omega.m$ pour le béton C70-30 et 550 $\Omega.m$ pour le béton C50-50. Ces résultats soulignent l'effet du laitier sur les propriétés électriques du béton [Ben Fraj *et al.*, 2012, Teng *et al.*, 2013, El Achrafi *et al.*, 2023]. L'effet du laitier est également mis en évidence dans les mesures de résistivité surfaciques, comme illustré dans la **Fig. 4.14(b)**. Toutefois, nous remarquons que les mesures de résistivité surfaciques sont inférieures aux mesures obtenues par capteurs noyés. Cela est attribué à plusieurs raisons, notamment la différence dans les gâchées des éprouvettes testées, la différence des conditions de cure et la différence entre les deux techniques et les configurations de mesure.

Par ailleurs, ces valeurs de résistivité obtenues en fin de cure sont en accord avec les valeurs trouvées dans la littérature. El Achrafi *et al.* (2023) ont montré que la résistivité des bétons APOS-C1 et APOS-C3 est respectivement de 52 $\Omega.m$ et 356 $\Omega.m$ à 90 jours. De plus, les auteurs ont mis en évidence la particularité de l'hydratation latente du laitier. En effet, après 6 ans de cure, la résistivité du béton APOS-C1 est restée constante (52 $\Omega.m$), tandis que celle du béton APOS-C3 a augmenté de 356 $\Omega.m$ à 535 $\Omega.m$. Cette augmentation de la résistivité a été attribuée au raffinement de la microstructure et à la réduction de la conductivité électrique et du pH de la solution interstitielle, causée par la consommation de la portlandite au cours de l'hydratation du laitier. De même, Teng *et al.* (2013) ont montré qu'à 90 jours de cure, la résistivité d'un béton contenant 30 % de laitier est égale à 2 fois celle du béton de référence

(pour un rapport $E/L=0,35$) et égale à 5 fois celle du béton de référence (pour un rapport $E/L=0,28$).

De plus, différents auteurs ont montré la possibilité de suivre l'hydratation des bétons par mesures de résistivité. Ghoddousi & Saadabadi (2017) et Cruz *et al.* (2013) ont établi des relations entre la résistivité mesurée à différentes échéances de cure à la quantité de portlandite et au degré d'hydratation. Cela a été réalisé pour différents bétons formulés avec de la fumée de silice, du métakaolin et de cendres volantes. Les auteurs ont illustré la capacité des mesures électriques à suivre le processus d'hydratation, tout en soulignant la particularité des réactions pouzzolaniques. Dans notre travail, l'évolution de la résistivité électrique obtenue expérimentalement par capteurs noyés est comparée à l'évolution du degré d'hydratation estimé numériquement en utilisant des modèles d'hydratation étudiés dans la thèse de Atallah, doctorant du GeM participant également au projet DEMCOM [Atallah *et al.*, 2023, Atallah *et al.*, 2024]. Ce travail est donc réalisé en collaboration avec les partenaires de ce projet. La comparaison des mesures de résistivité expérimentales et du degré d'hydratation obtenu numériquement pour le béton C100-0 ont fait l'objet d'un article de congrès international, présenté en annexe A [Eid *et al.*, 2023]. Pour les bétons au laitier, cette comparaison entre les résultats expérimentaux et numériques fait l'objet d'un article de revue en cours de rédaction.

4.4.2. Phénomène de Polarisation Provoquée Temporelle (PPT)

Comme nous l'avons évoqué dans le chapitre 2 (paragraphe 2.4), notre intérêt dans cette thèse portait non seulement sur la mesure de la résistivité électrique mais aussi sur la mesure de la chargeabilité électrique du béton, propriété électrique résultant d'un phénomène de polarisation à très basse fréquence que l'on peut notamment déclencher et observer par la méthode de Polarisation Provoquée Temporelle (PPT). Ce phénomène, initialement étudié en géophysique, se manifeste suite à l'accumulation des charges ioniques et électroniques sous l'effet d'un champ électrique externe [Kremer, 2015]. Par conséquent, il est attendu que la chargeabilité soit sensible, entre autres, à l'état ionique dans les pores du béton, notamment aux ions chlorure.

Dans notre travail, l'analyse de la chargeabilité est techniquement possible. En effet, le résistivimètre utilisé possède une mode de fonctionnement en PPT permettant, au cours de la même acquisition, d'enregistrer les résistivités apparentes (pendant les créneaux d'injection de courant) et les chargeabilités apparentes (pendant la phase de décharge). L'objectif est donc d'analyser, avec le même capteur noyé, deux observables (la résistivité et la chargeabilité), sur les mêmes profondeurs et aux mêmes âges des échantillons. Dans notre étude, nous avons

analysé la chargeabilité de nos bétons pendant la phase d'hydratation des éprouvettes instrumentées. Comme nous l'avons expliqué dans le chapitre 2, l'évaluation de la chargeabilité revient à analyser la forme et l'amplitude des courbes de décroissance qui, en théorie, devraient présenter une forme exponentielle décroissante avec des valeurs de chargeabilité positives tendant vers zéro. Les courbes de décroissance ont été alors acquises et analysées pour différentes profondeurs dans les éprouvettes et à différentes échéances de la période de cure.

Dans ce qui suit, nous présentons les résultats obtenus à 28 jours de cure d'une éprouvette C100-0 instrumentée. Tout d'abord, la **Fig. 4.16** montre un exemple de courbe de décroissance type, présentant une allure décroissance en forme exponentielle, avec des valeurs de chargeabilité positives. Nous précisons que l'axe des ordonnées représente les valeurs de chargeabilité, désignée par IP (Induced Polarization) et exprimée en mV/V. Cette courbe de décroissance a été observée à une profondeur de 10,5 cm, mesurée à partir de la face inférieure de l'éprouvette. Toutefois, les courbes de décroissance observées à d'autres profondeurs de cette éprouvette ne ressemblaient à la courbe montrée dans la **Fig. 4.16**. Nous présentons dans la **Fig. 4.17** 4 exemples de courbes de décroissance observées, dans la même éprouvette instrumentée C00-0 et à la même échéance de cure, aux profondeurs 3,5 cm (a), 5,5 cm (b), 13,5 cm (c) et 8,5 cm (d).

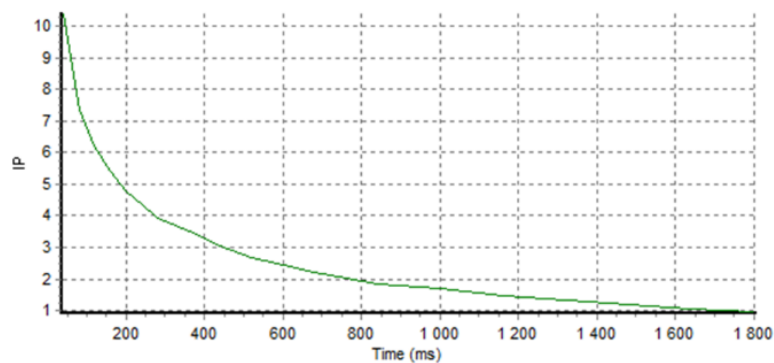
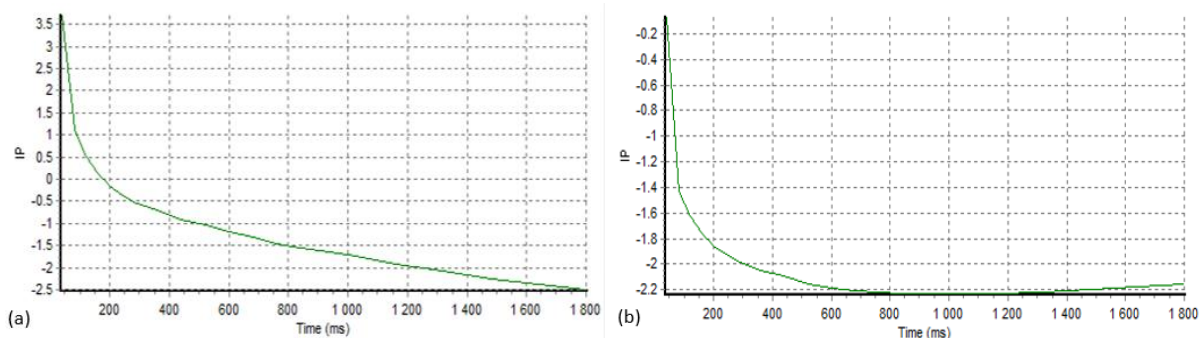


Fig. 4.16. Exemple de courbe de décroissance type observée à 28 jours de cure de l'éprouvette C100-0 instrumentée.



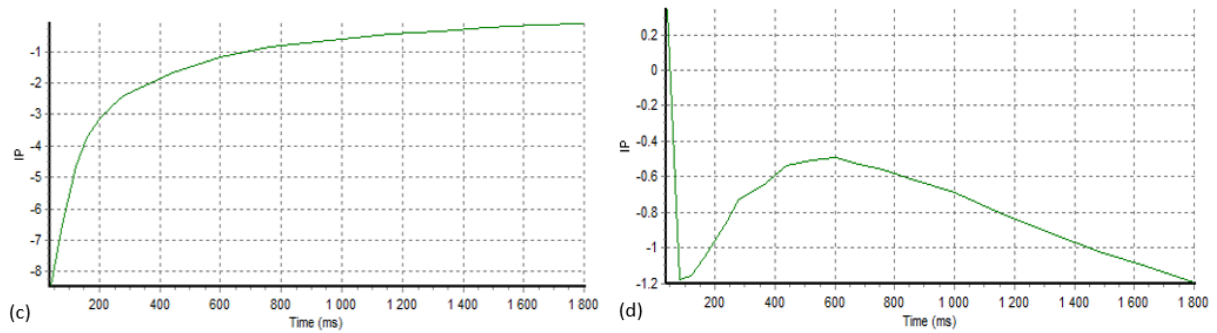


Fig. 4.17. Exemples de courbes de décroissance observées à 28 jours de cure pour l'éprouvette C100-0 : (a) courbe décroissante avec des chargeabilités positives et négatives observée à une profondeur de 3,5 cm, (b) courbe décroissante avec des chargeabilités négatives observée à une profondeur de 5,5 cm, (c) courbe croissante avec des chargeabilités négatives (tendant vers zéro) observée à une profondeur de 13,5 cm, (d) courbe de forme non monotone observée à une profondeur de 8,5 cm.

Les résultats montrés dans la **Fig. 4.17** nous ont conduits à formuler plusieurs hypothèses. Tout d'abord, les mesures de chargeabilité et de résistivité sont effectuées simultanément, en utilisant les mêmes paramètres d'injection, notamment la durée de l'injection et l'intensité du courant injecté. Il est possible que ces paramètres soient optimisés pour la mesure de résistivité mais pas pour celle de la chargeabilité, en raison de la complexité de cette dernière et de sa sensibilité à différents facteurs. Il se peut également que le système de mesure (capteur noyé et grilles d'injection) ne permette pas de mesurer correctement la chargeabilité, ou encore que la quantité mesurée ne soit pas uniquement la chargeabilité recherchée, mais la superposition de la chargeabilité à des phénomènes perturbateurs de forte amplitude. Enfin, nous n'avons pas la garantie que les réponses PPT des matériaux étudiés ici soient significatifs, ni qu'elles soient discriminantes (notamment en fonction du taux de laitier, ce qui était espéré). Etant donné le manque de recul sur ces questions ainsi que l'ampleur du travail expérimental mené dans cette thèse, nous n'avons pas été en mesure de poursuivre les tests exploratoires sur cette observable plus difficile à mesurer que la résistivité. Cependant, nous avons continué à enregistrer les signaux temporels de chargeabilité lors de nos campagnes expérimentales, afin qu'ils puissent être exploités dans de futures études. Bien que nous n'ayons pas exploité ces données dans le cadre de cette thèse, elles demeureront disponibles pour des perspectives de recherche ultérieures.

Chapitre 5 : Des profils hydriques à la perméabilité

Dans le chapitre 2, nous avons présenté l'importance du suivi de l'état du béton par les méthodes électriques, la résistivité électrique étant fortement sensible à l'état hydrique et ionique du béton. L'objectif principal de ce travail de thèse est la détermination des propriétés de transport de bétons formulés avec et sans laitier, en utilisant le capteur noyé de résistivité décrit précédemment. Ce capteur noyé est testé en conditions saturées et non-saturées, dans le but d'estimer respectivement le coefficient de diffusion des chlorures et la perméabilité intrinsèque à l'eau liquide.

Ce chapitre présente les campagnes expérimentales de séchage et d'imbibition d'eau douce menées sur des éprouvettes instrumentées avec le capteur noyé de résistivité. Comme évoqué précédemment, l'ensemble des campagnes expérimentales est effectué sur 3 formulations de béton ne différant que par leur taux de laitier, dans le but d'étudier l'effet de la présence du laitier sur les propriétés de transport. Les éprouvettes de béton instrumentées ont été monitorées tout au long de la période de séchage et d'imbibition. Les profils de résistivité enregistrés ont été convertis en profils de degré de saturation grâce aux courbes de calibration présentées dans le chapitre 4. La perméabilité intrinsèque est ensuite estimée par ajustement du modèle de transport hydrique présenté dans le chapitre 3 aux profils de degré de saturation obtenus expérimentalement.

5.1. Protocole expérimental

5.1.1. Monitoring du séchage par capteurs noyés

Une campagne de séchage a été menée sur une série d'éprouvettes instrumentées (nommée M1 tout au long de ce manuscrit), afin de déterminer la perméabilité intrinsèque en conditions de séchage (c'est-à-dire en conditions de désorption). Le séchage des éprouvettes M1 a été divisé en 3 phases différentes dont les détails sont présentés dans le **Tableau 5.1**, avec t_c le temps de coulage et $t_0(sec)$ le début du séchage.

La phase I correspond à un séchage tri-dimensionnel des éprouvettes dans une étuve à une température de $45\pm 0,1$ °C et une humidité relative ambiante (HR_{amb}) de 50 ± 1 %. Ces conditions ont été choisies afin d'accélérer le séchage des éprouvettes. Ensuite, les éprouvettes ont été sorties de l'étuve et conservées dans une salle à température contrôlée de 20 ± 1 °C (phase II). Pendant la phase II, deux couches de résine époxy ont été appliquées sur la surface latérale des éprouvettes, qui ont été par la suite emballées dans des sacs en plastique pour homogénéiser

leur état hydrique. A la fin, les éprouvettes résinées ont été placées dans l'étuve pour subir un séchage unidirectionnel à $T=45\pm 0,1$ °C et $HR_{amb}=50\pm 1$ % (phase III). Il faut noter que la durée des différentes phases de séchage diffère entre le béton C100-0 et les deux bétons au laitier. Cela résulte de la présence du laitier, qui ralentissait le processus du séchage et prolongeait le temps nécessaire aux bétons au laitier pour atteindre le même degré de saturation que celui du béton C100-0.

A l'issue de la phase III, l'état hydrique des éprouvettes de la série M1 s'est avéré irréversible. En effet, après le séchage, ces éprouvettes ont été soumises à une imbibition d'eau douce, mais aucune variation des profils de résistivité n'a été observée. Ce résultat peut être expliqué par une éventuelle dégradation du contact entre les électrodes du capteur et le matériau, en raison du séchage excessif qu'il a subi. Ceci étant, la campagne d'imbibition d'eau douce a été effectuée sur une autre série d'éprouvettes (nommée M2 tout au long de ce manuscrit), ayant subi un séchage préalable dans des conditions mieux contrôlées.

Tableau 5.1. Durée des différentes phases de séchage pour les 3 éprouvettes instrumentées de la série M1.

Eprouvette	Début du séchage	Durée phase I (séchage tridimensionnel)	Durée phase II (homogénéisation)	Durée phase III (séchage unidimensionnel)
C100-0_M1	$t_0(sec)=t_c+91j$	71 jours	34 jours	61 jours
C70-30_M1	$t_0(sec)=t_c+143j$	111 jours	15 jours	40 jours
C50-50_M1	$t_0(sec)=t_c+143j$	111 jours	15 jours	40 jours

5.1.2. Monitoring du séchage par perte de masse

Afin de valider la capacité des capteurs noyés à estimer la perméabilité intrinsèque du béton, une deuxième campagne de séchage (servant de méthode de référence) a été menée sur des éprouvettes cylindriques non-instrumentées. Cette méthode est largement utilisée dans la littérature pour l'évaluation de la perméabilité intrinsèque du béton et consiste à suivre le séchage unidirectionnel de sections cylindriques de béton par perte de masse [Baroguel-Bouny, 1994, Mainguy *et al.*, 1999, Coussy *et al.*, 2001, Thiery *et al.*, 2007].

Dans notre cas, une éprouvette non-instrumentée ($\varnothing 11 \times 22$ cm) de chaque béton a été récupérée après 90 jours de cure, puis sciée pour enlever les surfaces supérieure et inférieure et ne conserver que le cœur de dimensions $\varnothing 11 \times 10$ cm, afin d'éliminer les défauts de surface. Les éprouvettes ont d'abord été saturées sous vide selon la norme NF P18-459 puis recouvertes de deux couches de papier aluminium adhésif pour assurer un séchage unidirectionnel. Ensuite, elles ont été placées dans des dessiccateurs pendant 8 mois, à une température de $21\pm 0,5$ °C et

une humidité relative ambiante maintenue à $55\pm 3\%$. Cette dernière est maintenue par l'intermédiaire de la solution saline choisie, qui est le nitrate de magnésium (**Fig. 5.1(a)**). Les éprouvettes (nommées D1 tout au long de ce manuscrit) ont été pesées à différentes échéances de séchage et les courbes de perte de masse relative correspondantes sont présentées dans la **Fig. 5.1(b)**. Nous précisons qu'une seule pesée a été réalisée à chaque échéance de temps, ce qui explique l'absence de barres d'erreur sur les courbes de la **Fig. 5.1(b)**.

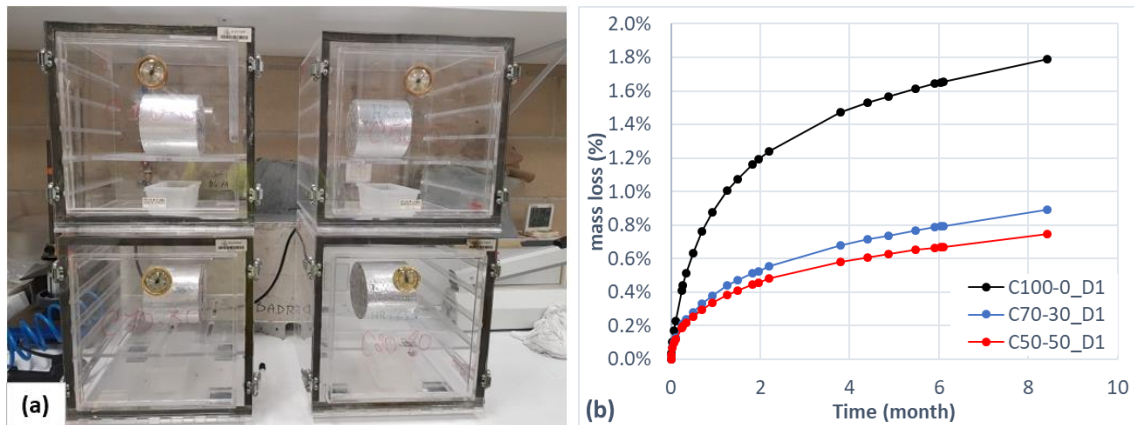


Fig. 5.1. Suivi du séchage unidirectionnel des éprouvettes D1 : (a) vue des éprouvettes D1 dans les dessiccateurs, (b) courbes de perte de masse relative des 3 bétons en fonction du temps de séchage.

La **Fig. 5.1(b)** montre clairement l'effet de la présence du laitier sur la cinétique du séchage. En effet, à une échéance de temps donnée, l'éprouvette C50-50_D1 montre une perte de masse relative plus faible que celle de l'éprouvette C70-30_D1, dont la perte de masse relative est inférieure à celle de l'éprouvette C100-0_D1. Cela peut s'expliquer par la finesse des particules de laitier permettant le remplissage des pores, ainsi que par la formation d'hydrates secondaires lors de l'hydratation latente du laitier, permettant la densification de la microstructure du béton et ralentissant ainsi sa cinétique de séchage [Ben Fraj *et al.*, 2012, Medeiros-Junior & Lima, 2016, El Achrafi *et al.*, 2023]. Ces courbes de perte de masse seront utilisées comme courbes de référence pour la détermination de la perméabilité intrinsèque des bétons.

En plus des courbes de perte de masse, les éprouvettes D1 ont subi une mesure de gammadensimétrie à $t=6$ mois de séchage. La gammadensimétrie est une méthode non destructive, basée sur l'absorption du matériau de rayons gamma émis par une source radioactive de Césium. Cette méthode est couramment utilisée pour la détermination des profils de degré de saturation à partir des profils de masse volumique [Villain & Thiery, 2006]. En

effet, la masse volumique est calculée à différentes profondeurs de l'échantillon par la loi de Lambert (**Eq. (5.1)**) :

$$d = -\frac{1}{\mu L} \ln\left(\frac{N}{N_0}\right) \quad \text{Eq. (5.1)}$$

où d (kg/m³) est la masse volumique du béton, μ (m²/kg) est le coefficient d'absorption massique du matériau, L (m) est l'épaisseur de l'échantillon et N_0 et N sont respectivement le nombre de photons gamma ayant traversé l'air et le nombre de photons ayant traversé l'échantillon pendant la même durée. Afin de déterminer le degré de saturation d'un échantillon à un instant t , des mesures de gammadensimétrie doivent être réalisées à l'instant t à l'état saturé et à l'état sec (après séchage à 105 °C) dans le but d'obtenir les masses volumiques respectives d_{sat} et d_{105} . L'équation 5.2 présente l'expression du degré de saturation à l'instant t ($S_l(t)$), en fonction des nombres de photons N et N_0 obtenus à l'instant t , à l'état saturé et à l'état sec, à différentes profondeurs de l'échantillon.

$$S_l(t) = \ln\left(\frac{N_0(t)N^{105}}{N(t)N_0^{105}}\right) / \ln\left(\frac{N_0^{sat}N^{105}}{N^{sat}N_0^{105}}\right) \quad \text{Eq. (5.2)}$$

Les 3 éprouvettes D1 ont subi le même protocole expérimental dont la chronologie est détaillée dans le **Tableau 5.2**, avec t_c le temps de coulage et t_0 le début du séchage unidirectionnel. Il est important de noter que la mesure de gammadensimétrie pour la détermination de d_{sat} a été effectuée après une deuxième saturation des éprouvettes (réalisée à la fin du séchage, soit à t_0+8 mois) et non après la première saturation (réalisée immédiatement après la période de cure, soit à t_0).

Tableau 5.2. Protocole expérimental subi par les éprouvettes D1.

Evènement subi	Durée/échéance de temps
Saturation sous vide	$t_0=t_c+90j$
Suivi du séchage par perte de masse	$t_0 \rightarrow t_0+6$ mois
Mesure de gammadensimétrie (d_t)	$t=t_0+6$ mois
Suivi du séchage par perte de masse	t_0+6 mois $\rightarrow t_0+8$ mois
Saturation puis mesure de gammadensimétrie (d_{sat})	Fin du séchage (t_0+8 mois)
Séchage à 105°C	t_0+8 mois $\rightarrow t_0+8.5$ mois
Mesure de gammadensimétrie (d_{105})	à $t_0+8.5$ mois

La **Fig. 5.2(a)** présente les profils de masse volumique obtenus par gammadensimétrie, pour les 3 éprouvettes D1 ($z=0$ et $z=100$ mm étant respectivement les surfaces supérieure et

inférieure). Tout d'abord, les valeurs de masses volumiques des 3 bétons sont comprises entre 2300 et 2420 kg/m³. Les masses volumiques obtenues à l'état saturé sont légèrement inférieures à celles obtenues lors des mesures de porosité, réalisées sur les carottes de calibration de dimensions Ø75x70 mm. En effet, à l'état saturé, les carottes de béton présentent des masses volumiques égales à 2423±4 kg/m³, 2414±6 kg/m³ et 2436±10 kg/m³, pour les bétons C100-0, C70-30 et C50-50 respectivement. Cette légère différence peut être attribuée aux variations dans les conditions de mesure, sachant que les mesures de gammadensimétrie ont été effectuées sur des éprouvettes de dimensions Ø11x10 cm, tandis que les mesures de porosité ont été réalisées sur des carottes de béton cylindriques prélevées dans les dalles destinées à la campagne de calibration.

Globalement, la masse volumique des 3 éprouvettes est homogène en profondeur, à part certains pics observés à des profondeurs bien précises. Par exemple, on note un pic à 25 mm de la face supérieure pour l'éprouvette C100-0_D1 et un autre à 15 mm de la face supérieure pour l'éprouvette C50-50_D1. Ces pics peuvent être attribués à la présence d'une bulle d'air ou à une densité de granulats plus importante à proximité de ces profondeurs.

De plus, nous remarquons que la masse volumique obtenue à différentes profondeurs de l'éprouvette C100-0_D1 diminue après 6 mois de séchage. En revanche, pour les éprouvettes contenant du laitier (C70-30_D1 et C50-50_D1), une diminution de la masse volumique est observée uniquement aux extrémités et pas à cœur des éprouvettes. Cette diminution de la masse volumique est attribuée à la perte d'eau durant la période de séchage. Ce phénomène est plus prononcé pour le béton C100-0 qui ne contient pas de laitier et présente ainsi une microstructure moins dense que celle des bétons C70-30 et C50-50.

Ces observations sont particulièrement évidentes dans la **Fig. 5.2(b)**, qui présente la variation relative de la masse volumique à différentes profondeurs des éprouvettes D1 après 6 mois de séchage. La **Fig. 5.2(b)** montre tout d'abord que la variation relative de la masse volumique est plus élevée aux extrémités qu'au cœur des éprouvettes, ce qui reflète le séchage unidirectionnel indiquant un séchage plus prononcé aux extrémités exposées à l'air libre. De plus, il est notable que les éprouvettes au laitier ne sèchent quasiment pas à cœur, contrairement à l'éprouvette C100-0_D1 qui présente une variation de la masse volumique à cœur d'environ 1 %. Cela s'explique par la présence du laitier qui densifie la microstructure du béton et ralentit sa cinétique de séchage. Par ailleurs, la variation de la masse volumique des 3 bétons est plus élevée près de la face supérieure (environ 2,8 % à z=5 mm) par rapport à celle obtenue près de la face inférieure (environ 1,5 % à z=95 mm). Ceci peut être expliqué par une ségrégation possible au sein du matériau. En effet, comme mentionné dans le chapitre 4 (paragraphe 4.1.2),

les bétons ne respectaient pas la classe de consistance souhaitée, en particulier les bétons au laitier qui présentaient des affaissements supérieurs à 20 cm. Cette fluidité excessive résulte d'un mauvais contrôle dans la mise en œuvre de l'adjuvant, expliquant peut-être la ségrégation observée.

La variation relative de la masse volumique du béton C100-0 après 6 mois de séchage est cohérente avec les résultats trouvés dans la littérature pour des bétons comparables. Le béton BO étudié par Baroghel-Bouny (1994) puis par Mainguy *et al.* (1999), formulé avec du CEM I et ayant un rapport E/C de 0,487, présente après 4 mois de séchage une variation de masse volumique de 2 % aux extrémités de l'échantillon et de 1 % à cœur. De même, Badr *et al.* (2019) ont réalisé des mesures de gammadensimétrie lors du séchage d'une éprouvette Ø11x30 cm (à 20 °C), fabriquée avec du CEM I et ayant un rapport E/C=0,59. La variation de la masse volumique observée sur la face exposée à l'air libre de la dalle est d'environ 2 % après 5 mois de séchage.

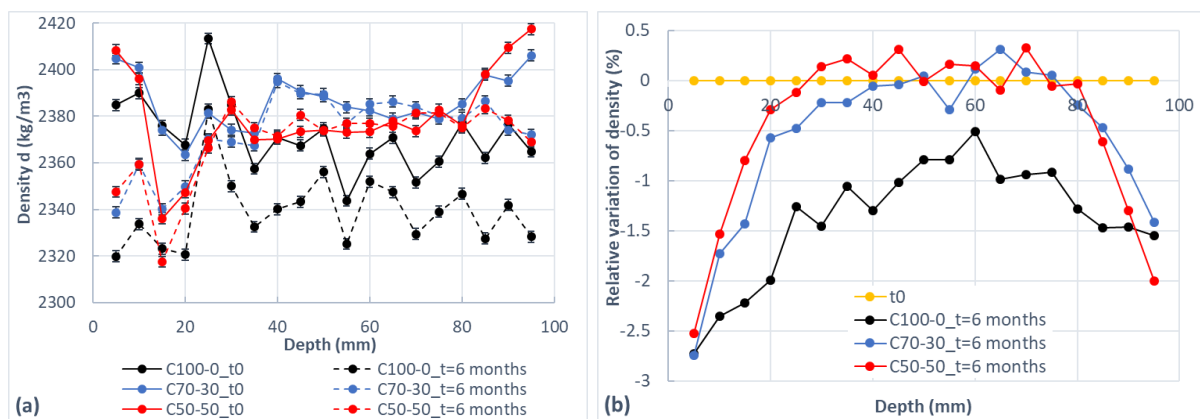


Fig. 5.2. Résultats des mesures de gammadensimétrie effectuées sur les éprouvettes D1 : (a) profils de masse volumique obtenus à l'état saturé (en traits pleins) et après 6 mois de séchage (en pointillés), (b) variation relative de la masse volumique après 6 mois de séchage.

Les profils de masse volumique obtenus par gammadensimétrie après 6 mois de séchage (**Fig. 5.2(a)**) sont convertis en profils de degré de saturation en utilisant l'**Eq. (5.2)** et sont présentés dans la **Fig. 5.3**. Tout d'abord, nous remarquons que l'allure des profils de degré de saturation (**Fig. 5.3**) est exactement identique à celle des profils de variation relative de la masse volumique (**Fig. 5.2(b)**). Ceci est attribuable à la relation directe entre le degré de saturation et le nombre de photons (N, N_0) aux différents états de l'échantillon (**Eq. (5.2)**). Les résultats montrent qu'après 6 mois de séchage, le degré de saturation mesuré à 5 mm de la face supérieure a diminué jusqu'à 60 % pour les 3 bétons. Près de la face inférieure, le degré de saturation est plus élevé, atteignant 70 %. L'allure asymétrique observée dans les profils de

variation relative de masse volumique se reflète donc dans les profils de degré de saturation, indiquant une ségrégation possible au sein des matériaux. Nous remarquons également que les bétons au laitier restent saturés en leur cœur, tandis que le degré de saturation du béton C100-0 diminue jusqu'à 85 % à cœur de l'éprouvette. Par ailleurs, la **Fig. 5.3** montre que le degré de saturation des échantillons C70-30_D1 et C50-50_D1 dépasse 100 % à cœur des éprouvettes, en raison des hétérogénéités du matériau béton ainsi que de l'incertitude liée aux conditions de mesure (qui est de l'ordre de ± 5 %) [Villain & Thiery, 2006]. La correction de ces incertitudes n'a pas été effectuée dans le cadre de ce travail, ce qui peut affecter la précision de nos résultats expérimentaux. Dans tous les cas, les valeurs de degré de saturation obtenues sont comparables à celles rapportées par Badr *et al.* (2019), qui ont observé une diminution du degré de saturation jusqu'à 70 %, pour une éprouvette $\varnothing 11 \times 30$ après 5 mois de séchage à 20 °C. Les profils de degré de saturation obtenus par gammadensimétrie seront comparés à ceux obtenus par des capteurs noyés lors du séchage d'éprouvettes instrumentées.

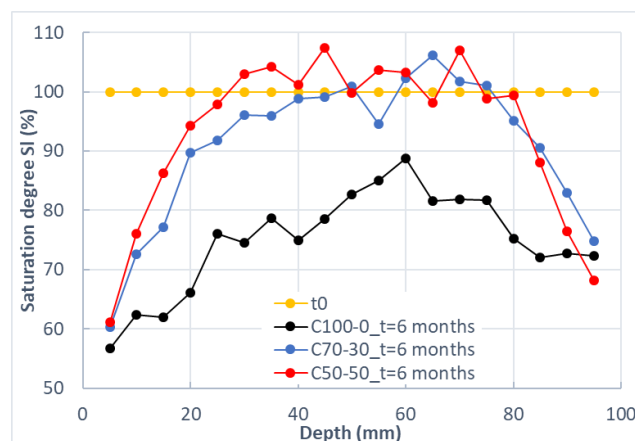


Fig. 5.3. Profils de degré de saturation obtenus par gammadensimétrie après 6 mois de séchage des éprouvettes D1.

5.1.3. Monitoring de l'imbibition par capteurs noyés

L'estimation de la perméabilité intrinsèque des bétons est effectuée également en conditions d'adsorption, par ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus pendant une campagne d'imbibition d'eau douce.

Comme évoqué précédemment, la campagne d'imbibition a été réalisée sur une série d'éprouvettes M2 différente de la série d'éprouvettes M1 qui a subi le séchage présenté dans le paragraphe 5.1.1. Afin de ne pas rencontrer les mêmes difficultés expérimentales, les éprouvettes M2 ont été séchées sur une durée plus courte et avec des conditions de séchage mieux contrôlées. Tout d'abord, les éprouvettes M2 ont subi un séchage tri-dimensionnel dans

l'étuve pendant 1 mois (à $T=45\text{ °C}$ et $HR_{amb}=75\%$) jusqu'à atteindre un degré de saturation moyen de $58,2\pm 1\%$, $66,4\pm 4\%$ et $67\pm 1\%$, pour les bétons C100-0, C70-30 et C50-50 respectivement. Ensuite, les éprouvettes ont été sorties de l'étuve et recouvertes latéralement par une couche de papier aluminium adhésif pour assurer une pénétration unidirectionnelle de l'eau, dans la direction de l'axe des éprouvettes. Les éprouvettes ont été ensuite soumises à l'imbibition d'eau douce pendant 21 jours, dans une salle climatisée à $T=21\pm 0,5\text{ °C}$ et $HR_{amb}=66\pm 2\%$. La hauteur d'eau dans les bassins a été régulièrement contrôlée tout au long de la période d'imbibition, de manière à ce que les éprouvettes soient toujours plongées dans 1 cm d'eau (hauteur mesurée à partir de la face de pénétration). Afin d'éviter le contact direct entre l'eau d'imbibition et le papier aluminium (qui représente un bon conducteur du courant électrique) pendant la mesure, un ruban adhésif a été collé sur les deux premiers centimètres du côté de la face de pénétration (comme le montre la **Fig. 5.4**). Les profils de résistivité ont été enregistrés à différentes échéances de l'imbibition et ont été convertis en profils de degré de saturation grâce aux courbes de calibration.



Fig. 5.4. Eprouvettes M2 instrumentées soumises à l'imbibition d'eau douce.

Après 3 semaines d'imbibition, les éprouvettes M2 ont été séchées à nouveau, pendant la même durée et sous les mêmes conditions de température et d'humidité relative, afin de subir une deuxième campagne d'imbibition d'eau salée en conditions non saturées. Les valeurs de degré de saturation obtenues à l'issue du deuxième séchage sont similaires à celles obtenues à la fin du premier séchage et sont respectivement égales à $56,6\pm 2\%$, $63,4\pm 2\%$ et $65,9\pm 1\%$ pour les bétons C100-0, C70-30 et C50-50. Le protocole expérimental ainsi que les résultats expérimentaux de la campagne d'imbibition d'eau salée seront présentés dans le chapitre 6. Le **Tableau 5.3** récapitule la durée du premier séchage (**Séchage 1**) et de l'imbibition d'eau douce (**Imb. 1**) pour chacune des éprouvettes M2, avec $t_0(sec1)$ le début du **Séchage 1**. Il faut noter

qu'entre les campagnes de **Séchage 1** et **Imb. 1**, les éprouvettes M2 ont été emballées dans des sacs en plastique et conservées dans la salle climatisée pour homogénéiser leur état hydrique.

Tableau 5.3. Durée des campagnes de **Séchage 1** et **Imb. 1** des éprouvettes de la série M2.

Eprouvette	Début Séchage 1	Durée Séchage 1	Durée homogénéisation	Durée Imb. 1
C100-0_M2	$t_0(sec1) = t_c + 385j$	4 semaines	13 semaines	3 semaines
C70-30_M2	$t_0(sec1) = t_c + 437j$	4 semaines	13 semaines	3 semaines
C50-50_M2	$t_0(sec1) = t_c + 437j$	5 semaines	12 semaines	3 semaines

5.2. Estimation de la perméabilité intrinsèque du béton C100-0

Dans cette partie, nous présentons la méthodologie adoptée pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque du béton C100-0, qui a fait l'objet de l'article de journal [Eid *et al.*, 2024] présenté en annexe B. Cette même méthodologie a été appliquée pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque des bétons au laitier présentée dans le paragraphe suivant.

La démarche consiste en l'ajustement d'un modèle de transport hydrique aux données expérimentales obtenues pendant l'imbibition de la série M2 et le séchage des séries D1 et M1. Le modèle de transfert retenu dans ce travail est basé sur l'approche thermodynamique décrivant les transferts d'humidité dans les milieux poreux par le mouvement de la phase liquide et de la phase gazeuse [Mainguy *et al.*, 1999, Coussy *et al.*, 2001]. Il a été montré que l'utilisation d'un modèle simplifié, négligeant le transfert de la phase gazeuse et considérant une pression de gaz constante proche de la pression atmosphérique, est possible pour la modélisation des phénomènes hydriques dans les matériaux cimentaires, tant que l'humidité relative est supérieure à 50 % [Thiery *et al.*, 2007, Reuge *et al.*, 2023]. Etant donné que cette condition d'humidité relative est respectée dans l'ensemble de nos campagnes expérimentales et afin de minimiser le nombre de paramètres d'entrée, nous utilisons un modèle simplifié pour la détermination de la perméabilité intrinsèque de nos bétons. Ce modèle a été implémenté dans le cadre du projet DEMCOM, pour une étude de sensibilité sur les paramètres d'entrée concernant les bétons en milieu maritime [Reuge *et al.*, 2023].

Comme nous l'avons déjà mentionné, l'article décrivant la méthodologie adoptée pour estimer la perméabilité intrinsèque du béton C100-0 est présenté en annexe B. Toutefois, nous présentons dans le paragraphe 5.2.1 les courbes extraites de l'article et illustrant les principaux résultats obtenus, afin de faciliter la comparaison avec les bétons au laitier.

5.2.1. Monitoring of drying and imbibition of concrete using embedded resistivity sensors for the estimation of permeability (Annexe B)

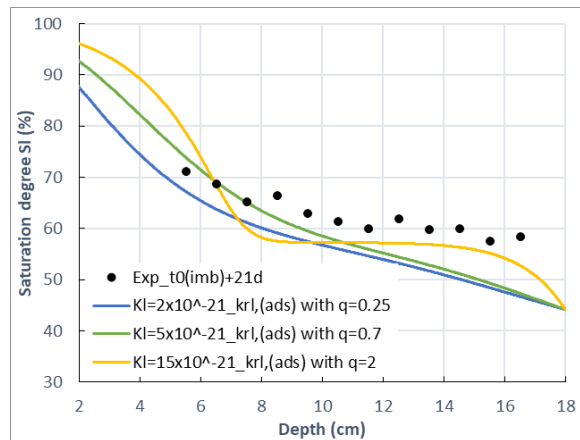


Fig. 5.5. Estimation de la perméabilité intrinsèque par ajustement du modèle de transport au profil de degré de saturation obtenus par capteurs noyés à $t_0(imbl)+21j$ pour l'éprouvette C100-0_M2.

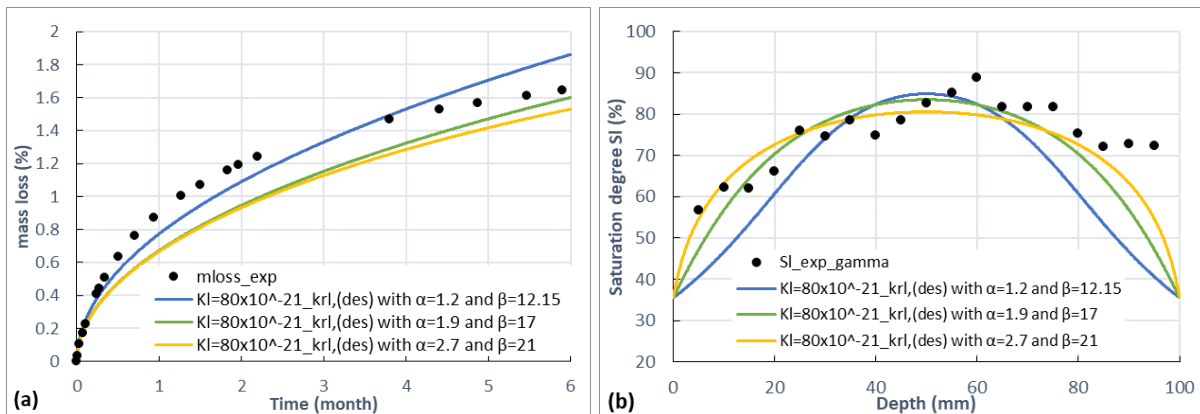


Fig. 5.6. Ajustement du modèle de transport aux mesures de référence obtenues pendant le séchage de l'éprouvette C100-0_D1 : (a) courbes de perte de masse, (b) profils de degré de saturation à $t=6$ mois de séchage.

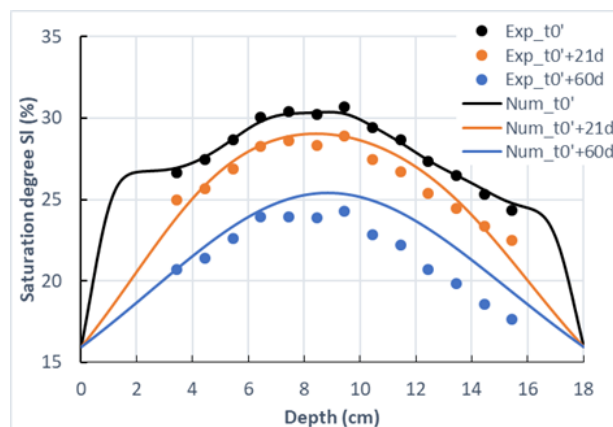


Fig. 5.7. Ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés durant la phase de séchage unidirectionnel de l'éprouvette C100-0_M1.

5.2.2. Conclusion sur les principaux résultats du béton C100-0

L'article ci-dessus a présenté les résultats de simulations des différentes expériences menées sur les éprouvettes C100-0 pour la détermination de la perméabilité intrinsèque. Celle-ci a été estimée par ajustement du modèle sur les profils de degré de saturation obtenus expérimentalement par capteurs noyés. Dans le but de minimiser le nombre de paramètres inconnus, les coefficients de sorption ajustables a et m ont été estimés à partir de travaux issus de la littérature et réalisés sur des bétons comparables au béton C100-0 en termes de formulation et de propriétés.

Le **Tableau 12** de l'article récapitule les paramètres d'entrée qui ont conduit au meilleur ajustement, déduit par minimisation de l'erreur quadratique entre les profils numériques et expérimentaux. Les résultats montrent que la perméabilité intrinsèque estimée lors du séchage de l'éprouvette M1 ($\sim 10^{-19} \text{ m}^2$) est 10 fois plus élevée que celle estimée lors du séchage de l'éprouvette D1 et l'imbibition de l'éprouvette M2 ($\sim 10^{-20} \text{ m}^2$). Cette différence d'ordre de grandeur peut s'expliquer par les conditions de séchage particulières auxquelles l'éprouvette M1 a été exposée ou par la variation des techniques de mesure utilisées. En effet, les profils de degré de saturation de l'éprouvette D1 sont obtenus par gammadensimétrie, tandis que ceux de l'éprouvette instrumentée M1 sont obtenus par conversion de profils de résistivité. L'idéal aurait été d'évaluer les profils de degré de saturation obtenus par les deux techniques (pesée, gammadensimétrie et capteurs noyés) sur un même échantillon.

Certaines différences ont été également observées concernant les expressions de perméabilités relatives utilisées dans la modélisation des diverses expériences. Ces disparités peuvent être attribuées, d'une part, aux différences inhérentes entre les expériences simulées et, d'autre part, à l'incertitude du modèle vis-à-vis de ces expressions. En effet, les lois de sorption

adoptées représentent des relations empiriques ajustables à des mesures expérimentales, ce qui ne permet pas une assertion absolue de leur validité. Par ailleurs, il a déjà été observé dans la littérature que l'ordre de grandeur de la perméabilité dépend fortement de la nature de l'expérience simulée (séchage/imbibition), ainsi que de l'approche numérique adoptée [Ibro *et al.*, 2021].

En dépit des quelques divergences observées, les valeurs de K_l estimées pour le béton C100-0 restent dans le même ordre de grandeur que celles trouvées dans les travaux de la littérature [Baroguel-Bouny, 1994, Fares, 2015, Ibro *et al.*, 2021, Reuge *et al.*, 2023]. Cette même méthodologie est adoptée pour la détermination de la perméabilité intrinsèque des bétons au laitier et est présentée dans le paragraphe suivant.

5.3. Estimation de la perméabilité intrinsèque des bétons au laitier

Afin de déterminer la perméabilité intrinsèque des bétons au laitier, nous appliquons la même méthodologie adoptée pour le béton C100-0 et présentée dans la partie précédente. Tout d'abord, les profils de résistivité et de degré de saturation obtenus expérimentalement par capteurs noyés sont présentés. Pour les résultats expérimentaux, nous ne présentons que ceux obtenus pour le béton contenant le plus de laitier (C50-50). Cependant, la modélisation des expériences de séchage et d'imbibition est effectuée pour tous les bétons, dans le but de réaliser à la fin une comparaison des résultats obtenus.

5.3.1. Résultats expérimentaux et discussion

➤ Profils de résistivité et de degré de saturation obtenus pendant le séchage

Les profils de résistivité ont été enregistrés, pour chacune des éprouvettes M1, tout au long de la période de séchage et ont été convertis en profils de degré de saturation en utilisant les courbes de calibration présentées dans le chapitre 4. Comme mentionné précédemment (paragraphe 5.2.1), les profils de résistivité enregistrés à $T=45\text{ °C}$ ont été ramenés à la température de référence ($T=20\text{ °C}$) afin de pouvoir utiliser la courbe de calibration établie initialement à 20 °C . La loi d'Arrhenius utilisée pour la correction des mesures de résistivité a déjà été donnée dans le paragraphe 5.2.1 (voir **Eq. (5)** de l'article).

Comme expliqué dans le chapitre 2 (paragraphe 2.3.4), la valeur de l'énergie E_a dépend de la nature du matériau et de son degré de saturation [McCarter *et al.*, 2000, Chrisp *et al.*, 2001]. Il a été montré dans la littérature que la présence d'additions minérales a peu d'influence sur la valeur de E_a [Chrisp *et al.*, 2001, Touil *et al.*, 2017]. Dans notre étude, nous nous sommes

basées sur les travaux de Badr *et al.* (2022), qui ont montré que la valeur de E_a d'un béton ordinaire formulé avec du CEM I (comparable à notre béton de référence C100-0) varie entre 20,14 kJ/mol et 33,54 kJ/mol, pour des degrés de saturation variant entre 95 % et 34 %. Pour corriger nos mesures de résistivité obtenues lors du séchage à 45 °C, nous adoptons une valeur unique de E_a , égale à 20 kJ/mol pour les 3 types de béton. Dans un premier temps, nous présentons les profils de résistivité corrigés par la loi d'Arrhenius et les profils de degré de saturation de l'éprouvette C50-50_M1, en utilisant cette valeur de E_a de 20 kJ/mol. Ces profils serviront pour l'ajustement du modèle et l'estimation de la perméabilité intrinsèque. Ensuite, nous réalisons une étude sur l'effet de la variation de E_a sur les valeurs de résistivité et de degré de saturation obtenues.

Les **Fig. 5.8(a)** et **(b)** montrent respectivement l'évolution des profils de résistivité (corrigés par la loi d'Arrhenius pour $E_a=20$ kJ/mol) et des profils de degré de saturation obtenus grâce aux courbes de calibration, pendant le séchage de l'éprouvette C50-50_M1. Les résultats montrent que l'évaporation de la quantité d'eau initialement présente dans l'espace poral du béton provoque la diminution de son degré de saturation et par la suite, l'augmentation de sa résistivité électrique [Saleem *et al.*, 1996, Lataste *et al.*, 2018].

Dans les travaux de Ibro *et al.* (2021), le capteur noyé développé par Badr *et al.* (2019) a été utilisé pour suivre les profils de résistivité lors du séchage d'éprouvettes cylindriques. Leur étude a porté sur un béton B2 formulé avec du CEM V/A (contenant 54 % de clinker, 23 % de laitier et 23 % de cendres volantes) avec un rapport E/C de 0,38. Les valeurs de résistivité du béton B2 obtenues par Ibro *et al.* (2021) sont inférieures à celles observées dans notre étude. En effet, le béton B2 a montré une augmentation de résistivité égale à 5 % sur une période de séchage de 154 jours, tandis que le béton C50-50 présente une augmentation de résistivité d'environ 15 % pendant une période de séchage de 166 jours. Ces différences peuvent provenir des variations dans les formulations et les caractéristiques des bétons étudiés. De plus, les mesures de résistivité réalisées par Ibro *et al.* (2021) sont en mode « deux points » (les paires d'électrodes d'injection et de mesure sont identiques). Dans notre étude, les mesures sont effectuées en mode « quatre points » et plus précisément en configuration transmission, où le courant est injecté entre les grilles en surface et la différence de potentiel est mesurée entre deux électrodes consécutives situées du même côté du CI. De plus, la campagne de séchage menée par Ibro *et al.* (2021) a consisté en un séchage unidirectionnel des éprouvettes instrumentées à une température de 20 °C et une humidité relative de 8 %, contrairement à notre campagne qui a consisté en plusieurs phases de séchage avec des conditions différentes (voir **Tableau 5.1**).

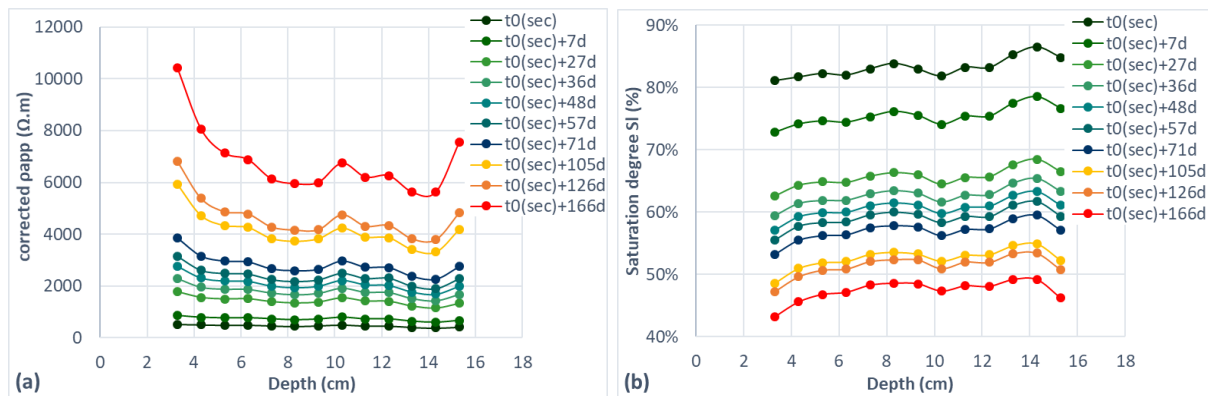


Fig. 5.8. Résultats expérimentaux obtenus pendant le séchage de l'éprouvette C50-50_M1 : (a) profils de résistivité obtenus par capteur noyé (après correction de l'effet de la température), (b) profils de degré de saturation.

La **Fig. 5.8(a)** montre de légères hétérogénéités dans les profils de résistivité qui s'accroissent au fur et à mesure du séchage. Ceci peut être expliqué par des hétérogénéités initialement présentes au sein du matériau, ainsi que par le type de cure qui ne permet ni une saturation totale de l'échantillon ni un degré de saturation uniforme en profondeur. A la fin du séchage (à $t_0(sec)+166d$), nous remarquons une asymétrie dans les profils de résistivité expliquée par le séchage tri-dimensionnel de l'échantillon (**Tableau 5.1**), ainsi que par la légère ségrégation du matériau observée dans les mesures de gammadensimétrie (voir **Fig. 5.3**). La **Fig. 5.8(b)** montre que l'asymétrie observée dans les profils de résistivité n'est pas entièrement reflétée dans les profils de degré de saturation. Ceci peut être dû à la forme de la fonction de calibration, qui montre qu'à l'état sec, une grande variation de la résistivité engendre une petite variation du degré de saturation.

En comparant le profil de degré de saturation obtenu par capteur noyé à la fin du séchage de l'éprouvette C50-50_M1 (**Fig. 5.8(b)**, échéance t_0+166d) avec le profil de degré de saturation obtenu par gammadensimétrie à $t=6$ mois du séchage de l'éprouvette C50-50_D1 à 20 °C (**Fig. 5.3**), nous remarquons qu'il existe des différences non seulement dans les valeurs de degré de saturation, mais aussi dans l'allure des profils. En effet, le profil de degré de saturation obtenu par capteur noyé à t_0+166d est quasiment homogène en profondeur de l'éprouvette C50-50_M1, avec des valeurs comprises entre 43 % et 50 %. En revanche, le profil de degré de saturation obtenu par gammadensimétrie reflète bien le séchage unidirectionnel de l'éprouvette C50-50_D1, avec des degrés de saturation de 61 % et 68 % au voisinage des faces supérieure et inférieure respectivement et une saturation totale ($S_I=100\%$) à cœur de l'échantillon. Les différences observées dans les résultats s'expliquent par les différences dans les éprouvettes D1 et M1 (en termes de géométrie, d'instrumentation et de conditions de cure),

ainsi que par la différence entre les deux techniques de mesure et les conditions de séchage distinctes (voir **Tableau 5.1** et **5.2**). Bien que les deux campagnes de séchage menées sur les séries D1 et M1 ne soient pas parfaitement comparables, les mesures de gammadensimétrie serviront comme mesures de référence pour la détermination de la perméabilité intrinsèque des bétons.

Badr *et al.* (2019) ont comparé les profils de degré de saturation obtenus par capteur noyé dans une dalle instrumentée avec ceux obtenus par gammadensimétrie sur une éprouvette cylindrique, lors d'une campagne de séchage à 45 °C. Nous précisons que le séchage de la dalle et de l'éprouvette s'effectue par une seule face (le pourtour et l'autre face sont protégés avec du papier aluminium). Les auteurs ont constaté qu'après 232 jours de séchage, le profil de degré de saturation obtenu par capteur noyé est quasiment homogène en profondeur, avec un degré de saturation égal à 50 % à une profondeur de 2 cm mesurée à partir de la face séchante. En revanche, le profil hydrique obtenu par gammadensimétrie montre bien le gradient de degré de saturation, avec une valeur de 60 % à 2 cm de la face séchante et qui augmente progressivement en profondeur. Les différences observées ont été expliquées d'une part par l'allure des courbes de calibration et, d'autre part, par la différence dans les conditions de mesure.

Afin d'étudier l'effet du laitier sur la cinétique de séchage, la **Fig. 5.9** montre l'évolution du degré de saturation moyen (calculé à partir des 13 valeurs de S_l obtenues grâce au capteur noyé) en fonction du temps de séchage pour les 3 bétons. Les barres d'erreur correspondent à l'écart-type sur la moyenne des 13 valeurs de S_l . Les résultats montrent que, pour une échéance de temps donnée, plus le pourcentage de laitier est important plus le degré de saturation moyen de l'éprouvette est élevé. De plus, les courbes montrent que la diminution du degré de saturation de l'éprouvette C100-0_M1 est beaucoup plus rapide que celle des bétons au laitier, surtout pendant les deux premiers mois de séchage (phase I correspondant au séchage tridimensionnel). La présence du laitier provoque une densification de la microstructure du béton et, par conséquent, un ralentissement de la cinétique du séchage [Medeiros-Junior & Lima, 2016, Ibro *et al.*, 2021, El Achrafi *et al.*, 2023]. L'effet du laitier sur le séchage du béton est également démontré dans les profils hydriques obtenus par gammadensimétrie (voir **Fig. 5.3**). Ceux-ci montrent qu'à une profondeur donnée et pour la même durée de séchage, plus le pourcentage de laitier augmente plus le degré de saturation est élevé.

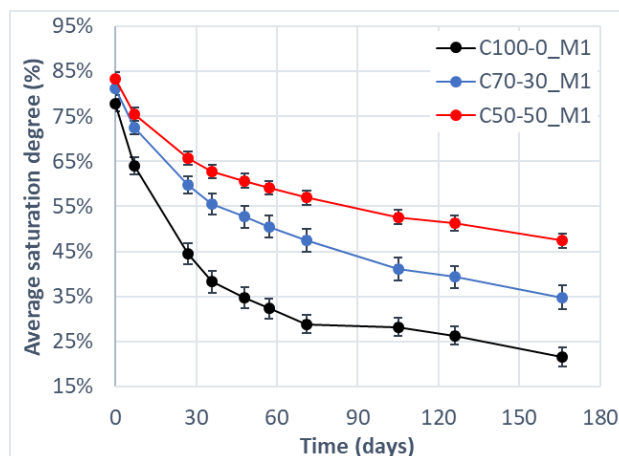


Fig. 5.9. Evolution du degré de saturation moyen des éprouvettes C100-0_M1, C70-30_M1 et C50-50_M1 en fonction du temps de séchage.

Afin d'évaluer l'effet de la variation de l'énergie d'activation (E_a) sur les mesures, nous considérons une variation de $\pm 20\%$ par rapport à la valeur initiale de E_a considérée. Les **Fig. 5.10(a)** et **(b)** présentent respectivement les profils de résistivité corrigés et les profils de degré de saturation de l'éprouvette C50-50_M1, pour deux échéances de temps (à 27 jours et 166 jours de séchage). Les profils correspondant à la valeur de E_a considérée initialement sont tracés en traits pleins, tandis que les profils tenant compte de l'erreur de $\pm 20\%$ sur E_a sont présentés en pointillés.

Les résultats montrent qu'en considérant une variation de $\pm 20\%$ sur la valeur de E_a , les valeurs de résistivité et de degré de saturation restent dans le même ordre de grandeur. Pour les deux échéances de temps considérées (27 jours et 166 jours de séchage), une erreur de $\pm 20\%$ sur la valeur de E_a engendre une variation maximale du profil de résistivité de $\pm 15\%$. Cette variation de résistivité correspond à une variation du degré de saturation de $\pm 3\%$. Ainsi, la variation de E_a ne modifie pas de manière significative les résultats obtenus et les conclusions de l'analyse. Cependant, il est important de noter que la valeur initiale de E_a utilisée et inspirée des travaux de Badr *et al.* (2022) reste discutable. En effet, bien que la formulation et les caractéristiques du béton ordinaire étudié par Badr *et al.* (2022) soient comparables à notre béton de référence (C100-0), il ne s'agit pas exactement du même matériau. Pour la suite du travail, nous utilisons les profils hydriques présentés dans la **Fig. 5.8(b)** pour l'ajustement du modèle de transport et l'estimation de la perméabilité intrinsèque.

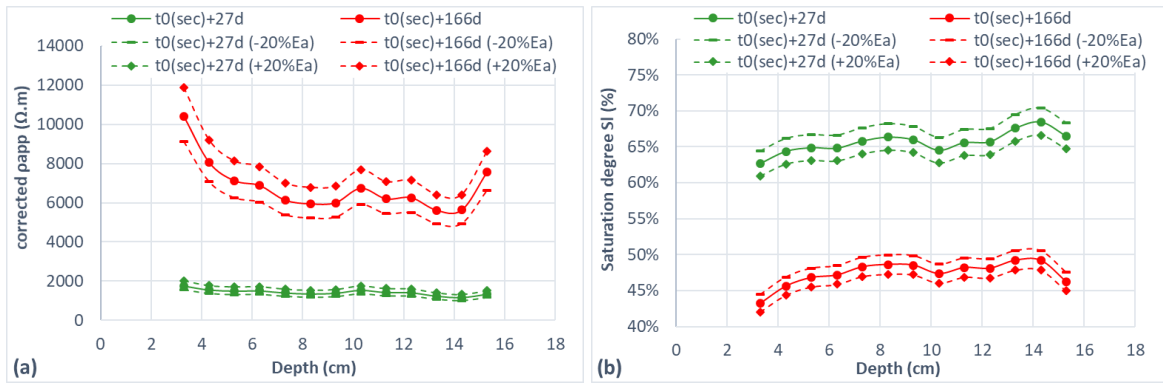


Fig. 5.10. Résultats expérimentaux obtenus à 27 jours et à 166 jours de séchage de l'éprouvette C50-50_M1 avec une variation de $\pm 20\%$ de E_a : (a) profils de résistivité corrigés, (b) profils de degré de saturation.

Comme nous l'avons expliqué dans le paragraphe 5.1.1, les éprouvettes M1 ont été soumises à une imbibition d'eau douce à l'issue de leur séchage. Cependant, aucune variation de la résistivité n'a été observée durant l'imbibition. Pour cela, la campagne d'imbibition a été réalisée sur la série d'éprouvettes M2. Dans la **Fig. 5.11**, nous comparons, pour chaque béton, les profils de degré de saturation obtenus en fin du séchage, correspondant à l'état initial des éprouvettes au début des campagnes d'imbibition d'eau douce. Les profils de degré de saturation mesurés dans les éprouvettes M1 sont présentés en traits pleins et correspondent aux profils mesurés à la fin de la phase III de séchage (voir **Tableau 5.1**). L'échéance est désignée par $t_0(imb)$ dans la légende. Les profils mesurés dans les éprouvettes M2 sont présentés en lignes pointillées et correspondent aux profils obtenus à la fin du premier séchage (voir **Tableau 5.3**). L'échéance de mesure est désignée par $t_0(imb1)$ dans la légende.

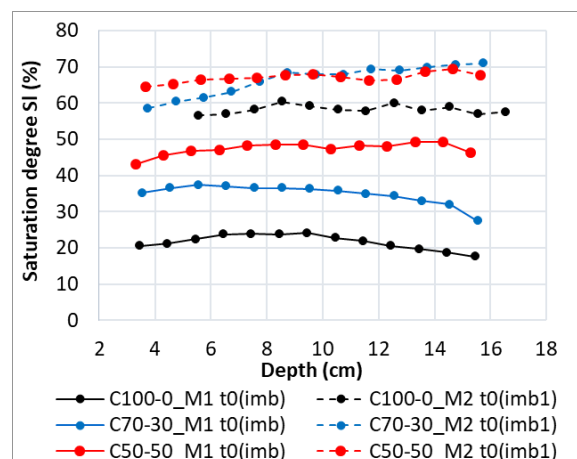


Fig. 5.11. Profils de degré de saturation mesurés dans les éprouvettes M1 (en traits pleins) et M2 (en lignes pointillées) au début des campagnes d'imbibition d'eau douce.

Nous précisons que les mesures de résistivité sont obtenues à des profondeurs différentes dans les éprouvettes, en raison du déplacement du capteur noyé dans certaines d'entre elles lors du coulage (notamment dans l'éprouvette C100-0_M2). La **Fig. 5.11** montre que les profils mesurés en début d'imbibition pour les deux séries M1 et M2 sont quasiment homogènes dans la profondeur des éprouvettes. Toutefois, les éprouvettes M1 présentent des valeurs de degré de saturation inférieures à celles mesurées dans les éprouvettes M2. En effet, les profils hydriques des éprouvettes M1 ont été obtenus à l'issue d'une campagne de séchage de plus de 5 mois, divisée, pour chaque béton, en phases de séchage tridimensionnel, d'homogénéisation puis de séchage unidimensionnel à une humidité relative de 50 % (**Tableau 5.1**). En revanche, pour les éprouvettes M2, les profils correspondent aux mesures effectuées à la fin du premier séchage, composé d'une phase de séchage tridimensionnel contrôlée à une humidité relative de 75 % sur 4 semaines uniquement, suivie d'une phase d'homogénéisation de 3 mois (**Tableau 5.3**). Les conditions de séchage sont très différentes pour les deux séries, expliquant ainsi la différence observée dans les profils hydriques. Le séchage excessif des éprouvettes M1, qui est à l'origine des faibles degrés de saturation observés (notamment pour le béton C100-0), a peut-être entraîné un décollement des grilles d'injection ou une dégradation du contact entre les électrodes et le matériau, rendant ainsi impossible la réalisation des mesures de résistivité à l'issue du séchage. Par ailleurs, le séchage de la série M2 a été réalisé de manière à obtenir des états hydriques similaires pour les trois bétons, contrairement à la série M1 où le séchage du béton C100-0 a été moins contrôlé que celui des bétons C70-30 et C50-50.

➤ **Profils de résistivité et de degré de saturation obtenus pendant l'imbibition**

Les profils de résistivité et de degré de saturation obtenus pendant l'imbibition de l'éprouvette C50-50_M2 sont présentés dans les **Fig. 5.12(a)** et **(b)** respectivement. De plus, afin d'étudier l'effet du laitier, les **Fig. 5.13(a)**, **(b)** et **(c)** montrent respectivement la variation des profils de résistivité (en valeur absolue) par rapport aux profils initiaux à différentes échéances de l'imbibition pour l'éprouvette C100-0_M2, C50-50_M2 et une superposition des deux bétons.

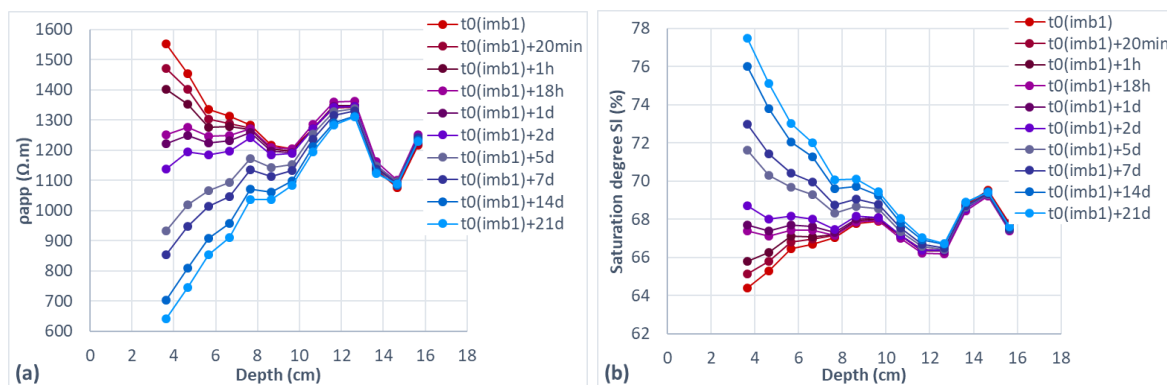


Fig. 5.12. Résultats expérimentaux obtenus pendant l’imbibition de l’éprouvette C50-50_M2 : (a) profils de résistivité mesurés par capteur noyé, (b) profils de degré de saturation déterminés par calibration.

Les **Fig. 5.12(a)** et **(b)** montrent clairement l’évolution de l’état hydrique de l’éprouvette C50-50_M2 pendant l’imbibition, traduite par une diminution de la résistivité électrique et donc, une augmentation du degré de saturation. Ces évolutions observées montrent ainsi la capacité du capteur noyé à suivre l’évolution de l’état hydrique du béton aussi pendant l’imbibition.

Nous remarquons que les profils de résistivité et de degré de saturation mesurés en début de l’imbibition (à $t_0(imb1)$) ne sont pas homogènes en profondeur, en raison du pré-conditionnement de l’éprouvette et de son séchage tridimensionnel (voir **Tableau 5.3**). Par ailleurs, la **Fig. 5.12(b)** montre que l’éprouvette C50-50_M2 présentait déjà un gradient de degré de saturation avant le début de la campagne d’imbibition. Bien que l’éprouvette ait été soumise à un séchage tridimensionnel, le profil de degré de saturation obtenu à $t_0(imb1)$ indique un séchage légèrement plus prononcé près de la face inférieure par rapport à la face supérieure. En effet, le degré de saturation mesuré à 3,65 cm est de 64,4 %, tandis que celui mesuré à 15,65 cm est de 67,8 %. Cela pourrait être dû au profil hydrique initial de l’éprouvette en sortie de la cure humide, qui pourrait ne pas être homogène. Cette non homogénéité se serait peut-être accentuée pendant le séchage tridimensionnel. De plus, nous notons également des fluctuations de résistivité à $t_0(imb1)$ dans la partie supérieure de l’éprouvette (entre $z=12$ cm et $z=16$ cm), qui se reflètent dans les profils de degré de saturation. Cela pourrait s’expliquer par une hétérogénéité au sein du matériau, induisant un certain contact entre le capteur noyé et une densité plus élevée de granulats et influençant ainsi la mesure de résistivité.

Au fur et à mesure que l’eau pénètre, nous remarquons que le gradient de degré de saturation se développe et devient de plus en plus marqué, notamment du côté de la face de pénétration ($z=0$ cm) (**Fig. 5.12(b)**). La surface supérieure de l’éprouvette conserve un état

relativement sec ($S_l=67,6\%$ à $z=15,65\text{ cm}$), même après 3 semaines d'imbibition. Cela a été observé pour les 3 bétons et peut être expliqué par le fait que les faces supérieures des éprouvettes n'ont pas été protégées pendant la période d'imbibition, conduisant ainsi à un séchage dans l'air ambiant ($T=21\pm 0,5\text{ }^\circ\text{C}$ et $HR_{amb}=66\pm 2\%$).

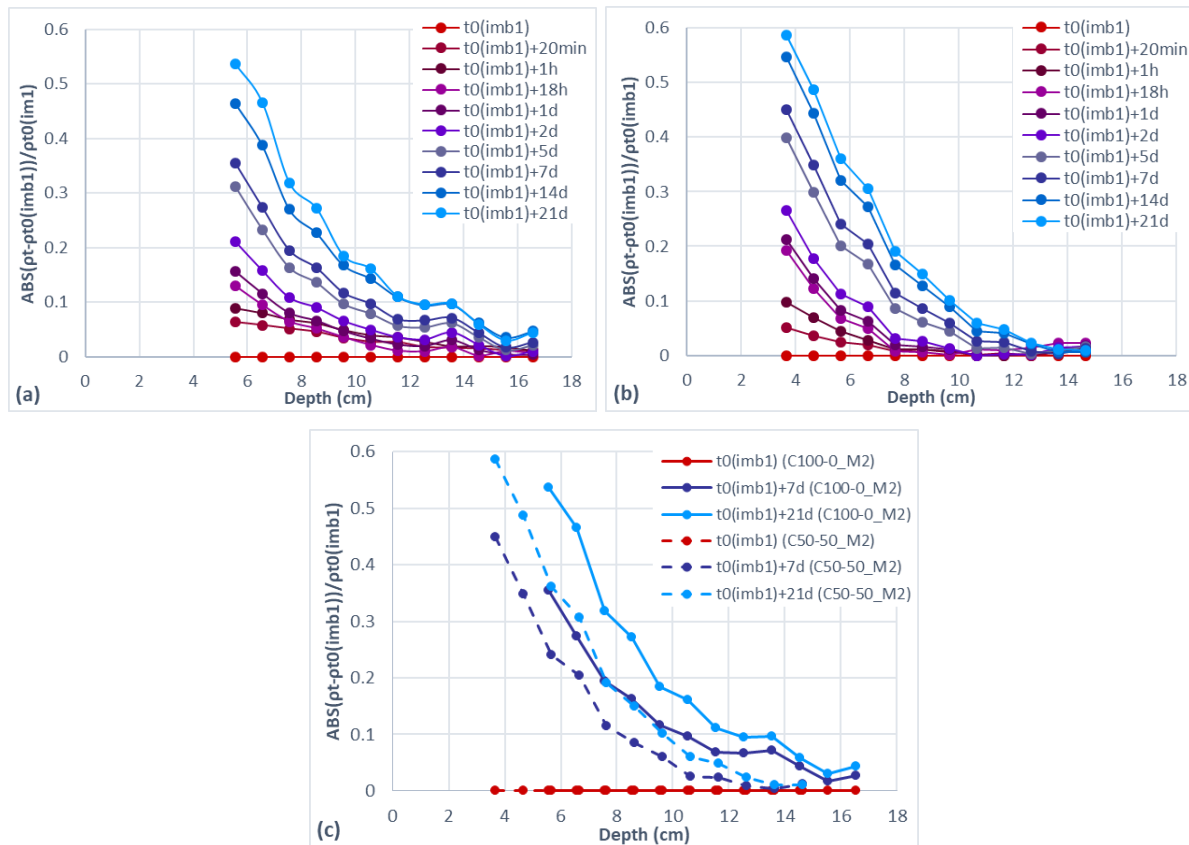


Fig. 5.13. Variation relative des profils de résistivité par rapport aux profils initiaux en valeur absolue à différentes échéances de l'imbibition : (a) C100-0_M2, (b) C50-50_M2, (c) superposition des deux éprouvettes C100-0_M2 et C50-50_M2.

Les **Fig. 5.13(a)**, **(b)** et **(c)** permettent de comparer les bétons C100-0 et C50-50. Tout d'abord, nous remarquons que les profils obtenus pour l'éprouvette C100-0_M2 sont légèrement décalés en profondeur par rapport à ceux de l'éprouvette C50-50_M2. Cela est clairement illustré dans la **Fig. 5.13(c)**. En effet, pour l'éprouvette C100-0_M2, la première mesure est obtenue à une profondeur de 5,5 cm à partir de la face de pénétration ($z=0$), tandis que celle de l'éprouvette C50-50_M2 est obtenue à une profondeur de 3,65 cm. Cela résulte d'un déplacement du capteur noyé pendant la fabrication des éprouvettes. La variation relative des profils de résistivité montre qu'en considérant la même profondeur et la même échéance de temps d'imbibition, l'éprouvette C100-0_M2 présente une variation plus élevée de la résistivité électrique en comparant avec l'éprouvette C50-50_M2. Par exemple, à une profondeur de

$z=6$ cm de la face inférieure et à 21 jours d'imbibition, la résistivité de l'éprouvette C100-0_M2 diminue de 50 % et celle de l'éprouvette C50-50_M2 diminue de 35 %. Ceci est attribué à la présence du laitier dans l'éprouvette C50-50_M2, provoquant un raffinement de la microstructure et donc, une propagation moins profonde du front d'eau. Des résultats similaires ont été observés dans le cadre des travaux de Ibro *et al.* (2021). En effet, une campagne d'imbibition capillaire a été réalisée sur des éprouvettes cylindriques fabriquées avec un béton B1 (à base de CEM I, E/C=0,43) et un béton B2 (à base de CEM V/A, E/C=0,38). La hauteur de remontée capillaire a été mesurée visuellement à la fin de l'imbibition. Il a été montré que, pour des éprouvettes cylindriques de hauteur 20 cm ayant un degré de saturation initial de 60 % au début de l'imbibition, le front d'eau n'atteint jamais la hauteur totale de l'échantillon. De plus, il a montré que la hauteur de remontée capillaire du béton B2 est quasiment égale à la moitié de celle du béton B1. Cette propagation moins profonde pour le béton contenant du laitier peut être attribuée à la microstructure plus fine de ce béton et la connectivité réduite de ses pores.

Enfin, les résultats montrent que les éprouvettes M2 ne sont pas complètement saturées après 3 semaines d'imbibition. Il se peut que la durée de la campagne d'imbibition ait été insuffisante pour obtenir une saturation complète des éprouvettes. Par ailleurs, il est important de rappeler que les profils de degré de saturation sont obtenus par conversion des profils de résistivité « apparente », considérés comme étant une bonne estimation locale de la résistivité « vraie » du matériau [Badr *et al.*, 2019]. En revanche, l'hypothèse que la résistivité « apparente » est égale à la résistivité « vraie » pourrait devenir moins fiable en présence d'un gradient de degré de saturation assez prononcé. Dans ce cas, un processus d'inversion serait nécessaire pour aboutir aux profils de résistivité vraie du matériau. En effet, pendant la campagne d'imbibition, aucune mesure de référence n'a été effectuée, comme par exemple le suivi des profils de degré de saturation par gammadensimétrie ou par capteurs THR [Villain *et al.*, 2015]. La réalisation de telles mesures aurait permis une comparaison avec les profils hydriques obtenus par capteurs noyés et donc une interprétation plus approfondie des résultats. Seuls les profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés seront utilisés pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque en conditions d'adsorption.

5.3.2. Estimation de la perméabilité intrinsèque

➤ Simulation de l'imbibition des éprouvettes M2

Les mêmes étapes de simulation décrites dans le paragraphe 5.2 sont adoptées pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque des bétons C70-30 et C50-50. Les paramètres d'entrée du modèle pour les bétons C70-30 et C50-50 sont inspirés de travaux réalisés dans la littérature, sur des bétons aux formulations et caractéristiques comparables à ceux étudiés dans cette thèse.

Reuge *et al.* (2024) ont étudié un béton au laitier (B2-F0) dont la formulation est très similaire à celle du béton C50-50. Le béton B2-F0 est formulé avec 50 % de CEM I et 50 % de laitier de haut fourneau, avec un rapport E/L=0,48. La perméabilité intrinsèque a été estimée par ajustement du modèle de Van Genuchten (VG) [Van Genuchten, 1980] sur des courbes de variation de teneur en eau volumique, obtenues pendant le séchage et l'imbibition d'éprouvettes cylindriques. Nous rappelons ci-dessous le modèle de VG exprimant le degré de saturation en fonction de l'humidité relative (**Eq. (5.3)**), ainsi que la loi de perméabilité relative exprimée en conditions d'adsorption $k_{rl,(ads)}$ (**Eq. (5.4)**). Reuge *et al.* (2024) adoptent les coefficients VG a et m déterminés en conditions d'adsorption, pour un béton au laitier comparable au B2-F0 [Ben Fraj *et al.*, 2012]. Les auteurs ont montré que le meilleur ajustement est obtenu pour une perméabilité intrinsèque égale à $1,7 \times 10^{-20} \text{ m}^2$, en fixant la valeur de l'exposant q à 0,25.

Ibro *et al.* (2021) utilisent le même modèle pour déterminer la perméabilité intrinsèque d'un béton B2 formulé avec du CEM V/A, contenant 54 % de clinker, 23 % de laitier et 23 % de cendre volante. Le calage du modèle a été réalisé sur des profils de degré de saturation obtenues lors de l'imbibition d'éprouvettes cylindriques. La perméabilité intrinsèque estimée par la simulation de l'imbibition est de $17 \times 10^{-20} \text{ m}^2$, en considérant une valeur de q égale à 2.

$$S_l(HR) = \left[1 + \left(-\frac{d_l RT}{M_l a} \frac{1}{a} \ln(HR) \right)^{\frac{1}{(1-m)}} \right]^{-m} \quad \text{Eq. (5.3)}$$

$$k_{rl,(ads)} = S_l^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(1 - S_l^{\frac{1}{m}} \right)^m \right]^q \quad \text{Eq. (5.4)}$$

Tableau 5.4. Paramètres d'entrée du modèle adoptés pour des bétons au laitier.

Béton	E/C	ϕ (%)	$a(ads)$ (MPa)	$a(des)$ (MPa)	m (-)	q (-)	K_I (10^{-20} m ²)
B2-F0 [Reuge <i>et al.</i> , 2024]	0,48	11,0	9,97	9,97	0,46	0,25	1,7
B2 [Ibro <i>et al.</i> , 2021]	0,38	13,9	10,45		0,42	2	17
B2 [Ibro <i>et al.</i> , 2021]	0,38	13,9		33,23	0,33	2	1,3

Le **Tableau 5.5** récapitule les paramètres d'entrée adoptés pour la simulation de l'imbibition des éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2. Nous rappelons également les paramètres adoptés pour la simulation de l'imbibition de l'éprouvette C100-0_M2. Les paramètres d'adsorption $a(ads)$ et m sont ajustés de manière à minimiser l'erreur quadratique moyenne (RMSE (%)) entre les profils numériques et expérimentaux. L'équation (5.4) est utilisée pour exprimer la perméabilité relative en conditions d'adsorption, en faisant varier la valeur de l'exposant q . L'état initial S_{i0} (%) des éprouvettes correspond aux profils de degré de saturation obtenus par capteur noyé à l'échéance $t_0(imb1)$ et les conditions aux limites $S_{l_{ext1}}$ (%) et $S_{l_{ext2}}$ (%) représentent respectivement les degrés de saturation au niveau des faces inférieures et supérieures des éprouvettes. La valeur de $S_{l_{ext1}}$ est fixée à 100% étant donné que la face inférieure des éprouvettes est en contact avec l'eau, tandis que $S_{l_{ext2}}$ dépend de l'humidité relative ambiante et est calculée à l'aide de l'Eq. (5.3).

Tableau 5.5. Paramètres d'entrée du modèle adoptés pour la simulation de l'imbibition des éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2.

		C100-0_M2	C70-30_M2	C50-50_M2
Porosité	ϕ (%)	14,1	13,3	12,7
Paramètres d'adsorption	$a(ads)$ (MPa)	18	30	30
	m (-)	0,4	0,46	0,46
Perméabilité intrinsèque	K_I (m ²)			
Etat initial	S_{i0} (%)	Profil de S_i (%) obtenu par capteur noyé à $t_0(imb1)$	Profil de S_i (%) obtenu par capteur noyé à $t_0(imb1)$	Profil de S_i (%) obtenu par capteur noyé à $t_0(imb1)$
Humidité relative ambiante	HR_{amb} (%)	66±2 %	66±2 %	66±2 %
Conditions aux limites	$S_{l_{ext1}}$ (%)	100 %	100 %	100 %
	$S_{l_{ext2}}$ (%)	44,17 % (Eq. (5.3))	51,57 % (Eq. (5.3))	51,57 % (Eq. (5.3))
Perméabilité relative	$k_{rl,(ads)}$ (-)	Eq. (5.4)	Eq. (5.4)	Eq. (5.4)

Les **Fig. 5.14(a)** et **(b)** montrent l'ajustement du modèle aux profils de degré de saturation obtenus par capteur noyé à la fin de l'imbibition ($t_0(imb1)+21d$), pour les éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2 respectivement. De plus, le **Tableau 5.6** présente la valeur de RMSE (%) calculée entre les profils numériques et expérimentaux pour les deux bétons. De

manière générale, les résultats montrent de bons ajustements entre les profils numériques et expérimentaux.

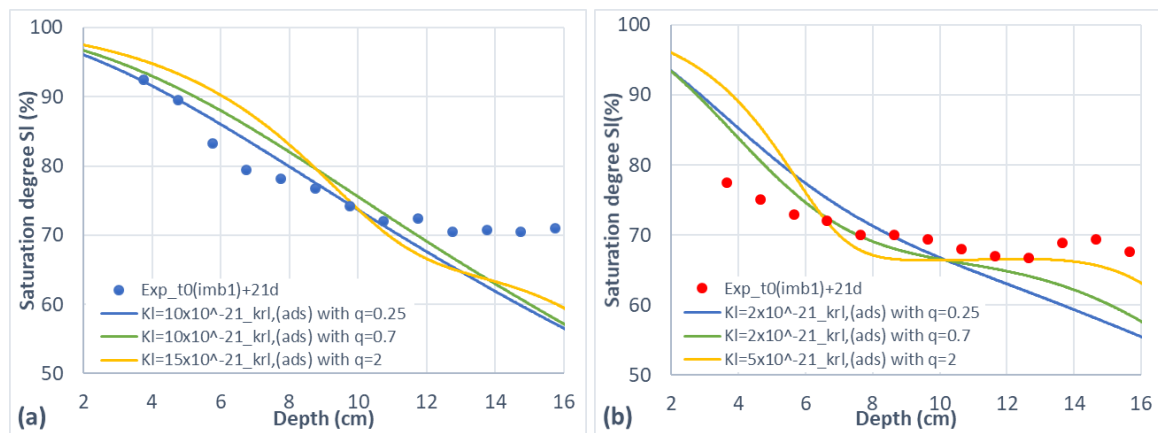


Fig. 5.14. Estimation de la perméabilité intrinsèque par ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés à $t_0(imb1)+21j$: (a) C70-30_M2, (b) C50-50_M2.

Tableau 5.6. RMSE calculée entre les profils numériques et expérimentaux obtenus à 21 jours d'imbibition pour les éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2.

	C100-0_M2			C70-30_M2			C50-50_M2		
q (-)	0,25	0,7	2	0,25	0,7	2	0,25	0,7	2
K_I (10^{-21} m ²)	2	5	15	10	10	15	2	2	5
RMSE (%)	7,383	6,068	4,959	5,881	5,852	6,155	6,634	4,978	5,385

Pour le béton C70-30, la perméabilité intrinsèque estimée est de l'ordre de $\sim 10^{-20}$ m², comparable à celle du béton B2-F0 [Reuge *et al.*, 2024]. La **Fig. 5.14(a)** montre que cette valeur de perméabilité permet un bon alignement entre le modèle et le profil expérimental, notamment pour les 10 premiers centimètres, soit du côté de la face de pénétration. Une légère divergence est observée dans la partie supérieure de l'éprouvette, probablement en raison de la tendance horizontale du profil de degré de saturation expérimental. En effet, il est important de souligner que ces profils de degré de saturation sont obtenus par conversion de profils de résistivité « apparente », considérés comme une bonne estimation des profils vrais. Cependant, cette hypothèse peut devenir invalide en présence d'un gradient de degré de saturation, rendant le matériau non homogène. De plus, la divergence observée peut être attribuée à l'incertitude du modèle vis-à-vis des conditions aux limites. Celles-ci dépendent fortement des paramètres d'adsorption ajustés aux mesures expérimentales. En effet, l'absence de mesures expérimentales à proximité des extrémités rend l'estimation de ces paramètres moins précise. Une étude des isothermes serait intéressante afin de déterminer les valeurs appropriées de

$a(ads)$ et m correspondant à nos bétons. Enfin, nous remarquons que la variation de l'exposant q (**Eq. (5.4)**) n'a pas d'influence sur la valeur estimée de la perméabilité. Cela est également illustré dans le **Tableau 5.6**, montrant des valeurs de RMSE très similaires pour les trois valeurs de q considérées.

Pour le béton C50-50, la **Fig. 5.14(b)** indique que la perméabilité intrinsèque estimée est inférieure à celle du béton C70-30 (de l'ordre de 10^{-21} m^2 pour les trois valeurs de q considérées). Contrairement au béton C70-30, la valeur de q adoptée semble affecter notablement l'allure du profil numérique : en augmentant la valeur de q , le profil montre une chute plus marquée aux extrémités et une tendance horizontale en cœur de l'éprouvette, similaire à celle obtenue expérimentalement. Une valeur intermédiaire de q ($q=0,7$) semble correspondre le mieux aux données expérimentales. Pour le béton C70-30, les profils de saturation présentent une allure quasiment similaire pour les 3 valeurs de q , probablement en raison de sa perméabilité intrinsèque plus élevée. Ainsi, en adoptant une valeur plus élevée de perméabilité intrinsèque, l'influence de l'exposant q sur la forme des profils numériques est atténuée.

En comparant ces résultats avec ceux du béton de référence (C100-0), nous observons que pour ce dernier, la valeur de l'exposant q influence à la fois la forme du profil numérique et la perméabilité intrinsèque estimée. Une valeur de q égale à 2 et une perméabilité intrinsèque de $15 \times 10^{-21} \text{ m}^2$ donnent le meilleur ajustement, montrant un profil de saturation presque horizontal en profondeur de l'éprouvette. En revanche, des valeurs moins élevées de q compliquent l'ajustement du modèle aux points expérimentaux, surtout dans la partie supérieure de l'éprouvette. Le déplacement du capteur noyé pendant la fabrication a entraîné un manque de mesures près du front d'eau, ce qui est préjudiciable pour l'analyse des résultats.

Malgré les incertitudes liées aux mesures expérimentales et au modèle lui-même, les valeurs de perméabilité intrinsèque obtenues sont comparables à celles rapportées dans la littérature. Ces perméabilités seront comparées à celles obtenues par la simulation de l'expérience de séchage.

➤ **Simulation du séchage des éprouvettes D1**

Dans cette partie, le modèle de transport est ajusté aux données expérimentales obtenues par les mesures de référence, qui sont les courbes de perte de masse et les profils de degré de saturation obtenus par gammadensimétrie à $t=6$ mois de séchage des éprouvettes D1. Nous rappelons que ces dernières ont été séchées à une température de $21 \pm 0,5 \text{ }^\circ\text{C}$ et une humidité relative ambiante de $55 \pm 3 \%$.

Comme nous l'avons expliqué dans le paragraphe 5.2, l'expression de $k_{rl,(ads)}$ en fonction de S_l (**Eq. (5.4)**) n'est valide qu'en conditions d'adsorption. Dans la plupart des travaux de la littérature, cette expression est appliquée même en conditions de désorption, en raison de l'absence d'une loi analytique simple décrivant la perméabilité relative en conditions de séchage. Dans ce travail, nous nous inspirons des travaux de Reuge *et al.* (2024) qui ont déterminé une loi empirique de perméabilité relative en conditions de désorption (**Eq. (5.5)**). Cette loi est obtenue par ajustement du modèle de Van Genuchten à des courbes de variation de teneur en eau, obtenues lors du séchage du béton B2-F0. Le coefficient α est ajusté de manière à ce que les expressions de $k_{rl,(ads)}$ et $k_{rl,(des)}$ aient des pentes similaires pour des degrés de saturation compris entre 30 % et 90 %, tandis que le coefficient β est ajusté pour optimiser l'ajustement des simulations numériques aux mesures expérimentales. Les valeurs des coefficients α et β apparaissant dans l'**Eq. (5.5)** varient en fonction de la valeur de l'exposant q apparaissant dans l'**Eq. (5.4)** (voir **Tableau 5.7**). La simulation du séchage du béton B2-F0 montre le meilleur ajustement pour des valeurs de α et β respectivement égales à 1,2 et 12,15 [Reuge *et al.*, 2024]. Dans cette étude, les différentes paires de valeurs (α , β) figurant dans le **Tableau 5.7** sont testées, pour chacun des bétons, afin de trouver le meilleur ajustement entre le modèle et les données expérimentales.

$$k_{rl,(des)} = \exp \left[\ln(10) \times \beta \times \frac{S_l - 1}{1 + 2,345 S_l^{0,05} - 3,32 S_l^\alpha} \right] \left(2 - \frac{0,7}{S_l^{0,315}} \right) / 1,3 \quad \text{Eq. (5.5)}$$

Tableau 5.7. Valeurs des coefficients α et β de l'expression de $k_{rl,(des)}$ correspondant à chaque valeur considérée de l'exposant q .

q ($k_{rl,(ads)}$)	α ($k_{rl,(des)}$)	β ($k_{rl,(des)}$)
0,25	1,2	12,15
0,7	1,9	17
2	2,7	21

Le **Tableau 5.8** récapitule les paramètres d'entrée ainsi que les conditions initiales et les conditions aux limites considérés pour la simulation du séchage unidirectionnel des éprouvettes D1. Ces dernières étant préalablement saturées sous vide, nous considérons que la condition initiale S_{l0} est fixée à 100 %. Les conditions aux limites $S_{l_{ext1}}$ et $S_{l_{ext2}}$ dépendent de l'humidité relative ambiante (imposée par la solution saline de nitrate de magnésium concentrée) et sont obtenues à partir de l'**Eq. (5.3)**. Etant donné la quantité de paramètres inconnus, nous considérons que les paramètres de sorption sont invariants et maintenons les valeurs précédemment utilisées pour la simulation de l'imbibition ($a(des)=a(ads)=30$ MPa et $m=0,46$). Les **Fig. 5.15** et **5.16** montrent l'ajustement du modèle de transport aux mesures de

référence obtenues expérimentalement pendant le séchage des éprouvettes C70-30_M1 et C50-50_D1 respectivement. De plus, le **Tableau 5.9** présente les valeurs de RMSE (%) calculées entre les courbes numériques et expérimentales pour chacune des deux éprouvettes.

Tableau 5.8. Paramètres d'entrée du modèle adoptés pour la simulation du séchage unidirectionnel des éprouvettes C70-30_D1 et C50-50_D1.

		C100-0_D1	C70-30_D1	C50-50_D1
Porosité	φ (%)	14,1	13,3	12,7
Paramètres de désorption	$a(des)$	18	30	30
	(MPa)			
	m (-)	0,4	0,46	0,46
Perméabilité intrinsèque	K_I (m ²)			
Etat initial	S_{I0} (%)	100 %	100 %	100 %
Humidité relative ambiante	HR_{amb} (%)	55±3 %	55±3 %	55±3 %
Conditions aux limites	S_{Iext1} (%)	35,52 % (Eq. (5.3))	40,04 % (Eq. (5.3))	40,04 % (Eq. (5.3))
	S_{Iext2} (%)	35,52 % (Eq. (5.3))	40,04 % (Eq. (5.3))	40,04 % (Eq. (5.3))
Perméabilité relative	$k_{rl,(des)}$ (-)	Eq. (5.5)	Eq. (5.5)	Eq. (5.5)

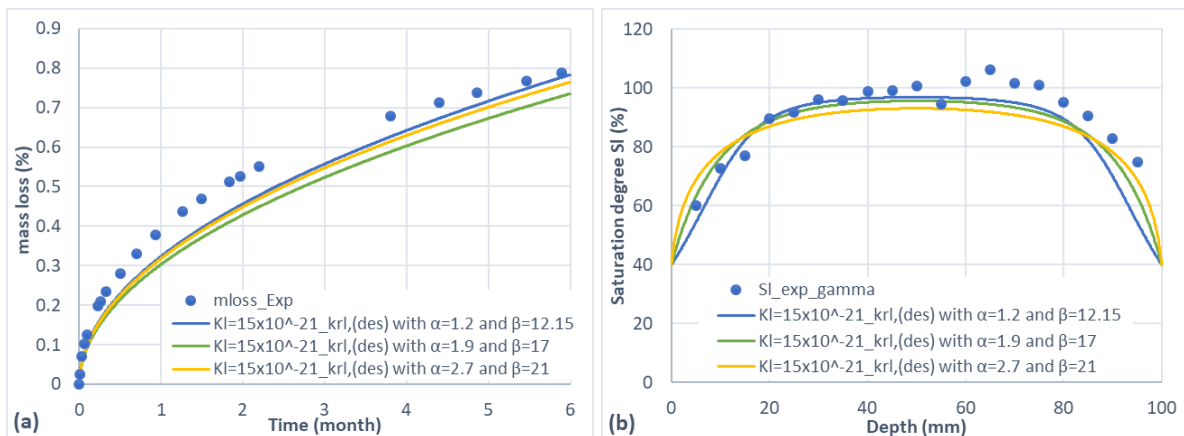


Fig. 5.15. Ajustement du modèle de transport aux mesures de référence obtenues pendant le séchage de l'éprouvette C70-30_D1 : (a) courbes de perte de masse, (b) profils de degré de saturation à $t=6$ mois de séchage.

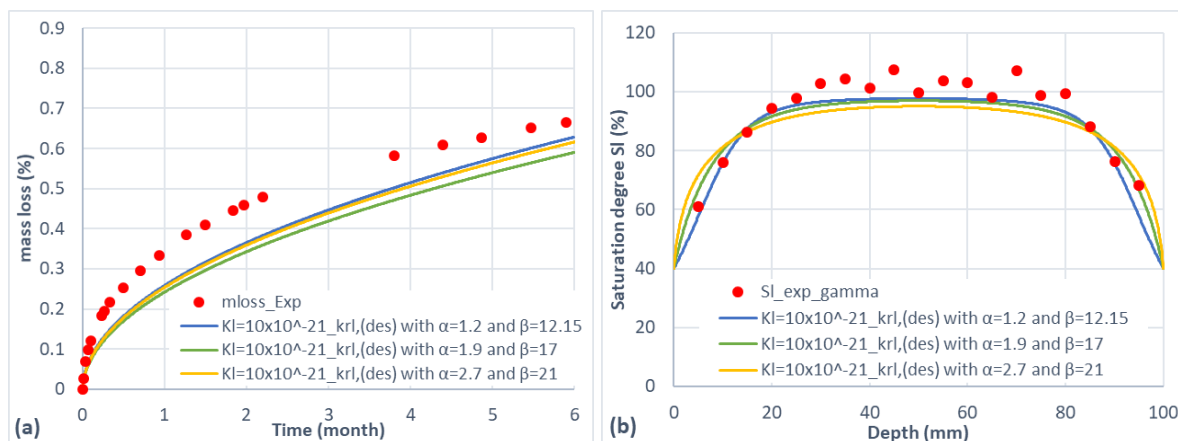


Fig. 5.16. Ajustement du modèle de transport aux mesures de référence obtenues pendant le séchage de l'éprouvette C50-50_D1 : (a) courbes de perte de masse, (b) profils de degré de saturation à $t=6$ mois de séchage.

Tableau 5.9. RMSE calculée entre les courbes numériques et expérimentales obtenues pendant le séchage unidirectionnel des éprouvettes D1.

	C100-0_D1			C70-30_D1			C50-50_D1		
(α, β)	(1,2, 12,15)	(1,9, 17)	(2,7, 21)	(1,2, 12,15)	(1,9, 17)	(2,7, 21)	(1,2, 12,15)	(1,9, 17)	(2,7, 21)
K_i (m^2)	80×10^{-21}			15×10^{-21}			10×10^{-21}		
RMSE (%) (courbes de perte de masse)	10,664	15,652	17,253	4,836	7,096	5,483	6,739	8,688	7,311
RMSE (%) (profils de degré de saturation)	13,206	8,323	6,181	7,359	6,269	7,519	5,440	5,928	7,814

Les résultats montrent que la perméabilité intrinsèque des bétons C70-30 et C50-50 estimée par le séchage unidirectionnel de la série D1 est de l'ordre de $\sim 10^{-20} m^2$. Cet ordre de grandeur est identique à celui du béton B2-F0 [Reuge *et al.*, 2024] et celui du béton B2 [Ibro *et al.*, 2021] (voir **Tableau 5.4**). Pour le béton C70-30, la perméabilité intrinsèque estimée par la simulation du séchage de l'éprouvette D1 est comparable à celle obtenue par la simulation de l'imbibition de l'éprouvette M2 dans le paragraphe précédent.

Les paramètres d'entrée adoptés ainsi que l'expression décrivant la perméabilité relative en conditions de désorption permettent un bon ajustement entre le modèle et les données expérimentales, notamment au niveau des profils de degré de saturation (**Fig. 5.15(b)** et **Fig. 5.16(b)**). En effet, le modèle semble sous-estimer les pertes de masse mesurées expérimentalement. Aucune cause ne semble pouvoir interpréter ces écarts, étant donné que le protocole de séchage a été rigoureusement contrôlé. L'idéal aurait été de surveiller

l'humidité relative dans le dessiccateur à l'aide d'une sonde tout au long de la période de séchage.

De légères divergences sont également observées entre les profils de degré de saturation prédits numériquement et ceux obtenus par gammadensimétrie. Pour le béton C70-30, la **Fig. 5.15(b)** indique que les divergences sont principalement observées dans la partie inférieure de l'éprouvette. Ceci peut être attribué au fait que le profil expérimental n'est pas parfaitement symétrique, révélant une légère ségrégation dans le matériau. De plus, il convient de souligner l'incertitude associée à la mesure par gammadensimétrie, particulièrement mise en évidence pour le béton C50-50 (**Fig. 5.16(b)**) où des degrés de saturation expérimentaux dépassent 100 % à cœur de l'échantillon.

Enfin, nous observons que la variation des coefficients (α, β) , apparaissant dans l'équation de $k_{rl,(des)}$, n'a quasiment aucun effet sur la forme des courbes numériques ni sur la valeur estimée de perméabilité intrinsèque. Cette observation est également illustrée dans le **Tableau 5.9**, qui montre des valeurs de RMSE très similaires pour les trois paires de (α, β) considérées. En effet, nous rappelons que cette expression a été déterminée par ajustement aux mesures expérimentales spécifiques du béton B2-F0 [Reuge *et al.*, 2024]. Malgré le fait que le béton B2-F0 soit très comparable au béton C50-50, il est difficile de garantir la validité absolue de cette loi pour toutes les expériences et tous types de béton. Cette incertitude par rapport au modèle adopté peut également expliquer les divergences observées. Bien que l'utilisation de cette expression reste discutable, elle a néanmoins permis de bien simuler le transfert hydrique dans le béton en conditions de séchage.

➤ Simulation du séchage des éprouvettes M1

Dans cette partie, les profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés pendant le séchage de la série M1 sont utilisés pour l'estimation de la perméabilité intrinsèque. Comme nous l'avons évoqué dans le paragraphe 5.1.1, les éprouvettes instrumentées M1 ont subi 3 phases différentes pendant leur séchage (**Tableau 5.1**). Nous rappelons que la phase I de 111 jours consiste en un séchage tri-dimensionnel des éprouvettes dans une étuve à $T=45$ °C et $HR_{amb}=50$ %. Ensuite, les éprouvettes ont été résinées latéralement et emballées dans des sacs en plastique pour homogénéisation pendant 15 jours (phase II). Enfin, elles ont été placées en étuve pour subir un séchage unidirectionnel pendant 40 jours, à $T=45$ °C et $HR_{amb}=50$ % (phase III).

Il est important de souligner que le modèle de transport utilisé dans ce travail est applicable uniquement pour les phénomènes de transfert unidirectionnel. C'est pourquoi, seule

la phase III correspondant au séchage unidirectionnel sera considérée dans cette section. Il faut noter que pendant cette phase III, nous ne disposons que de deux mesures expérimentales : une mesure effectuée en début du séchage unidirectionnel (à $t_0(sec)+126d$) et une mesure effectuée à la fin du séchage unidirectionnel (à $t_0(sec)+166d$). Le premier profil de degré de saturation sera alors considéré comme étant l'état initial S_{t_0} des éprouvettes ($t_0'(sec)=t_0(sec)+126d$) et le dernier profil ($t_0'(sec)+40d=t_0(sec)+166d$) sera utilisé pour l'ajustement du modèle de transport et l'estimation de la perméabilité intrinsèque.

Les paramètres d'entrée adoptés pour la simulation du séchage unidirectionnel des éprouvettes C70-30_M1 et C50-50_M1 sont présentés dans le **Tableau 5.10**. Les paramètres de désorption $a(des)$ et m ont été légèrement ajustés pour assurer le meilleur alignement entre le modèle et les profils expérimentaux. Comme pour l'éprouvette C100-0_M1, le calage du modèle aux profils expérimentaux a été possible uniquement pour une perméabilité intrinsèque de l'ordre en $10^{-19} m^2$, en fixant les valeurs de α et β à 1,2 et 12,15 respectivement.

Tableau 5.10. Paramètres d'entrée du modèle adoptés pour la simulation du séchage unidirectionnel (phase III) des éprouvettes C70-30_M1 et C50-50_M1.

		C100-0_M1	C70-30_M1	C50-50_M1
Porosité	ϕ (%)	14,1	13,3	12,7
Paramètres de désorption	$a(des)$ (MPa)	12	20	35
	m (-)	0,47	0,46	0,46
Perméabilité intrinsèque	K_I (m^2)	800×10^{-21}	700×10^{-21}	600×10^{-21}
Etat initial	S_{t_0} (%)	Profil de S_t (%) obtenu par capteur noyé à $t_0'(sec)=t_0(sec)+105d$	Profil de S_t (%) obtenu par capteur noyé à $t_0'(sec)=t_0(sec)+126d$	Profil de S_t (%) obtenu par capteur noyé à $t_0'(sec)=t_0(sec)+126d$
Humidité relative ambiante	HR_{amb} (%)	50 ± 1 %	50 ± 1 %	50 ± 1 %
Conditions aux limites	S_{lex1} (%)	15,95 % (Eq. (5.3))	26,07 % (Eq. (5.3))	40,22 % (Eq. (5.3))
	S_{lex2} (%)	15,95 % (Eq. (5.3))	26,07 % (Eq. (5.3))	40,22 % (Eq. (5.3))
Perméabilité relative	$k_{r,(des)}$ (-)	Eq. (5.5) avec $\alpha=1,2$ et $\beta=12,15$	Eq. (5.5) avec $\alpha=1,2$ et $\beta=12,15$	Eq. (5.5) avec $\alpha=1,2$ et $\beta=12,15$

Les **Fig. 5.17(a)** et **(b)** montrent l'ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus par capteur noyé lors du séchage unidirectionnel des éprouvettes C70-30_M1 et C50-50_M1 respectivement. En outre, le **Tableau 5.11** présente les valeurs de RMSE (%) calculées entre les profils numériques et expérimentaux pour chacune des éprouvettes.

Les résultats ci-dessous montrent un bon alignement entre le modèle et les profils expérimentaux pour les paramètres d'entrée considérés, avec des valeurs de RMSE de l'ordre

de 1 %. Tout d'abord, nous remarquons que le profil obtenu par le modèle à $t_0'(sec)$ n'est pas symétrique, contrairement à celui obtenu après 40 jours de séchage, et présente des hétérogénéités qui reflètent celles observées expérimentalement. Cela s'explique par le fait que le profil numérique à $t_0'(sec)$ correspond au profil initial mesuré expérimentalement, qui a été utilisé comme paramètre d'entrée dans le modèle.

De plus, quelques divergences sont observées entre les profils numériques et expérimentaux à 40 jours de séchage, attribuées principalement à l'asymétrie des profils expérimentaux obtenus par capteurs noyés. En effet, le séchage tridimensionnel préalable des éprouvettes M1 (phase I) a peut-être entraîné un séchage plus prononcé dans certaines zones plus poreuses de l'éprouvette. De plus, ce séchage tridimensionnel des éprouvettes pendant plus de 3 mois a pu provoquer l'apparition de nouveaux chemins de percolation, augmentant ainsi la perméabilité du béton. Cela pourrait expliquer le facteur 10 observé entre la perméabilité estimée par les mesures de référence ($\sim 10^{-20} \text{ m}^2$) et celle estimée par capteurs noyés ($\sim 10^{-19} \text{ m}^2$). Par ailleurs, nous rappelons que les séries D1 et M1 présentent des géométries différentes et ont été soumises à des conditions de cure et de séchage distinctes, rendant ainsi leur comparaison complexe.

Enfin, nous pouvons attribuer ces divergences en partie à certaines sources d'incertitude liées à la conversion des profils de résistivité obtenus lors du séchage. En effet, les profils de résistivité mesurés à 45 °C ont été corrigés en utilisant la loi d'Arrhenius. Comme nous l'avons mentionné, certains paramètres de cette loi (tels que l'énergie d'activation) sont inspirés des travaux de Badr *et al.* (2022) réalisés sur un béton à base de CEM I, ce qui implique que la présence du laitier n'a pas été prise en compte dans le calcul. De plus, les courbes de calibration peuvent également présenter une source d'erreur, notamment en raison de la dispersion des mesures à faibles degrés de saturation. En revanche, malgré les différentes sources d'incertitudes citées ci-dessus, la perméabilité intrinsèque estimée par capteurs noyés reste dans l'ordre de grandeur reporté dans la littérature [Ibro *et al.*, 2021]. Afin d'obtenir une vision plus claire des résultats obtenus, le paragraphe suivant présente un récapitulatif des principaux résultats obtenus durant la simulation des différentes expériences réalisées sur les 3 bétons.

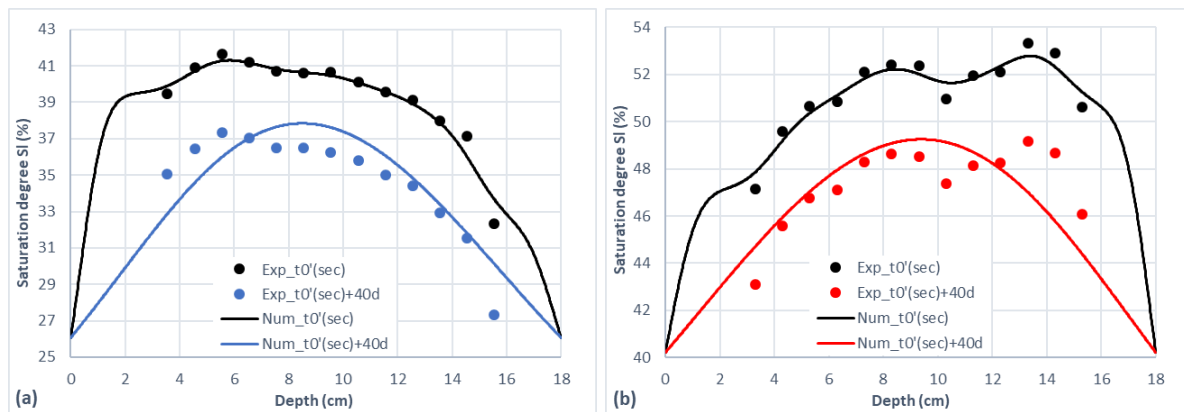


Fig. 5.17. Ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés après 40 jours de séchage unidirectionnel : (a) C70-30_M1, (b) C50-50_M1.

Tableau 5.11. RMSE calculée entre les profils de degré de saturation numériques et expérimentaux obtenus pendant la phase de séchage unidirectionnel des éprouvettes M1.

	C100-0_M1	C70-30_M1	C50-50_M1
(α, β)	(1,2, 12,15)		
K_l (m ²)	800×10^{-21}	700×10^{-21}	600×10^{-21}
RMSE (%)	1,567	1,407	1,349

5.4. Récapitulatif des principaux résultats de simulation

Dans cette partie, nous comparons les principaux résultats obtenus par la simulation des différentes expériences menées sur les 3 bétons. Le **Tableau 5.12** récapitule les paramètres de sorption, les valeurs de perméabilité intrinsèque ainsi que les expressions de perméabilité relative qui ont conduit au meilleur ajustement entre le modèle de transport et les mesures expérimentales.

Tableau 5.12. Récapitulatif des principaux résultats obtenus par la simulation des essais de séchage et d'imbibition des 3 bétons.

		$a(ads)$ (MPa)	$a(des)$ (MPa)	m (-)	q Eq. (5.4)	(α, β) Eq. (5.5)	K_I (10^{-21} m^2)	RMSE (%)
C100-0	Suivi de l'imbibition par capteur noyé (M2)	18		0,4	2		15	4,959
	Suivi du séchage par perte de masse et gammadensimétrie (D1)		18	0,4		(2,7, 21)	80	17,253/6,181
	Suivi du séchage par capteur noyé (M1)		12	0,47		(1,2, 12,15)	800	1,567
C70-30	Suivi de l'imbibition par capteur noyé (M2)	30		0,46	0,7		10	5,852
	Suivi du séchage par perte de masse et gammadensimétrie (D1)		30	0,46		(1,2, 12,15)	15	4,836/7,359
	Suivi du séchage par capteur noyé (M1)		20	0,46		(1,2, 12,15)	700	1,407
C50-50	Suivi de l'imbibition par capteur noyé (M2)	30		0,46	0,7		2	4,978
	Suivi du séchage par perte de masse et gammadensimétrie (D1)		30	0,46		(1,2, 12,15)	10	6,739/5,440
	Suivi du séchage par capteur noyé (M1)		35	0,46		(1,2, 12,15)	600	1,349

Tout d'abord, nous remarquons que les paramètres de sorption (a et m) choisis sur la base des travaux antérieurs ont été adaptés pour la simulation de nos différentes expériences. Une modification de ces paramètres a été indispensable pour la simulation du séchage de la série M1 afin d'obtenir un ajustement possible entre le modèle et les profils expérimentaux.

Globalement, le capteur noyé a démontré sa capacité à fournir un ordre de grandeur de la perméabilité intrinsèque conforme et comparable aux valeurs trouvées dans la littérature [Baroghel-Bouny, 1994, Thiery *et al.*, 2007, Ibro *et al.*, 2021, Reuge *et al.*, 2023]. En général, la simulation de l'imbibition de la série M2 et celle du séchage unidirectionnel de la série D1 montrent que la perméabilité intrinsèque des bétons est de l'ordre de $\sim 10^{-20} m^2$. Une perméabilité 10 fois plus élevée est observée lors de la simulation du séchage de la série M1. Cela est principalement dû aux conditions de séchage particulières que les éprouvettes M1 ont subies, nous ayant conduit à adopter certaines hypothèses potentiellement discutables.

Enfin, les lois de perméabilité relatives inspirées des travaux de Reuge *et al.* (2024) (Eq. (5.4) et (5.5)) ont généralement conduit à des ajustements satisfaisants entre le modèle et les données expérimentales. En comparant entre les 3 bétons, nous remarquons de légères différences vis-à-vis des valeurs des coefficients ajustables q , α et β . Ceci peut être dû, d'une part, à la différence entre les matériaux (présence ou non de laitier) et entre les expériences

simulées et, d'autre part, à l'incertitude du modèle vis-à-vis de ces expressions. En effet, ces lois de sorption sont des relations empiriques ajustables à des mesures expérimentales, ce qui ne permet pas de garantir leur pertinence absolue. Par ailleurs, la validité du modèle de Van Genuchten a été déjà critiquée dans la littérature. Ibro *et al.* (2021) ont comparé l'approche de Van Genuchten avec le modèle de réseau poreux développé par [Ranaivomanana *et al.*, 2011, Ranaivomanana *et al.*, 2013], pour la simulation des phénomènes hydriques dans le béton. Les auteurs ont critiqué les résultats obtenus par le modèle de Van Genuchten, montrant des variations significatives dans les valeurs de perméabilité intrinsèque selon les expériences simulées, avec une sous-estimation de ce paramètre d'environ deux ordres de grandeur en comparant avec les valeurs expérimentales. Cela suggère que les divergences observées entre nos mesures expérimentales et les résultats obtenus par le modèle pourraient nous conduire à remettre en question la validité du modèle.

5.5. Conclusion

Dans ce chapitre, la perméabilité intrinsèque des bétons a été estimée par analyse inverse de profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés. Des campagnes de séchage et d'imbibition ont été menées sur des éprouvettes instrumentées avec ces capteurs noyés. Les profils de résistivité ont été enregistrés pendant la période de séchage et d'imbibition et ont été convertis en profils de degré de saturation, en utilisant les courbes de calibration établies pour chacun des bétons étudiés. L'estimation de la perméabilité intrinsèque a été effectuée par ajustement du modèle de transport sur les profils de degré de saturation obtenus expérimentalement.

Les résultats expérimentaux ont mis en évidence la capacité du capteur noyé à suivre l'état hydrique des éprouvettes, même sur des bétons fortement résistifs comme les bétons au laitier. De plus, les résultats de simulations numériques ont montré que les profils de degré de saturation obtenus par conversion de profils de résistivité, permettent de bien estimer l'ordre de grandeur de perméabilité pour les 3 bétons. Des différences dans les valeurs de perméabilité intrinsèque ont été observées entre les expériences simulées et ont été attribuées aux conditions expérimentales ainsi qu'aux hypothèses adoptées durant les simulations.

En premier lieu, les incertitudes expérimentales peuvent provenir des mesures obtenues lors de l'imbibition de la série M2. En effet, les profils de degré de saturation sont obtenus à partir de profils de résistivité « apparente », supposés approximativement égaux aux profils « vrais ». Cependant, pendant l'imbibition, un gradient de degré de saturation se forme rapidement au sein de l'éprouvette, ce qui nécessiterait une inversion des profils de résistivité

« apparente » pour aboutir aux profils de résistivité « vraie ». De plus, les incertitudes proviennent également des conditions de séchage particulières de la série M1, qui ont nécessité l'adoption de certaines hypothèses lors de la simulation, notamment la considération d'un état initial suffisamment sec. Enfin, les incertitudes expérimentales peuvent être apportées par les courbes de calibration ainsi que par la correction de l'effet de la température sur les mesures de résistivité.

En second lieu, les divergences observées dans les résultats peuvent être expliquées par certaines hypothèses considérées lors des simulations numériques. En effet, la modélisation des phénomènes de transfert nécessite la connaissance de certains paramètres d'entrée, notamment la porosité φ , les paramètres de sorption a et m et la perméabilité intrinsèque K_i . Etant donné que nous ne disposons que de la porosité déterminée expérimentalement, les paramètres a , m et K_i ont été ajustés afin d'aboutir au meilleur ajustement possible aux données expérimentales. De plus, les expressions de perméabilité relative adoptées ainsi que le choix de certains coefficients apparaissant dans ces expressions peuvent également justifier la divergence observée dans les résultats de simulation.

Malgré toutes les incertitudes présentées ci-dessus, les résultats de perméabilité intrinsèque se situent dans la même plage de valeurs obtenues dans la littérature. Dans le chapitre suivant, nous présentons les campagnes d'imbibition et de marnage d'eau salée réalisées sur des éprouvettes instrumentées en condition non saturée. L'objectif est de tester la capacité du capteur noyé à évaluer une autre propriété de transport essentielle, à savoir le coefficient de diffusion des ions chlorure.

Chapitre 6 : Suivi de la pénétration des chlorures

Dans le chapitre précédent, nous avons présenté les profils de degré de saturation obtenus par capteur noyé lors des essais de séchage et d'imbibition d'eau douce, effectués sur les séries d'éprouvettes M1 et M2. Ces profils expérimentaux ont été utilisés pour estimer la perméabilité intrinsèque, en simulant ces différentes expériences à l'aide du modèle présenté dans le chapitre 3. Notre méthodologie basée sur le capteur noyé a ainsi démontré sa capacité à suivre l'état hydrique du béton pendant le séchage et l'imbibition en eau douce et à fournir une estimation de la perméabilité à l'eau proche de celles rapportées dans la littérature.

Une deuxième propriété de transfert à déterminer est le coefficient de diffusion des chlorures. Comme mentionné précédemment, les chlorures pénètrent par diffusion dans les zones saturées du béton et par convection avec l'eau liquide lorsque le béton est partiellement saturé. Pour évaluer la capacité de notre approche à estimer le coefficient de diffusion du béton, les profils de résistivité ont été suivis lors de la pénétration des chlorures sous différentes conditions : diffusion en milieu saturé, imbibition d'eau salée et cycles de marnage (humidification/séchage) en conditions non saturées. Dans ce qui suit, nous allons présenter ces trois campagnes expérimentales, en décrivant pour chacune le protocole, la répartition des corps d'épreuve ainsi que les principaux résultats obtenus.

6.1. Diffusion des chlorures en conditions saturées

6.1.1. Répartition des corps d'épreuve et pré-conditionnement

La campagne de diffusion a été réalisée sur des éprouvettes instrumentées et non-instrumentées, fabriquées à partir des gâchées de la campagne I (voir **Tableau 4.3**). Les éprouvettes instrumentées de la série M3 (de dimensions $\varnothing 11 \times 18$ cm) ont été sélectionnées pour suivre les profils de résistivité à l'aide du capteur noyé durant la pénétration des chlorures. En outre, deux éprouvettes non-instrumentées pour chaque béton (numérotées C8 et C9, de dimensions $\varnothing 11 \times 22$ cm) ont été choisies pour déterminer des profils en chlorures par essais destructifs (ED) à différentes échéances de diffusion. L'ensemble des éprouvettes soumises à la campagne de diffusion est récapitulé dans le **Tableau 6.1**.

Les trois éprouvettes du béton C100-0 (M3, C8 et C9) ont été retirées de la cure humide après 2 mois (à $t_c + 57j$, avec t_c le temps de coulage), tandis que celles des bétons C70-30 et C50-50 ont été récupérées après 4 mois de cure environ (à $t_c + 109j$), afin de garantir la stabilisation complète de l'hydratation (voir paragraphe 4.4.1) Il est important de rappeler que la cure

humide des éprouvettes instrumentées (série M3) a été réalisée en les plaçant dans un bac fermé avec un environnement humide à $21\pm 0,5$ °C et 95 ± 2 % d'humidité relative, tandis que celle des éprouvettes non-instrumentées s'est effectuée sous eau. Cette différence est due aux contraintes liées à l'instrumentation des éprouvettes.

Tableau 6.1. Récapitulatif de l'ensemble des éprouvettes de la campagne de diffusion.

Béton	Nom de l'éprouvette	Dimensions	Instrumentation	Mesures réalisées
C100-0	C100-0_M3	Ø11x18 cm	Capteur noyé	Monitoring de la résistivité
	C100-0_C8	Ø11x22 cm		Profils en chlorures (ED)
	C100-0_C9	Ø11x22 cm		Profils en chlorures (ED)
C70-30	C70-30_M3	Ø11x18 cm	Capteur noyé	Monitoring de la résistivité
	C70-30_C8	Ø11x22 cm		Profils en chlorures (ED)
	C70-30_C9	Ø11x22 cm		Profils en chlorures (ED)
C50-50	C50-50_M3	Ø11x18 cm	Capteur noyé	Monitoring de la résistivité
	C50-50_C8	Ø11x22 cm		Profils en chlorures (ED)
	C50-50_C9	Ø11x22 cm		Profils en chlorures (ED)

Après leur sortie de la cure humide, les éprouvettes non instrumentées (C8 et C9 de chaque béton) ont été sciées sous eau en deux demi-éprouvettes cylindriques de dimensions Ø11x11 cm. Ces demi-éprouvettes ont ensuite été saturées sous vide conformément à la norme NF P18-459. Deux couches de résine époxy (de type Sikafloor-159) ont ensuite été appliquées sur la face latérale ainsi que sur la face non contaminée par le sel lors de la diffusion, afin d'assurer une pénétration unidirectionnelle au sein du matériau. Deux configurations ont été adoptées pour l'application de la résine : les demi-éprouvettes Ø11x11 cm correspondant à la partie supérieure des éprouvettes C8 et C9 (notées C8_H et C9_H) ainsi que celles de la partie inférieure des éprouvettes C8 (notées C8_B) ont été résinées de manière à ce que la face sciée soit en contact avec l'eau salée, tandis que les demi-éprouvettes correspondant à la partie inférieure des éprouvettes C9 (notées C9_B) ont été résinées pour que le fond de l'éprouvette soit en contact avec l'eau salée. Cette méthode visait à comparer les profils en chlorures pour une face coffrée et une face sciée. Après application et séchage de la résine, les échantillons ont été immergés dans l'eau du robinet pendant trois semaines, afin de les saturer en eau. Le **Tableau 6.2** présente la répartition des échantillons C8 et C9.

Tableau 6.2. Répartition des éprouvettes non instrumentées C8 et C9.

Béton	Eprouvette avant sciage (Ø11x22 cm)	Eprouvette après sciage (Ø11x11 cm)	Face en contact avec l'eau salée	Echéance ED
C100-0	C100-0_C8	C100-0_C8_H	Face sciée	1 an
		C100-0_C8_B	Face sciée	2 ans
	C100-0_C9	C100-0_C9_H	Face sciée	
		C100-0_C9_B	Fond de l'éprouvette	
C70-30	C70-30_C8	C70-30_C8_H	Face sciée	1 an
		C70-30_C8_B	Face sciée	2 ans
	C70-30_C9	C70-30_C9_H	Face sciée	
		C70-30_C9_B	Fond de l'éprouvette	
C50-50	C50-50_C8	C50-50_C8_H	Face sciée	1 an
		C50-50_C8_B	Face sciée	2 ans
	C50-50_C9	C50-50_C9_H	Face sciée	
		C50-50_C9_B	Fond de l'éprouvette	

Pour les éprouvettes instrumentées de la série M3, la saturation n'a pas été réalisée de la même manière que pour les échantillons C8 et C9, en raison de la présence des câbles. Les éprouvettes M3 ont donc été immergées dans l'eau du robinet pendant deux semaines, l'eau atteignant le bras du capteur. Après ces deux semaines de saturation, les éprouvettes M3 ont été récupérées, puis deux couches de résine épaisse (de type Comus Marine) ont été appliquées sur leur surface latérale ainsi que sur la face supérieure. Après séchage de la résine, les éprouvettes ont été de nouveau immergées dans l'eau pendant deux semaines supplémentaires. Les éprouvettes M3 ont été monitorées pendant toute la période de pré-conditionnement (saturation et application de la résine), qui a duré 1 mois pour les 3 bétons.

Afin d'étudier l'état hydrique des éprouvettes M3 pendant la période de pré-conditionnement, nous nous concentrons sur deux échéances principales : la fin de la période de cure (correspondant à t_c+57j pour C100-0 et t_c+109j pour C70-30 et C50-50) et la fin de la saturation, correspondant à l'état initial des éprouvettes avant la diffusion (que nous désignerons par $t_0(diff)$ pour les trois bétons). Les **Fig. 6.1(a)** et **(b)** illustrent respectivement les profils de résistivité apparente obtenus par capteurs noyés et les profils de degré de saturation des trois éprouvettes M3 obtenus en fin de cure. De plus, nous présentons dans les **Fig. 6.2(a)** et **(b)** les profils de résistivité apparente et les profils de degré de saturation obtenus pour les 3 éprouvettes M3 en début de diffusion (c'est-à-dire après la saturation). Il faut noter que les profils de degré de saturation présentés dans les **Fig. 6.1(b)** et **6.2(b)** sont obtenus grâce aux courbes de calibration de la **Fig. 4.7**. Nous précisons que la face inférieure des éprouvettes, représentant la face de pénétration de l'eau salée pendant la diffusion, correspond à $z=0$. De

plus, la mesure de résistivité obtenue dans l'éprouvette C70-30_M3, à la profondeur 15,25 cm à partir de la face inférieure s'est révélée aberrante. Cette mesure a été donc exclue des profils de résistivité et de degré de saturation de l'éprouvette C70-30_M3.

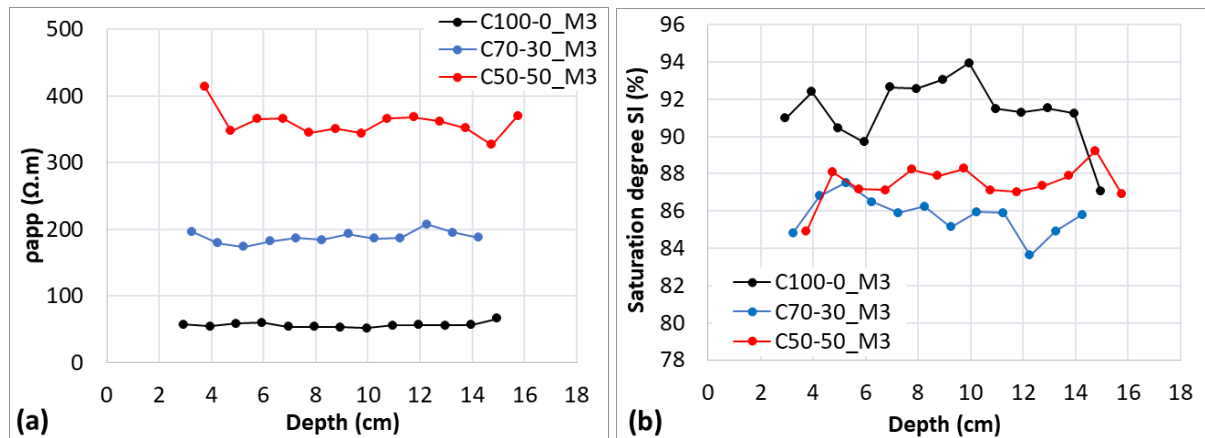


Fig. 6.1. Résultats expérimentaux obtenus à la fin de la cure pour les 3 éprouvettes M3 : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.

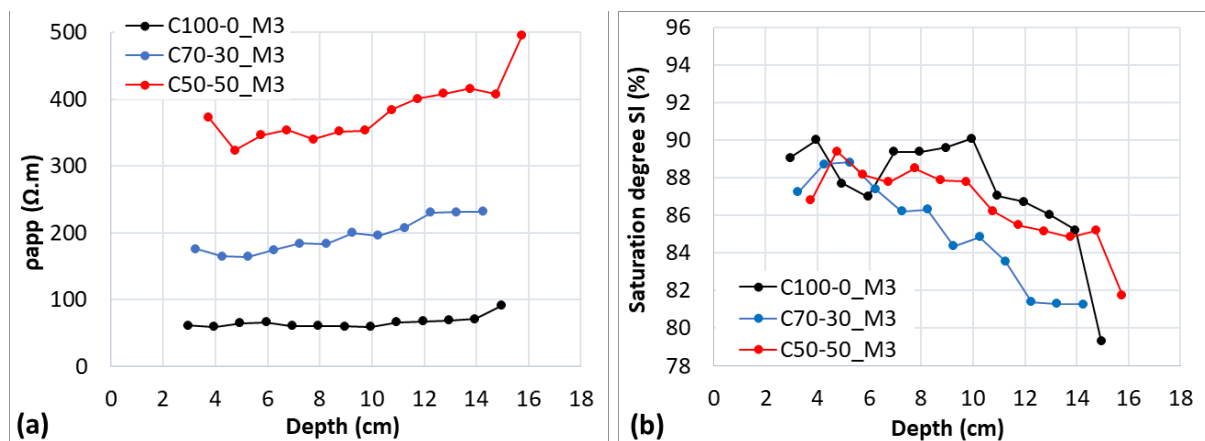


Fig. 6.2. Résultats expérimentaux obtenus après la saturation (au début de la diffusion) pour les 3 éprouvettes M3 : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.

Tout d'abord, les résultats ci-dessus montrent qu'à la fin de la cure, les trois éprouvettes M3 présentent un état hydrique quasiment homogène suivant la profondeur. Cela se constate tant dans les profils de résistivité (**Fig. 6.1(a)**) que dans les profils de degré de saturation (**Fig. 6.1(b)**). La **Fig. 6.1(a)** indique qu'à la fin de la cure, les éprouvettes C100-0_M3, C70-30_M3 et C50-50_M3 présentent des résistivités apparentes moyennes respectivement égales à $57 \pm 4 \Omega.m$, $188 \pm 9 \Omega.m$ et $360 \pm 21 \Omega.m$. Ces valeurs de résistivité soulignent l'effet de la présence de laitier, montrant des résistivités plus élevées pour des taux de laitier plus importants. Ces résistivités correspondent à des degrés de saturation respectifs de $91 \pm 2\%$, $86 \pm 1\%$ et $87 \pm 1\%$ (**Fig. 6.1(b)**). Toutefois, ces degrés de saturation indiquent que les éprouvettes ne sont pas

totalemment saturées, ce qui peut être attribué à la méthode de cure adoptée, qui n'a probablement pas permis une saturation complète des éprouvettes instrumentées.

Les valeurs de degré de saturation obtenues à la fin de la cure étaient censées augmenter pendant la période de saturation, ce qui aurait dû se traduire par une diminution de la résistivité apparente. Cependant, les résultats montrent que cela n'est pas toujours le cas. La **Fig. 6.2(a)** révèle qu'une très légère diminution de la résistivité apparente est observée dans les zones inférieures des éprouvettes C70-30_M3 et C50-50_M3 (de $z=2$ cm à $z=8$ cm). En revanche, sur toute la profondeur de l'éprouvette C100-0_M3 ainsi que dans les parties supérieures des éprouvettes C70-30_M3 et C50-50_M3, on observe plutôt une augmentation de la résistivité, ce qui a conduit à une diminution du degré de saturation, malgré l'immersion des éprouvettes dans l'eau par leur face inférieure (**Fig. 6.2(b)**). Par exemple, aux profondeurs les plus proches de la face supérieure de chaque éprouvette, c'est-à-dire à $z=14,95$ cm, $14,25$ cm et $15,75$ cm pour les éprouvettes C100-0_M3, C70-30_M3 et C50-50_M3 respectivement, nous observons une augmentation de la résistivité respectivement égale à 37 %, 23 % et 34 %. Cette augmentation de résistivité a induit une diminution du degré de saturation respectivement égale à 9 %, 5 % et 6 %.

La diminution du degré de saturation dans la partie supérieure des éprouvettes M3 peut s'expliquer par le fait que le bac dans lequel elles étaient plongées pendant la saturation n'était pas fermé, ce qui a pu entraîner un séchage par la face supérieure durant les deux premières semaines de saturation (avant l'application de la résine). Il aurait été préférable de fermer le bac avec un couvercle pour éviter toute évaporation dans l'air ambiant, ou encore d'appliquer la résine immédiatement après la cure humide et de procéder ensuite à une phase de saturation régulière et continue de 1 mois.

En effet, la diminution du degré de saturation est observée sur toute la hauteur de l'éprouvette C100-0_M3, bien qu'elle soit plus prononcée dans la partie supérieure que dans la partie inférieure. De plus, l'augmentation du degré de saturation dans la partie inférieure des éprouvettes au laitier reste très modeste. Bien que l'objectif principal ait été d'atteindre la saturation complète des éprouvettes M3 pour garantir une pénétration des chlorures dans un milieu saturé, les degrés de saturation restent globalement dans le même ordre de grandeur avant et après saturation, ce qui nous permet de poursuivre la campagne de diffusion.

6.1.2. Suivi de la résistivité apparente pendant la diffusion

Après la phase de saturation, l'éprouvette instrumentée M3 ainsi que les échantillons C8 et C9 du même béton ont été placés dans un même bac contenant de l'eau salée à une

concentration de 35 g/L de NaCl. La hauteur de l'eau d'immersion des éprouvettes est de 1 cm. Un renouvellement de la solution saline a été réalisé approximativement tous les mois. La **Fig. 6.3** montre l'ensemble des éprouvettes en diffusion, chaque bac correspondant à l'un des 3 bétons.

Les profils de résistivité ont été enregistrés tout au long de la période de diffusion, qui a duré plus de deux ans. Normalement, on s'attend à ce que la pénétration des chlorures dans les éprouvettes entraîne une augmentation de la conductivité de la solution interstitielle et, par conséquent, une diminution de la résistivité du matériau. Nous rappelons que les mesures de résistivité sont effectuées en mode « Transmission » (injection entre les grilles en surface et mesure de la différence de potentiel entre les électrodes du PCB, voir paragraphe 2.2.3). Pendant les deux premiers jours de diffusion, une mesure de résistivité est réalisée toutes les 6 heures. Ensuite, la périodicité des mesures a été progressivement réduite au-delà de cette période. Après 100 jours de diffusion, deux mesures de résistivité sont réalisées le jour du renouvellement de la solution saline : l'une juste avant et l'autre juste après le renouvellement.



Fig. 6.3. Epreuves instrumentées M3 ($\varnothing 11 \times 18$ cm avec de la résine claire) et non instrumentées C8 et C9 ($\varnothing 11 \times 11$ cm) en diffusion.

➤ **Effet du renouvellement de la solution saline sur les mesures de résistivité**

Avant d'analyser l'évolution de la résistivité pendant la diffusion, nous allons aborder l'effet du renouvellement de la solution saline sur la résistivité. Dans la **Fig. 6.4(a)**, nous présentons l'ensemble des mesures de résistivité effectuées durant la période de diffusion sur l'éprouvette C100-0_M3. Pour une meilleure lisibilité des résultats, nous avons sélectionné 5 profondeurs spécifiques : z_3 et z_4 , correspondant aux deux premières mesures proches de la face de pénétration (situées respectivement à 2,95 cm et 3,95 cm de cette face), deux profondeurs au

cœur de l'éprouvette notées z_6 et z_{10} (à 5,95 cm et 9,95 cm de la face de pénétration), et enfin, une profondeur plus éloignée z_{14} (située à 13,95 cm de la face de pénétration). Nous précisons que $t=0$ correspond au début de la diffusion ($t_0(diff)$).

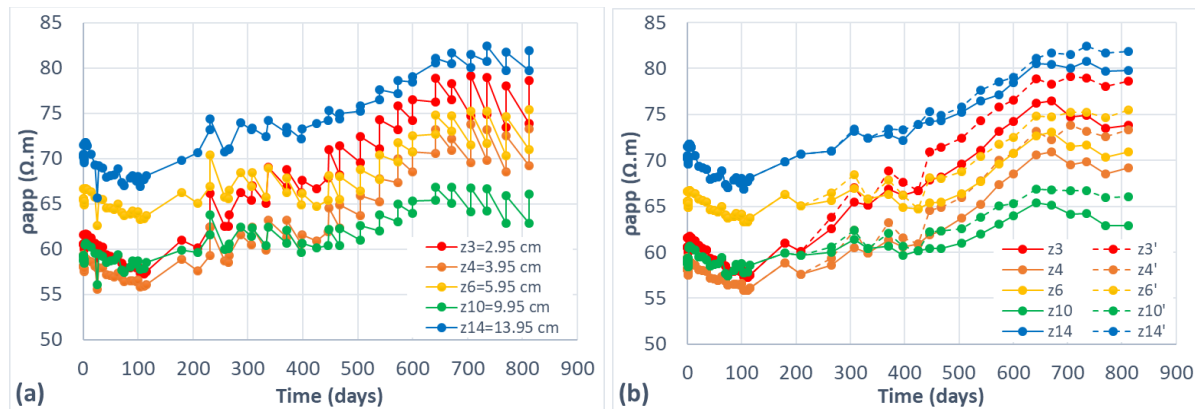


Fig. 6.4. Evolution de la résistivité apparente à différentes profondeurs de l'éprouvette C100-0_M3 en fonction de la durée de diffusion : (a) mesures réalisées avant et après renouvellement de la solution, (b) mesures réalisées avant (traits pleins) ou après renouvellement (traits pointillés).

Tout d'abord, les valeurs à $t_0(diff)$ illustrées dans la **Fig. 6.4(a)** mettent en évidence la non homogénéité du profil initial. Par exemple, en comparant le bas et le haut de l'éprouvette, nous observons que les valeurs de résistivité aux profondeurs z_3 et z_4 sont très proches, à savoir $62 \Omega.m$ et $59 \Omega.m$ respectivement. En revanche, la valeur mesurée à z_{14} est plus élevée, atteignant $71 \Omega.m$. Cela est en accord avec le profil de résistivité à $t_0(diff)$ montré dans la **Fig. 6.2(a)**, qui révèle des valeurs légèrement supérieures en haut de l'éprouvette, indiquant un séchage de celle-ci par la face supérieure.

Ensuite, nous remarquons que les valeurs de résistivité présentent des fluctuations notables à partir de 100 jours de diffusion : une augmentation de la résistivité est observée juste après chaque renouvellement de la solution saline. Cette augmentation de résistivité est particulièrement marquée aux profondeurs proches de la surface de pénétration (z_3 et z_4) et s'atténuent progressivement en s'éloignant de la face de pénétration. Par exemple, à 812 jours de diffusion, l'augmentation de la résistivité après le changement de la solution est de 6 %, 5 % et 3 %, respectivement aux profondeurs z_3 , z_6 et z_{14} . De plus, nous observons qu'à une profondeur donnée, l'amplitude de ces fluctuations augmente au cours du temps. Bien que la manipulation de changement de la solution saline soit de courte durée (égale à 30 minutes environ), ces augmentations peuvent être causées par le fait de laisser les éprouvettes à l'air libre pendant la durée de la manipulation. Cela peut entraîner un léger séchage ou un drainage

de l'eau par la face inférieure, pouvant expliquer l'augmentation de la résistivité observée. Pour s'affranchir de ces variations en « dents de scie », la **Fig. 6.4(b)** présente l'évolution de la résistivité apparente aux profondeurs sélectionnées, en montrant soit uniquement les mesures effectuées avant le renouvellement (courbes en traits pleins, notées z_n où n représente la profondeur concernée), soit uniquement celles réalisées après le renouvellement de la solution saline (courbes en pointillés, notées z_n').

La **Fig. 6.4(b)** met en évidence l'écart observé dans les valeurs de résistivité après le renouvellement de la solution saline, qui augmente avec le temps et diminue à mesure que l'on s'éloigne de la face de pénétration. Par exemple, en fin de diffusion (échéance $t_0(diff)+812j$), nous observons un écart de résistivité respectivement égal à 4,8 $\Omega.m$, 4,1 $\Omega.m$, 4,5 $\Omega.m$, 3,2 $\Omega.m$ et 2,1 $\Omega.m$, aux profondeurs z_3, z_4, z_6, z_{10} et z_{14} . En effet, nous rappelons que les mesures de résistivité sont effectuées en mode « Transmission », ce qui implique l'utilisation des grilles en surface. L'injection du courant électrique a probablement été influencée par la manipulation des éprouvettes, affectant ainsi l'ensemble des mesures à différentes profondeurs. Toutefois, l'effet est plus prononcé à la profondeur z_3 , étant la plus proche de la grille inférieure en contact avec l'eau salée. Enfin, les courbes en traits pleins, qui ne prennent en compte que les mesures effectuées avant le renouvellement de la solution saline, montrent qu'au-delà de 671 jours de diffusion, la résistivité semblait avoir tendance à diminuer. Cela est particulièrement observé aux profondeurs proches de la face de pénétration. Le changement de solution a donc joué un rôle stabilisateur, ramenant les valeurs de résistivité à celles enregistrées à 671 jours.

La variation de résistivité induite par le renouvellement de la solution saline est également observée pour les éprouvettes contenant du laitier. Les **Fig. 6.5(a)** et **(b)** illustrent l'évolution de la résistivité apparente au cours de la période de diffusion à différentes profondeurs, pour les éprouvettes C70-30_M3 et C50-50_M3 respectivement. Des profondeurs similaires sont sélectionnées pour les deux éprouvettes contenant du laitier. Il convient de noter que ces profondeurs diffèrent légèrement de celles choisies pour l'éprouvette C100-0_M3, en raison de certaines mesures aberrantes obtenues à certaines profondeurs. En revanche, nous conservons le même ordre de couleur en fonction de la profondeur.

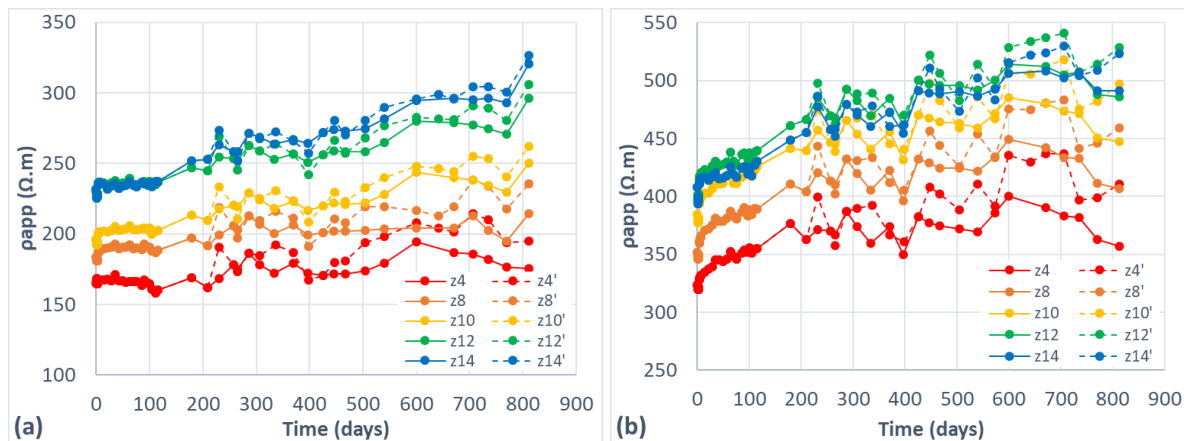


Fig. 6.5. Evolution de la résistivité apparente en fonction du temps de diffusion avant (traits pleins) et après renouvellement de la solution saline (traits pointillés), à différentes profondeurs des éprouvettes au laitier : (a) C70-30_M3, (b) C50-50_M3.

Tout d'abord, nous observons clairement l'effet du laitier sur les valeurs de résistivité, qui se situent entre 300 et 550 $\Omega.m$ pour le béton C50-50 (**Fig. 6.5(b)**), des valeurs supérieures à celles du béton C70-30 (comprises entre 150 et 350 $\Omega.m$, **Fig. 6.5(a)**), lesquelles sont plus élevées que celles du béton sans laitier (comprises entre 55 et 85 $\Omega.m$, **Fig. 6.4**). De plus, comme pour l'éprouvette C100-0_M3, nous observons une tendance croissante de la résistivité avec la profondeur à $t_0(diff)$, attribuée aux profils initiaux non homogènes dus au séchage des éprouvettes par la face supérieure (**Fig. 6.2(a)**).

En ce qui concerne l'effet du renouvellement de la solution saline, nous observons également une augmentation de la résistivité après le renouvellement de la solution pour les deux éprouvettes contenant du laitier. L'écart entre les résistivités avant et après renouvellement est plus prononcé pour les éprouvettes C100-0_M3 et C50-50_M3 en comparant avec l'éprouvette C70-30_M3. Toutefois, la quantification de cet écart est difficile, parce qu'il ne présente aucune régularité par rapport au type de béton ou par rapport au temps, rendant difficile l'identification de la raison de ces variations. Dans le paragraphe suivant, nous analysons la variation de la résistivité des 3 éprouvettes à différentes échéances de la diffusion. **Afin d'éliminer l'influence du renouvellement de la solution saline, seules les mesures effectuées avant ce renouvellement seront retenues.**

➤ Evolution de la variation relative de résistivité pendant la diffusion

Dans cette partie, nous analysons l'évolution de la variation relative de la résistivité par rapport aux valeurs initiales (obtenues à $t_0(diff)$). Tout d'abord, la **Fig. 6.6** illustre l'évolution globale de la variation relative de résistivité sur toute la période de diffusion. De manière

générale, une tendance croissante de la résistivité est observée pour les trois éprouvettes. Cependant, il semble que les éprouvettes présentent des comportements distincts au cours des trois premiers mois de diffusion (de $t_0(diff)$ à $t_0(diff)+100j$). En raison de la grande quantité de données enregistrées durant cette période, nous présentons l'évolution de la variation relative de résistivité pendant les 3 premiers jours (**Fig. 6.7**), puis de 3 jours à 100 jours de diffusion (**Fig. 6.8**). Pour assurer une meilleure lisibilité des résultats, nous maintenons les mêmes profondeurs sélectionnées précédemment pour chaque éprouvette.

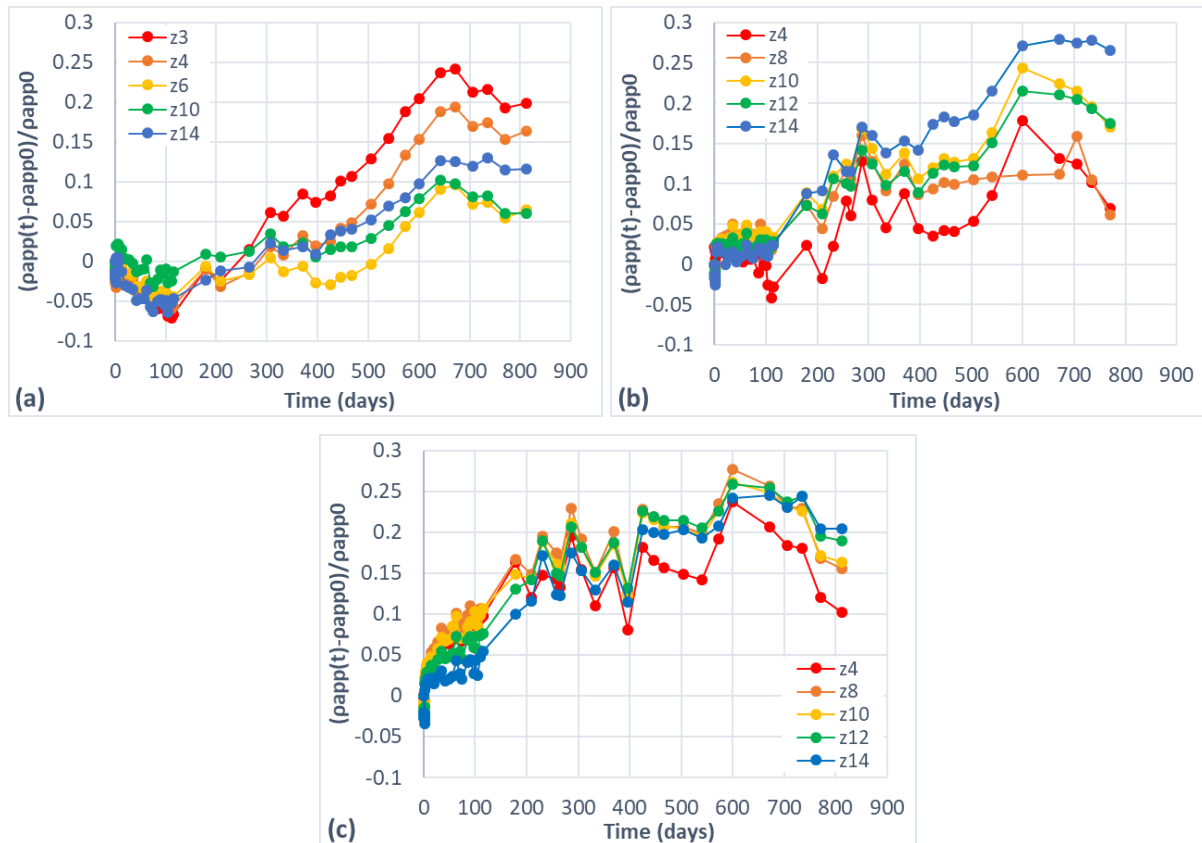


Fig. 6.6. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente à différentes profondeurs, pendant toute la période de diffusion : (a) C100-0_M3, (b) C70-30_M3, (c) C50-50_M3.

Comme nous l'avons mentionné, la **Fig. 6.6** révèle une tendance croissante de la résistivité apparente des 3 éprouvettes à long terme de la diffusion. Cette augmentation de résistivité est inattendue. En effet, les éprouvettes étant exposées à la pénétration des chlorures, la conductivité de la solution interstitielle devrait accroître et, par conséquent, induire une baisse de résistivité. Les résultats indiquent que, globalement, l'augmentation de résistivité est du même ordre de grandeur pour les 3 bétons, atteignant un maximum de 30 % à la fin de la diffusion. Cependant, le taux d'augmentation de la résistivité observé aux différentes profondeurs sélectionnées varie entre les bétons étudiés. Par exemple, l'éprouvette C100-0_M3 (**Fig. 6.6(a)**) présente une augmentation de résistivité plus marquée à des profondeurs proches

de la surface de pénétration (z_3 et z_4), tandis que l'éprouvette C70-30_M3 (**Fig. 6.6(b)**) montre une augmentation plus élevée à des profondeurs plus éloignées de la surface de pénétration (z_{14}). Pour l'éprouvette C50-50_M3 (**Fig. 6.6(c)**), aucune tendance particulière n'est observée, avec un taux d'augmentation de la résistivité pratiquement identique à toutes les profondeurs sélectionnées.

La **Fig. 6.7** montre que pendant les trois premiers jours de diffusion, les trois éprouvettes présentent un comportement similaire : une légère diminution de la résistivité (jusqu'à 4 % maximum) suivie par un retour à l'état initial à 3 jours de diffusion. Cette diminution de la résistivité à court terme n'est pas uniforme en fonction des profondeurs entre les 3 éprouvettes. Par exemple, l'éprouvette C100-0_M3 présente une diminution plus marquée près de la face de pénétration, tandis que pour les éprouvettes contenant du laitier, la diminution de la résistivité est moins prononcée à proximité de la face de pénétration. Cette diminution de résistivité au cours des 3 premiers jours de diffusion ne peut pas être attribuée à la pénétration des chlorures, étant donné que la diffusion est un processus lent. Elle peut s'expliquer plutôt par l'établissement d'un certain équilibre entre la solution interstitielle du béton et la solution externe de diffusion.

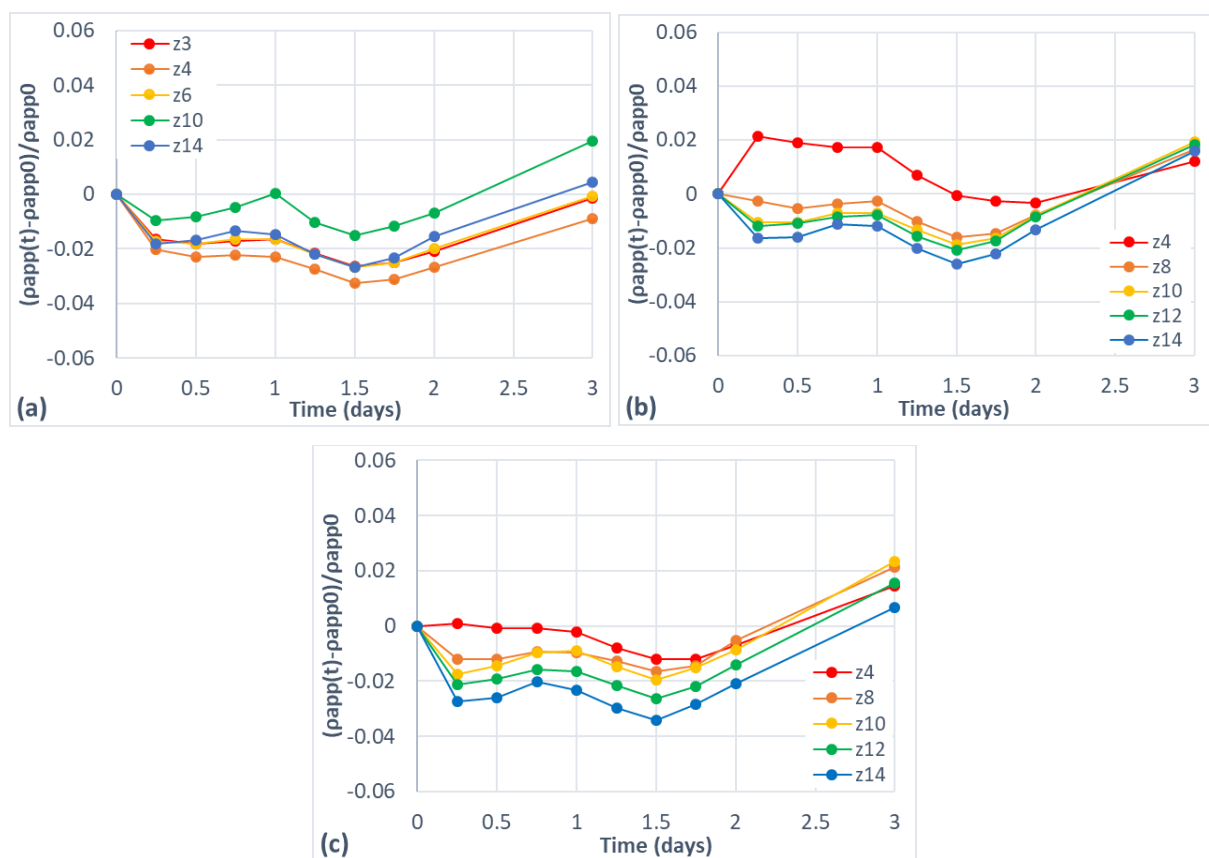


Fig. 6.7. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente à différentes profondeurs, pendant les 3 premiers jours de diffusion : (a) C100-0_M3, (b) C70-30_M3, (c) C50-50_M3.

Dans le cadre de la thèse de El Achrafi *et al.* (2023), des mesures de résistivité surfaciques ont été réalisées à l'aide du peigne d'électrodes (voir **Fig. 2.3**), sur des dalles exposées à une diffusion pendant 46 semaines. Les auteurs ont constaté un comportement opposé à celui observé dans cette étude : une augmentation de la résistivité a été relevée pour le béton APOS-C1 (sans laitier), au cours des 3 premiers jours de diffusion avec de l'eau salée à 35 g/L et à 90 g/L de NaCl. Cette augmentation de la résistivité a été observée uniquement à des profondeurs très proches de la surface de pénétration. Les auteurs ont attribué cette augmentation à des réactions chimiques potentielles entre les ions de la solution interstitielle et ceux de la solution saline. Fares *et al.* (2018) ont également mené une campagne de diffusion avec une solution saline à 165 g/L de NaCl, sur le même béton APOS-C1 étudié par El Achrafi *et al.* (2023). Les mesures de résistivité surfaciques effectuées par Fares *et al.* (2018) à l'aide du peigne d'électrodes n'ont révélé aucun comportement anormal à court terme. Une diminution continue de la résistivité apparente a été observée tout au long des 42 semaines de diffusion.

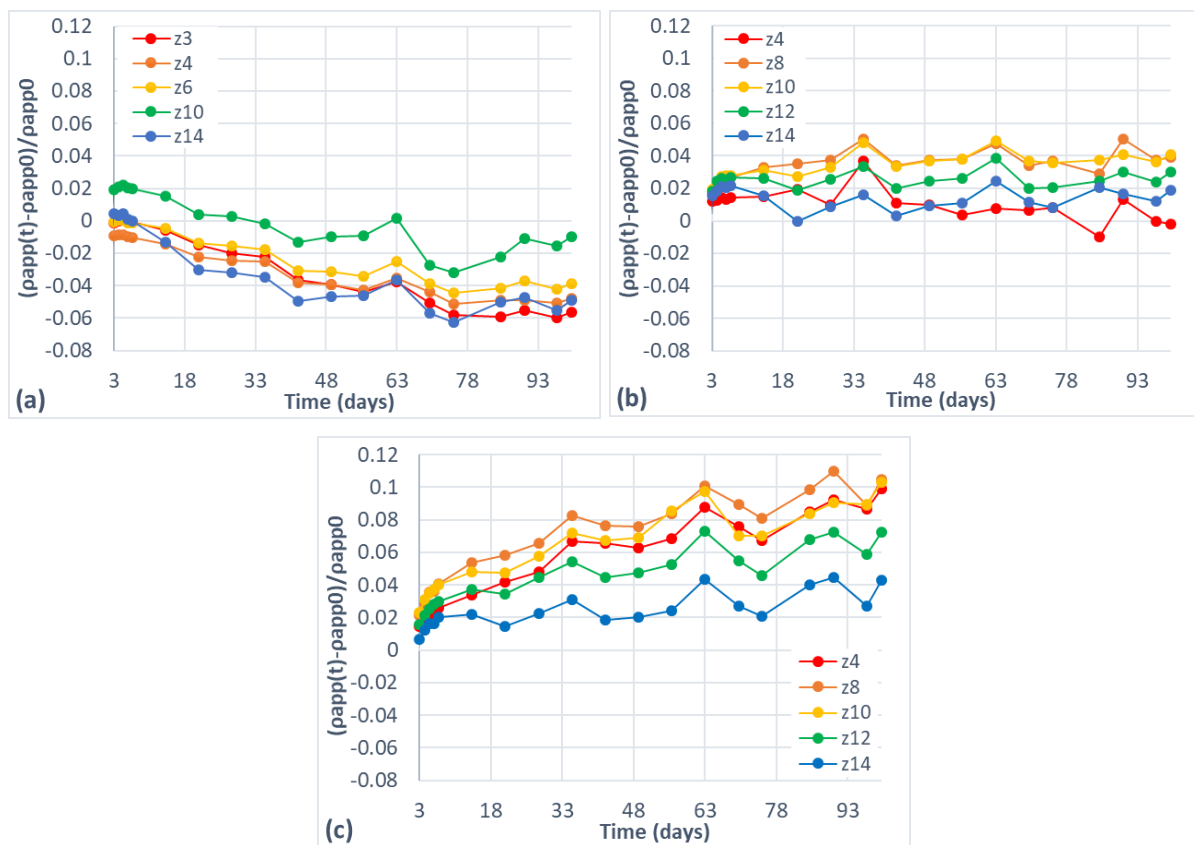


Fig. 6.8. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente à différentes profondeurs, de 3 jusqu'à 100 jours de diffusion : (a) C100-0_M3, (b) C70-30_M3, (c) C50-50_M3.

À partir de 3 jours de diffusion, les 3 bétons étudiés montrent des comportements très différents. Pour l'éprouvette C100-0_M3 (**Fig. 6.8(a)**), nous remarquons que la résistivité

apparente diminue à nouveau entre 3 et 100 jours de diffusion. Cette diminution de la résistivité, allant jusqu'à 6 %, devrait être représentative d'un phénomène typique de diffusion. Cependant, elle ne devrait pas augmenter à nouveau au-delà de 100 jours. De plus, aucun événement particulier n'est survenu à 100 jours pour expliquer cette augmentation de résistivité. Dans les travaux de El Achrafi *et al.* (2023), une diminution de la résistivité est clairement observée pour la dalle APOS-C1 exposée à une solution saline à 90 g/L de NaCl pendant la diffusion. La résistivité apparente mesurée à une profondeur de 2 cm de la face de pénétration montre une diminution de 63 % au bout de 46 semaines de diffusion. En revanche, pour la dalle soumise à une concentration de 35 g/L de NaCl (similaire à celle de cette étude), la résistivité apparente mesurée à la même profondeur présente une diminution d'environ 34 % au bout de 46 semaines de diffusion.

Pour l'éprouvette C70-30_M3 (**Fig. 6.8(b)**), la résistivité apparente est pratiquement stable entre 3 et 100 jours de diffusion. L'augmentation de la résistivité de cette éprouvette ne débute qu'à partir de 100 jours, comme indiqué dans la **Fig. 6.6(b)**. Enfin, l'augmentation globale de la résistivité observée sur toute la période de diffusion commence directement dès le troisième jour pour l'éprouvette C50-50_M3, comme l'illustre la **Fig. 6.8(c)**. La résistivité apparente augmente à toutes les profondeurs, avec une augmentation plus marquée près de la face de pénétration, allant jusqu'à 10 % à 100 jours de diffusion.

Par ailleurs, les mesures de résistivité surfaciques effectuées par El Achrafi *et al.* (2023) sur les dalles au laitier (APOS-C3) ne révèlent pas une tendance nette. Les auteurs ont constaté une diminution de la résistivité uniquement au cours des 28 premiers jours de diffusion. Pour la dalle exposée à une concentration de 35 g/L de NaCl, la résistivité reste quasiment stable au-delà d'un mois de diffusion. En revanche, pour la dalle exposée à 90 g/L, ils ont observé une augmentation de la résistivité à partir de 5 mois de diffusion. Les auteurs ont expliqué cette augmentation de la résistivité par des soucis expérimentaux liés au renouvellement de la solution saline.

Comme nous l'avons constaté, les résultats ci-dessus ne présentent pas le comportement attendu pour un phénomène de diffusion. Les résultats étant compliqués à interpréter, nous n'avons pas pu convertir les profils de résistivité en profils en chlorures pour estimer le coefficient de diffusion.

6.1.3. Profils en chlorures obtenus par ED

Les profils en chlorures ont été déterminés par essai destructif (ED) après un an (sur les éprouvettes C8_H de chaque béton) et après deux ans de diffusion (sur les éprouvettes C8_B de chaque béton). Pour obtenir ces profils en chlorures, les éprouvettes ont été grignotées en poudre fine à différentes profondeurs. Le grignotage du béton a été effectué de manière à obtenir un maximum de points proches de la face contaminée (la face sciée des éprouvettes C8_B). La poudre obtenue a ensuite été filtrée soit avec de l'eau distillée (pour l'extraction des chlorures libres), soit avec de l'acide nitrique dilué (pour l'extraction des chlorures totaux), selon la méthode décrite par [R.T., 2002, Chaussadent & Arliguie, 1999].

Les profils en chlorures obtenus à 1 an de diffusion pour les éprouvettes C8_H sont jugés aberrants. Par conséquent, nous présentons dans la **Fig. 6.9** uniquement les profils en chlorures libres (Free, F) et totaux (Total, T), obtenus à deux ans de diffusion pour les 3 éprouvettes C8_B. La ligne rouge pointillée, placée à 30 mm de la face de pénétration, désigne la profondeur correspondant à la première mesure de résistivité obtenue par le capteur noyé dans les éprouvettes M3. Cette profondeur étant égale à 2,95 cm, 3,25 cm et 3,75 cm pour les éprouvettes C100-0_M3, C70-30_M3 et C50-50_M3 respectivement.

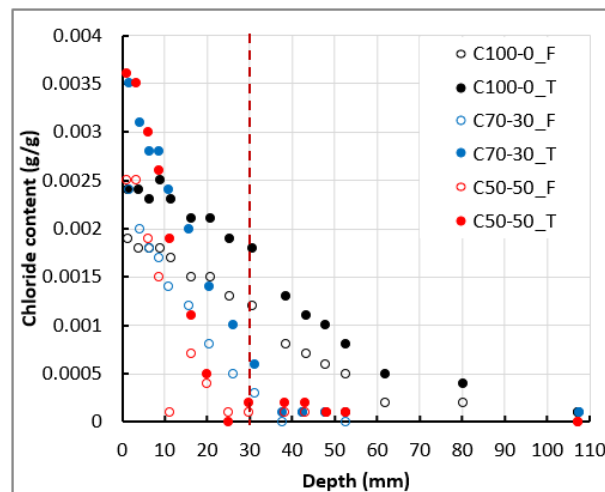


Fig. 6.9. Profils en chlorures libres (F) et totaux (T) obtenus à deux ans de diffusion par ED, sur les 3 éprouvettes C8_B.

L'allure des profils correspondent bien à un essai de diffusion, avec une concentration en surface élevée qui décroît en profondeur. De plus, les résultats montrent clairement l'influence du laitier sur la pénétration des chlorures. Nous remarquons que la concentration des chlorures totaux en surface est de 0,0035 g/g pour les bétons au laitier, supérieure à celle du béton C100-0 qui atteint 0,0025 g/g. En outre, nous remarquons que plus le taux de laitier est

élevé, moins la pénétration des chlorures est profonde. Pour le béton C100-0, les chlorures pénètrent jusqu'à 80 mm dans l'éprouvette, alors que pour les bétons C70-30 et C50-50, les chlorures pénètrent jusqu'à 30 mm et 20 mm respectivement. Ces résultats mettent en évidence la faible diffusivité des bétons au laitier, entraînant une accumulation des chlorures en surface et une pénétration moins profonde dans le béton.

Des profils similaires ont été obtenus par El Achrafi *et al.* (2023), mais après 4 ans de diffusion. Les concentrations en surface observées après 4 ans pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3 sont respectivement de 0,0015 g/g et 0,0025 g/g. Bien qu'elles soient obtenues après 4 ans de diffusion, ces valeurs sont inférieures à celles obtenues dans ce travail. Les profondeurs de pénétration des chlorures sont respectivement de 50 mm et 25 mm pour les bétons APOS-C1 et APOS-C3, profondeurs proches de celles observées pour les bétons C100-0 et C70-30/C50-50 après deux ans de diffusion. Cela indique que le phénomène de diffusion a été nettement plus rapide dans cette étude. Cette différence peut être attribuée à la différence dans les propriétés des bétons, les coefficients de diffusion à 90 jours des bétons C100-0 et C50-50 étant respectivement 2 et 3 fois plus élevés que ceux des bétons APOS-C1 et APOS-C3. De plus, nous précisons que le protocole expérimental de diffusion n'est pas exactement le même. Les profils en chlorures montrés dans la **Fig. 6.9** sont obtenus pour des éprouvettes cylindriques Ø11x11 cm, tandis que ceux des bétons APOS-C1 et APOS-C3 ont été obtenus pour des carottes Ø75x70 mm prélevées dans la dalle soumise à la diffusion [El Achrafi *et al.*, 2023].

En outre, la **Fig. 6.9** montre qu'au bout de deux ans de diffusion, les chlorures n'ont pas encore atteint la profondeur correspondant à la première mesure de résistivité pour les bétons au laitier. Toutefois, pour le béton C100-0, les chlorures pénètrent jusqu'à 80 mm en profondeur, ce qui correspond à la 6^{ème} mesure de résistivité ($z_8=7,95$ cm) dans l'éprouvette C100-0_M3. Les profils en chlorures présentés dans la **Fig. 6.9** ont permis de déterminer les isothermes de fixation présentés dans le paragraphe suivant.

6.1.4. Isothermes de fixation

Bien que le phénomène de diffusion n'ait pas pu être modélisé, nous utilisons les profils en chlorures obtenus par ED (**Fig. 6.9**) pour déterminer les isothermes de fixation, permettant de modéliser le phénomène d'imbibition d'eau salée présentée dans les sections suivantes. Les isothermes de fixation des trois bétons ont été déterminés par la méthode des "profils", en se basant sur les profils en chlorures libres et totaux présentés dans la **Fig. 6.9**. La **Fig. 6.10** montre les isothermes de fixation des 3 bétons, représentés en courbes pointillées et obtenus par

ajustement d'une loi de puissance (correspondant à l'isotherme de Freundlich, voir **Eq. (3.6)**) aux points expérimentaux.

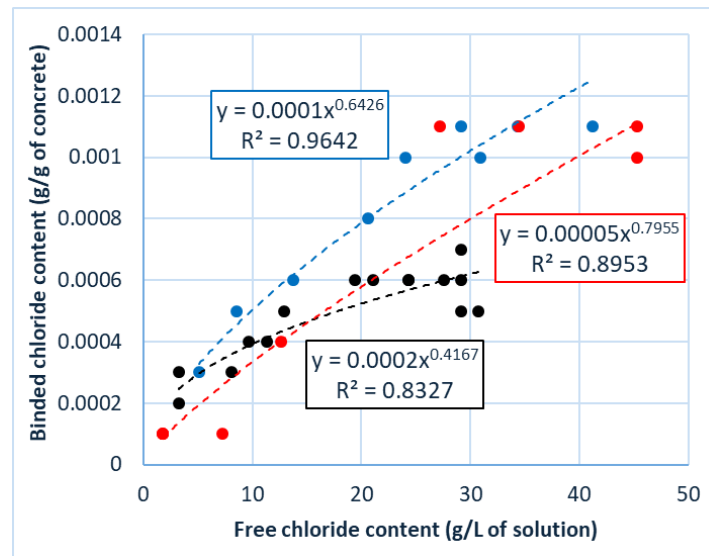


Fig. 6.10. Isothermes de fixation obtenus par ajustement d'une loi de puissance aux points expérimentaux pour les 3 bétons.

Tout d'abord, les résultats montrent que la loi de puissance permet un bon ajustement aux points expérimentaux obtenus pour les 3 bétons, avec des coefficients de détermination supérieurs à 0,8. De plus, nous remarquons que les isothermes des bétons au laitier sont légèrement supérieurs à celui du béton C100-0, indiquant une capacité de fixation plus élevée en présence du laitier. Une tendance similaire est observée dans les travaux de Ben Fraj *et al.* (2012) menés sur les bétons OPCC60 et BFS60, dont les formulations sont respectivement comparables à celles des bétons C100-0 et C70-30 de cette étude. Cependant, les coefficients des isothermes présentés dans la **Fig. 6.10** (μ , γ) diffèrent légèrement de ceux obtenus par Ben Fraj *et al.* (2012) (voir **Fig. 3.9**). Cela peut être expliqué par la différence de la méthode adoptée pour la détermination des isothermes de fixation. En effet, Ben Fraj *et al.* (2012) ont déterminé les isothermes de fixation par la méthode des « équilibres », différente à la méthode des « profils » utilisée dans cette étude.

Par ailleurs, El Achrafi *et al.* (2023) ont également utilisé la méthode des « profils » pour la détermination des isothermes de fixation en utilisant les profils en chlorures obtenus par ED sur les carottes de calibration et les carottes prélevées dans les dalles de diffusion. Les auteurs ont observé une capacité de fixation légèrement plus élevée pour le béton APOS-C1 par rapport au béton APOS-C3. El Achrafi *et al.* (2023) ont comparé leurs résultats avec ceux de la littérature et ont constaté qu'une capacité de fixation plus élevée pour un béton sans laitier est souvent observée lorsqu'on utilise la méthode des « profils » pour déterminer les isothermes de

fixation [Maes *et al.*, 2013]. En revanche, les auteurs qui utilisent la méthode des « équilibres » constatent une capacité de fixation plus élevée pour les bétons contenant du laitier [Ben Fraj *et al.*, 2012, Mapa *et al.*, 2023]. El Achrafi *et al.* (2023) ont conclu que ces divergences dans les résultats peuvent être expliquées par la différence dans le protocole expérimental. Cette hypothèse ne peut pas être validée dans notre étude, car la méthode des « profils » que nous avons utilisée a montré une capacité de fixation plus élevée pour les bétons C70-30 et C50-50.

6.1.5. Synthèse sur la campagne de diffusion

La campagne de diffusion décrite ci-dessus visait à estimer le coefficient de diffusion à partir de profils en chlorures obtenus à l'aide de capteurs noyés. Les éprouvettes non instrumentées (C8 et C9) ont été préalablement saturées sous vide, tandis que les éprouvettes instrumentées (M3) ont été immergées dans de l'eau du robinet pendant un mois. Les profils de résistivité enregistrés durant cette phase ont révélé une saturation incomplète des éprouvettes M3, due au séchage par leurs faces supérieures.

Après le pré-conditionnement, toutes les éprouvettes ont été immergées dans une solution saline à 35 g/L de NaCl pendant deux ans. Des fluctuations significatives ont été observées dans les valeurs de résistivité avant et après le renouvellement de la solution saline, probablement en raison d'un drainage par la face inférieure lors du changement de solution. Ensuite, les profils de résistivité pendant la diffusion ont montré une légère diminution de la résistivité au cours des 3 premiers jours pour les 3 bétons, suivie d'un retour à l'état initial, indiquant un possible équilibre chimique dans la solution interstitielle des bétons. Le béton C100-0 a montré une diminution continue de la résistivité jusqu'à 100 jours de diffusion, reflétant un comportement typique du phénomène de diffusion. En revanche, la résistivité du béton C70-30 est restée relativement stable sur cette période et celle du béton C50-50 a commencé à augmenter dès le troisième jour de diffusion. À partir de 100 jours et jusqu'à la fin de l'essai (812 jours), la résistivité apparente des trois bétons a augmenté. Les résultats obtenus ne montrent pas un comportement typique de la pénétration des ions chlorure, qui devrait normalement conduire à une augmentation de la conductivité de la solution interstitielle et donc à une diminution de la résistivité électrique du béton. Aucune circonstance particulière ne semble expliquer cette augmentation de la résistivité autour de 100 jours. Il est possible qu'une réaction non identifiée au niveau des grilles inférieures influence la mesure de résistivité. Nous précisons que la campagne de diffusion est toujours en cours.

Par ailleurs, les profils de chlorures obtenus par ED après deux ans de diffusion ont confirmé une pénétration effective des ions chlorure, avec une concentration élevée en surface

qui décroît en profondeur. Ces profils ont également mis en évidence l'effet bénéfique du laitier, entraînant une concentration plus élevée en surface et une pénétration moins profonde dans le matériau. À partir de ces profils, des isothermes de fixation ont été déterminés par ajustement d'une loi de puissance (correspondant à l'isotherme de Freundlich), montrant une capacité de fixation supérieure pour les bétons contenant du laitier. Ces isothermes seront utilisés pour la modélisation du phénomène d'imbibition d'eau salée en conditions non saturées présenté dans le paragraphe suivant.

6.2. Imbibition d'eau salée en conditions non saturées

6.2.1. Protocole expérimental et pré-conditionnement des éprouvettes

La campagne d'imbibition d'eau salée a été menée sur la même série d'éprouvettes qui a subi l'imbibition d'eau douce (série M2, voir chapitre 5). Après la campagne **Imb. 1** qui a duré 3 semaines, les 3 éprouvettes M2 ont été emballées dans des sacs en plastique et conservées dans une salle climatisée à $21 \pm 0,5$ °C pendant deux semaines, afin d'homogénéiser leur état hydrique. Ensuite, le papier aluminium entourant les éprouvettes a été retiré et celles-ci ont subi un second séchage tridimensionnel (**Séchage 2**), dans des conditions identiques ($T=45$ °C et $HR_{amb}=75$ %) pendant 3 semaines. Après ce séchage, les éprouvettes ont été emballées et conservées dans la salle pendant 4 semaines, puis recouvertes à nouveau de papier aluminium adhésif, avec un ruban adhésif sur les deux premiers centimètres de la face de pénétration pour éviter tout contact entre l'eau et le papier aluminium. Enfin, les éprouvettes ont été immergées pendant 12 semaines dans de l'eau salée à 35 g/L de NaCl, à $T=21 \pm 0,5$ °C et $HR_{amb}=66 \pm 2$ % (**Imb. 2**). Comme pour la campagne **Imb. 1**, la hauteur d'eau salée dans les bassines a été maintenue à 1 cm durant toute la période d'imbibition.

Le **Tableau 6.3** récapitule les différentes phases de conditionnement de la série M2 depuis sa sortie de cure humide jusqu'à la campagne d'imbibition d'eau salée (**Imb. 2**). La durée des différentes phases figurant dans le **Tableau 6.3** est exprimée en **semaines**.

Tableau 6.3. Durée en semaines de toutes les phases subies par la série d'éprouvettes M2.

Eprouvette	Séchage 1	Homogéné-isation	Imb. 1 (eau douce)	Homogéné-isation	Séchage 2	Homogéné-isation	Imb. 2 (eau salée)
C100-0_M2	4	13	3	2	3	4	5
C70-30_M2	4	13	3	2	3	4	5
C50-50_M2	5	12	3	2	3	4	5

Afin analyser l'état hydrique des éprouvettes M2 au début de chaque phase mentionnée dans le **Tableau 6.3**, les **Fig. 6.11**, **6.12** et **6.13** présentent les profils de résistivité apparente et de degré de saturation des bétons C100-0, C70-30 et C50-50 respectivement, à 4 échéances de temps principales : l'échéance $t_0(sec1)$ correspond à l'état initial des éprouvettes avant le premier séchage (**Séchage 1**), soit à la dernière mesure réalisée en fin de cure, l'échéance $t_0(imb1)$ correspond à l'état initial avant la première imbibition d'eau douce (**Imb. 1**), l'échéance $t_0(sec2)$ correspond à l'état initial avant le deuxième séchage (**Séchage 2**) et donc après **Imb.1** et enfin, l'échéance $t_0(imb2)$ correspond à l'état initial avant la deuxième imbibition d'eau salée (**Imb. 2**) et donc après le **Séchage 2**. Les profils de degré de saturation présentés dans les **Fig. 6.11(b)**, **6.12(b)** et **6.13(b)** sont obtenus grâce aux courbes de calibration présentées dans la **Fig. 4.7** (voir chapitre 4). Nous rappelons que, pour l'éprouvette C100-0_M2 (**Fig. 6.11**), la première mesure de résistivité est obtenue à 5,55 cm de la face de pénétration, en raison de la remontée du capteur lors du coulage.

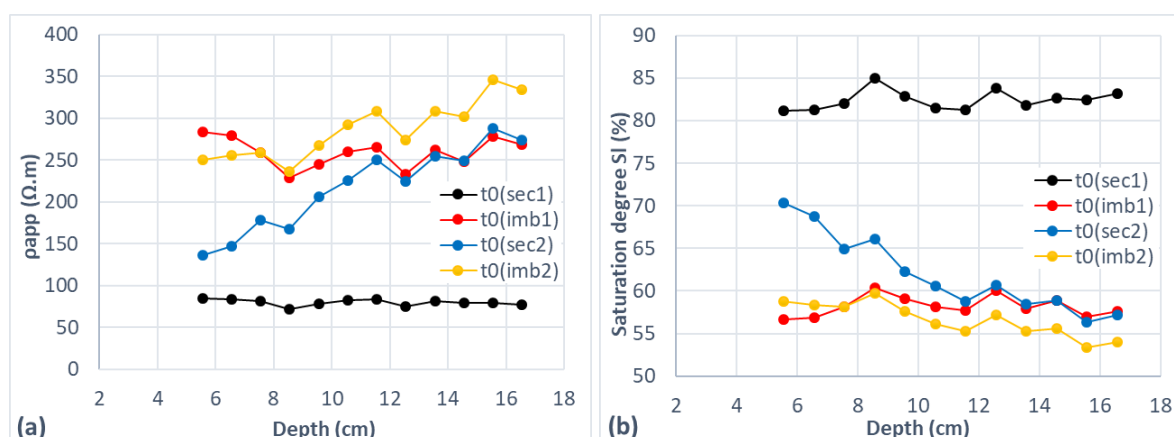


Fig. 6.11. État initial de l'éprouvette C100-0_M2 au début des deux campagnes de séchage et d'imbibition : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.

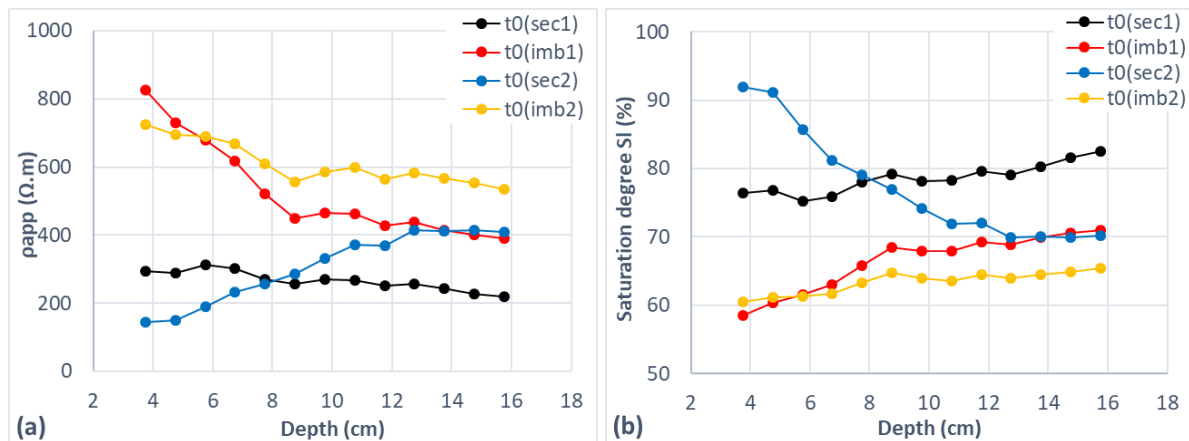


Fig. 6.12. Etat initial de l'éprouvette C70-30_M2 au début des deux campagnes de séchage et d'imbibition : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.

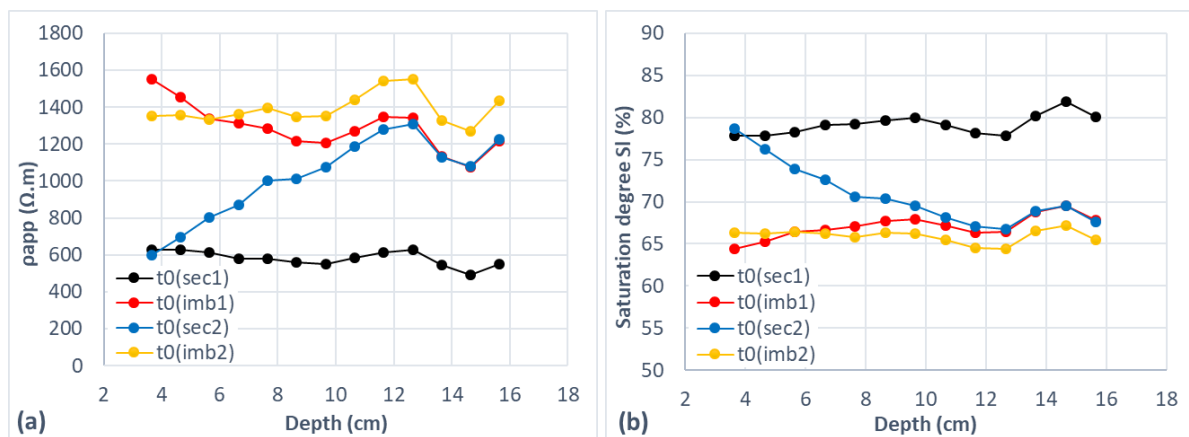


Fig. 6.13. Etat initial de l'éprouvette C50-50_M2 au début des deux campagnes de séchage et d'imbibition : (a) profils de résistivité apparente, (b) profils de degré de saturation.

Tout d'abord, les résultats ci-dessus montrent qu'à la fin de la cure (courbes noires), les éprouvettes C100-0_M2, C70-30_M2 et C50-50_M2 présentent des résistivités apparentes moyennes respectivement égales à $80 \pm 4 \text{ } \Omega \cdot \text{m}$, $266 \pm 28 \text{ } \Omega \cdot \text{m}$ et $581 \pm 41 \text{ } \Omega \cdot \text{m}$. Ces résistivités correspondent à des degrés de saturation de $82 \pm 1 \text{ } \%$, $79 \pm 2 \text{ } \%$ et $79 \pm 1 \text{ } \%$. Ces valeurs de degré de saturation montrent que les éprouvettes ne sont pas totalement saturées, ce qui s'explique par la méthode de cure utilisée pour ces éprouvettes instrumentées. Nous rappelons que celles-ci n'ont pas été complètement immergées dans l'eau, mais plutôt conservées dans un environnement humide avec une humidité relative de $95 \pm 2 \text{ } \%$ à $21 \pm 0,5 \text{ } ^\circ\text{C}$. Cette méthode de cure peut empêcher la saturation complète des éprouvettes. Toutefois, les valeurs de résistivité mettent en évidence l'influence du laitier sur la résistivité du béton, montrant une résistivité qui est 3 fois plus élevée pour le béton C70-30 et 7 fois plus élevée pour le béton C50-50, par rapport au béton C100-0.

Après le premier séchage (**Séchage 1**) et la phase d'homogénéisation (échéance $t_0(imb1)$ présentée en rouge), on observe une augmentation de la résistivité électrique et, par conséquent, une diminution du degré de saturation pour les trois éprouvettes, en raison du séchage de celles-ci durant cette période. Pour le béton C100-0, la résistivité moyenne augmente pour atteindre $259 \pm 18 \Omega.m$, correspondant à un taux de saturation de $58 \pm 1 \%$. Le profil hydrique homogène observé en fin de cure pour l'éprouvette C100-0_M2 est préservé après le séchage tridimensionnel et la phase d'homogénéisation, avec une diminution du degré de saturation d'environ 30 % sur toute la profondeur de l'éprouvette. En revanche, pour l'éprouvette C70-30_M2, un séchage plus prononcé est observé dans la partie basse. Par exemple, la résistivité apparente mesurée à 3 cm de la face inférieure passe de 293 $\Omega.m$ à 826 $\Omega.m$, tandis que celle mesurée à 16 cm augmente de 218 $\Omega.m$ à seulement 391 $\Omega.m$. Cela correspond à une diminution du degré de saturation d'environ 24 % dans la partie basse et 14 % dans la partie haute de l'éprouvette. Cette différence peut être attribuée à des hétérogénéités initiales présentes dans le matériau, accentuées par le séchage tridimensionnel. Le profil hydrique de l'éprouvette C50-50_M2 initialement homogène en fin de cure, conserve cette homogénéité après le séchage, malgré les légères fluctuations observées dans la partie supérieure. Le degré de saturation de l'éprouvette C50-50_M2 diminue d'environ 15 % sur toute sa profondeur.

Les résultats obtenus à l'échéance $t_0(imb1)$ mettent en évidence l'effet du laitier, montrant une diminution plus importante du degré de saturation pour le béton C100-0 en comparant aux bétons au laitier. Cela s'explique par la microstructure plus fine des bétons au laitier, ralentissant ainsi la cinétique du séchage.

Après trois semaines d'imbibition d'eau douce suivies de deux semaines d'homogénéisation (échéance $t_0(sec2)$ présentée en bleu), les résultats montrent que le gradient de degré de saturation observé à la fin de l'imbibition est toujours présent, même après l'emballage et la conservation des éprouvettes dans une salle climatisée pendant deux semaines. Ces deux semaines d'homogénéisation n'ont apparemment pas suffi pour homogénéiser l'état hydrique des éprouvettes après l'imbibition. À l'échéance $t_0(sec2)$, des degrés de saturation plus élevés persistent dans la partie inférieure des éprouvettes. Pour l'éprouvette C100-0_M2, le degré de saturation mesuré à 5,5 cm est d'environ 70 % et diminue progressivement en profondeur jusqu'à atteindre environ 60 % à 12,5 cm, valeur mesurée au début de l'imbibition. Un comportement similaire est observé pour l'éprouvette C70-30_M2, avec un degré de saturation de 92 % mesuré à 3 cm, qui diminue progressivement en profondeur pour atteindre environ 70 % à partir de 12 cm. De même, l'éprouvette C50-50_M2 montre un degré de

saturation d'environ 79 % à 3 cm, qui diminue progressivement pour atteindre environ 67 % à partir de 12 cm. Par ailleurs, les profils obtenus à $t_0(sec2)$ remettent en évidence la particularité de l'éprouvette C70-30_M2, qui présente le gradient hydrique le plus prononcé par rapport aux deux autres bétons. Il convient de rappeler qu'au cours de toutes les campagnes expérimentales, les résistivités apparentes mesurées par le capteur noyé en configuration « Transmission », sont considérées comme équivalentes aux résistivités réelles du matériau. Cependant, cette hypothèse doit être validée en présence de gradients hydriques importants, tels que ceux observés pendant l'imbibition.

Enfin, après la deuxième phase de séchage et d'homogénéisation (échéance $t_0(imb2)$ présentée en jaune), nous observons que les éprouvettes retrouvent presque le même état initial que celui observé après la première imbibition (courbes rouges). À $t_0(imb2)$, les profils hydriques montrent des degrés de saturation variant entre 53 et 59 % pour l'éprouvette C100-0_M2, entre 60 et 65 % pour l'éprouvette C70-30_M2 et entre 64 et 67 % pour l'éprouvette C50-50_M2. Ces valeurs montrent que les éprouvettes commencent la deuxième phase d'imbibition avec un état hydrique relativement sec et homogène en profondeur, similaire à celui obtenu à $t_0(imb1)$. Les légères différences observées entre les profils à $t_0(imb1)$ et $t_0(imb2)$ peuvent être attribuées aux conditions expérimentales et aux différentes phases par lesquelles la série M2 a passé, ce qui empêche d'obtenir un état initial à $t_0(imb2)$ exactement identique à celui observé à $t_0(imb1)$. Les profils de résistivité et de degré de saturation obtenus à $t_0(imb2)$ (courbes jaunes) sont donc considérés comme étant l'état initial des éprouvettes M2 au début de l'imbibition d'eau salée (**Imb. 2**).

6.2.2. Mesures de résistivité apparente obtenues par capteurs noyés

Après avoir analysé l'état initial des éprouvettes M2, cette section se concentre sur les mesures de résistivité apparente obtenues par les capteurs noyés durant la campagne d'imbibition. Plus précisément, nous allons comparer le comportement des éprouvettes M2 lors des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2**, afin d'évaluer l'effet des chlorures sur la résistivité électrique.

La pénétration des chlorures dans un béton non saturé se fait par convection avec l'eau liquide, un processus plus rapide que le phénomène de diffusion. Par conséquent, les mesures de résistivité sont effectuées toutes les 20 minutes durant les premières heures d'imbibition. Ensuite, la périodicité des mesures a été réduite au fur et à mesure de la campagne.

Ce paragraphe commence par une comparaison globale des profils de résistivité apparente, obtenus à différentes échéances des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2**. Ensuite, l'évolution de la variation relative de la résistivité apparente lors des deux campagnes est

présentée, à très court terme et sur toute la période de temps. Enfin, une comparaison des 3 bétons est réalisée afin d'évaluer l'effet du laitier sur la résistivité apparente.

6.2.2.1. Profils de résistivité apparente obtenus lors des campagnes d'imbibition

Les **Fig. 6.14(a), (b) et (c)** montrent les profils de résistivité apparente obtenus pendant les deux campagnes d'imbibition, pour les éprouvettes C100-0_M2, C70-30_M2 et C50-50_M2 respectivement. Les profils obtenus lors de l'imbibition d'eau douce (**Imb. 1**) sont présentés en traits pleins, tandis que ceux obtenus lors de l'imbibition d'eau salée (**Imb. 2**) sont présentés en pointillés.

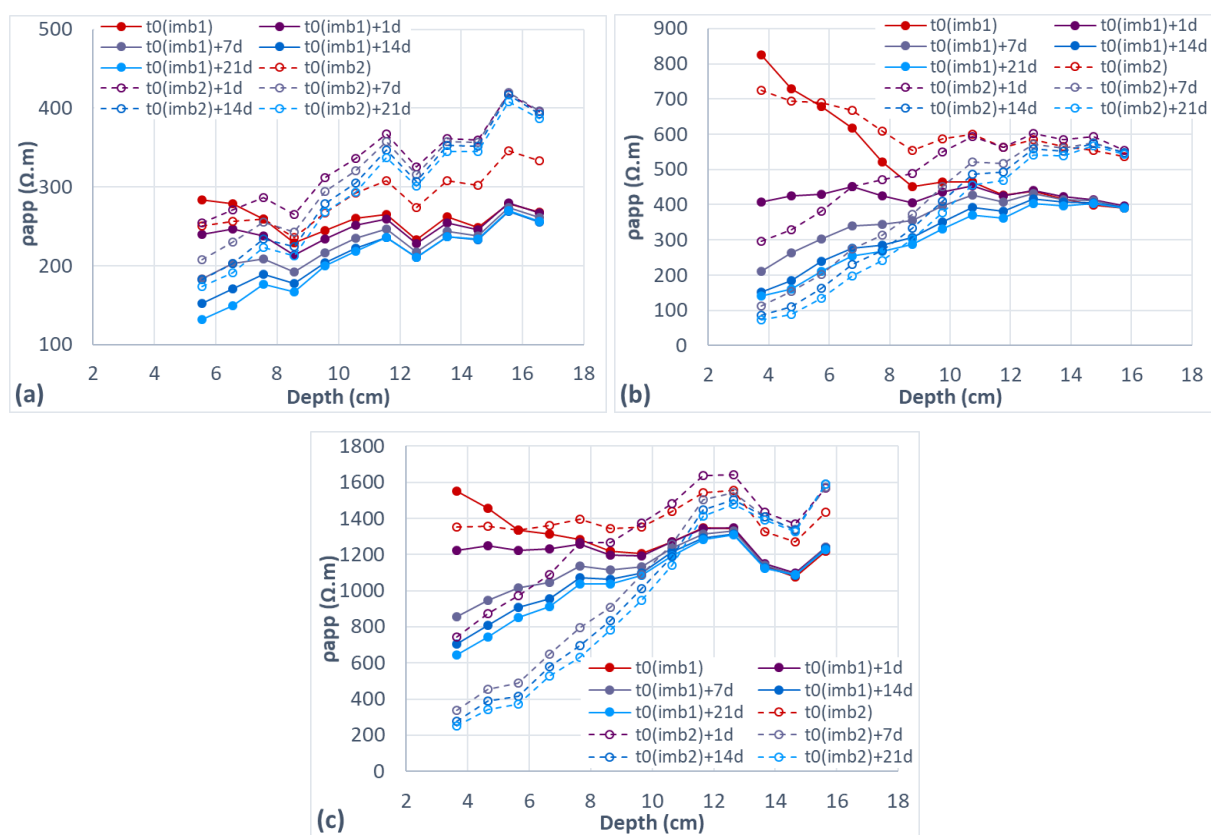


Fig. 6.14. Profils de résistivité apparente obtenus lors de la campagne **Imb. 1** (courbes en traits pleins) et **Imb. 2** (courbes en pointillés) : (a) C100-0_M2, (b) C70-30_M2, (c) C50-50_M2.

Tout d'abord, la tendance des profils de résistivité reflète un comportement typique du phénomène d'imbibition : la pénétration de l'eau, qu'elle soit salée ou non, augmente la conductivité électrique et, par conséquent, diminue la résistivité apparente du matériau. Théoriquement, on s'attendrait à une diminution plus marquée de la résistivité en présence des chlorures, car ceux-ci augmentent la concentration des ions mobiles dans la solution interstitielle, ce qui accroît la conductivité du matériau. De plus, cette baisse de résistivité

devrait être plus prononcée pour le béton C100-0, dont la microstructure est moins fine que celle des bétons au laitier. Cependant, les résultats montrent que ce n'est pas forcément le cas.

L'éprouvette C100-0_M2 présente un comportement particulier à court terme en présence des chlorures, comme le montre la **Fig. 6.14(a)**. En général, on s'attend à une diminution immédiate de la résistivité apparente dès que l'éprouvette entre en contact avec l'eau, en raison de la pénétration rapide de l'eau par absorption capillaire. Cependant, nous observons que la résistivité apparente du béton C100-0 a augmenté au cours du premier jour d'imbibition d'eau salée. Cette augmentation de la résistivité ne semble pas être liée aux ions chlorure, parce qu'elle est encore plus prononcée dans la partie supérieure de l'éprouvette et diminue progressivement à mesure que l'on se rapproche de la face de pénétration. Par exemple, en comparant les profils à $t_0(imb2)$ et $t_0(imb2)+1j$, la résistivité apparente augmente de 334 $\Omega.m$ à 395 $\Omega.m$ à 16,55 cm de la face de pénétration, et de 251 $\Omega.m$ à seulement 254 $\Omega.m$ à 5,55 cm de la face de pénétration. Si l'augmentation de la résistivité était due aux ions chlorure, on s'attendrait à ce qu'elle soit plus prononcée sur les électrodes proches de la face de pénétration, car ce sont les premières à être exposées aux chlorures. L'augmentation de la résistivité observée dans la partie supérieure de l'éprouvette peut être due à un séchage par la face supérieure. En effet, la face supérieure non résinée des éprouvettes était exposée à l'air libre durant toute la période de l'imbibition. Le comportement des 3 éprouvettes à très court terme sera analysé plus en détails dans le paragraphe 6.2.2.2.

Après le premier jour d'imbibition d'eau salée, les profils de résistivité ont repris leur tendance décroissante tout au long de la période d'imbibition. En revanche, les profils de résistivité obtenus lors de la campagne **Imb. 2** restent supérieurs à ceux de la campagne **Imb. 1**, malgré la présence des ions chlorure. Cela s'explique, d'une part, par l'augmentation inattendue de la résistivité durant le premier jour, et d'autre part, par la différence significative entre les profils obtenus à $t_0(imb1)$ et $t_0(imb2)$, ce qui influence inévitablement les valeurs de résistivité observées après chacune des deux phases de séchage.

Une différence entre les profils initiaux obtenus à $t_0(imb1)$ et $t_0(imb2)$ est également observée pour les éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2, comme le montrent respectivement les **Fig. 6.14(b)** et **(c)**. Pour ces deux éprouvettes, le profil initial mesuré à $t_0(imb2)$ est supérieur à celui obtenu à $t_0(imb1)$, à l'exception des deux premières mesures près de la face de pénétration. Comme nous l'avons expliqué dans le paragraphe 6.2.1, les différentes phases de conditionnement expérimental subies par la série M2 rendent impossible l'obtention d'états initiaux parfaitement identiques. Bien que les profils initiaux diffèrent, une baisse plus marquée de la résistivité est observée dans la partie inférieure des éprouvettes en présence des chlorures.

Toutefois, nous remarquons que l'écart entre les profils obtenus avec et sans chlorures est plus important pour l'éprouvette C50-50_M2, malgré son pourcentage plus élevé en laitier. Par exemple, la résistivité apparente mesurée à 3,65 cm après 3 semaines d'imbibition est de 642 Ω .m sans chlorures et de 249 Ω .m avec chlorures. Cet écart est supérieur à celui observé à la même profondeur pour l'éprouvette C70-30_M2, où la résistivité apparente est de 141 Ω .m sans chlorures et de 72,4 Ω .m avec chlorures. Cette observation peut être expliquée par l'état initial des éprouvettes qui peut influencer les mesures de résistivité.

6.2.2.2. Evolution de la variation relative de la résistivité au cours du temps

Afin de bien visualiser le comportement des 3 bétons étudiés lors des deux campagnes d'imbibition, nous présentons dans cette partie l'évolution de la variation relative de la résistivité apparente en fonction du temps.

Pour chacune des éprouvettes, une analyse détaillée de l'évolution de la variation relative de résistivité sera effectuée à très court terme, à savoir au cours du **premier jour** d'imbibition. Pour une meilleure visualisation des résultats à court terme, les campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2** sont analysées sur deux graphiques distincts.

Ensuite, l'évolution de la variation relative de résistivité est étudiée, pour les deux campagnes, sur toute la période de l'imbibition. Les résultats obtenus lors de l'imbibition d'eau douce (**Imb. 1**) sont présentés en traits pleins, tandis que ceux obtenus lors de l'imbibition d'eau salée (**Imb. 2**) sont présentés en pointillés.

Les **Fig. 6.15, 6.16 et 6.17** montrent l'évolution de la variation relative de résistivité durant le premier jour et sur toute la période d'imbibition, pour les éprouvettes C100-0_M2, C70-30_M2 et C50-50_M2 respectivement. En raison du grand nombre de mesures enregistrées, nous n'exposons pas la totalité des données enregistrées à chaque profondeur des éprouvettes. Nous présentons l'ensemble des mesures obtenues dans la partie inférieure, c'est-à-dire aux profondeurs proches de la face de pénétration. En revanche, pour la partie supérieure correspondant aux profondeurs éloignées de la face de pénétration, nous ne présentons qu'une mesure sur deux sur les graphiques.

➤ **Béton C100-0 :**

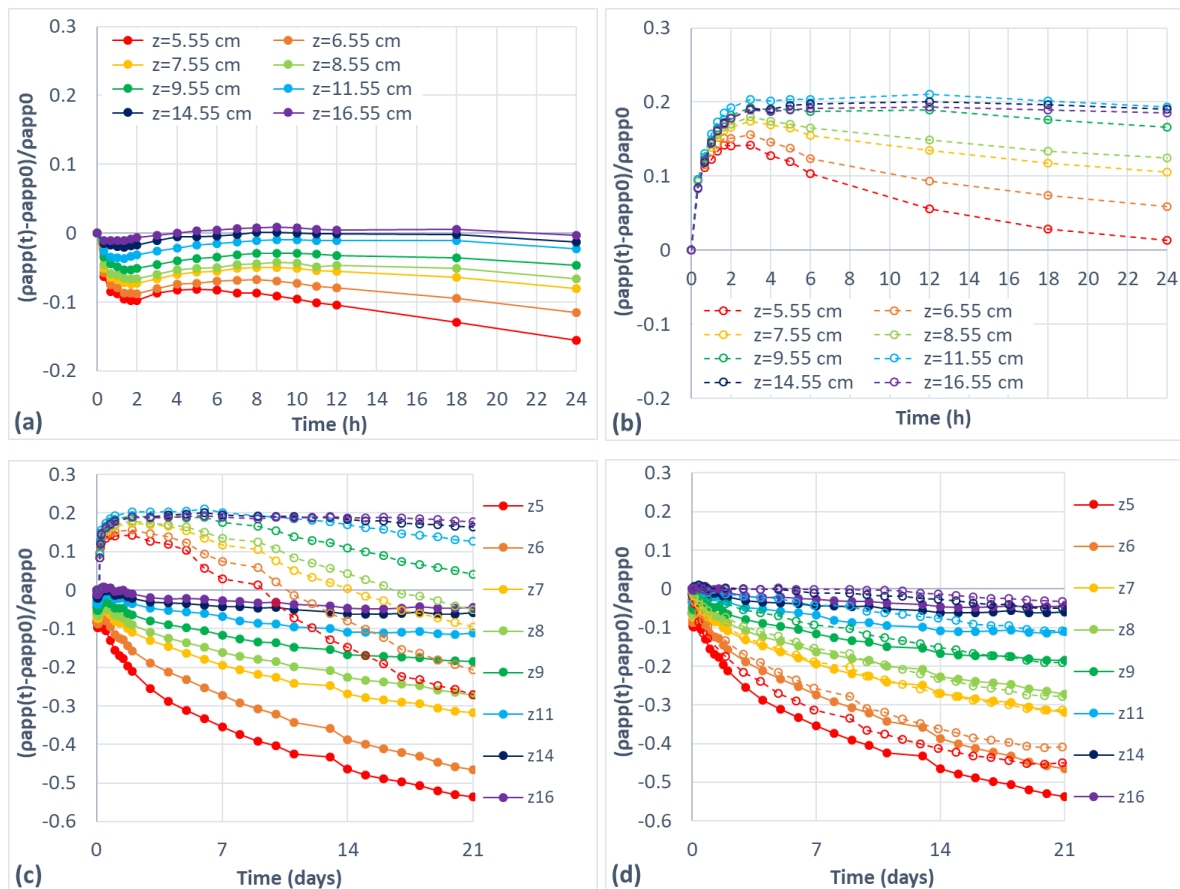


Fig. 6.15. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente de l'éprouvette C100-0_M2 : (a) au cours du premier jour de la campagne **Imb. 1**, (b) au cours du premier jour de la campagne **Imb. 2**, (c) sur toute la durée des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2** (sans correction), (d) sur toute la durée des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2** (avec correction).

Les **Fig. 6.15(a)** et **(b)** montrent clairement la différence dans le comportement de l'éprouvette C100-0_M2 entre les campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2**. En l'absence des chlorures (**Fig. 6.15(a)**), on observe une chute immédiate de la résistivité apparente, attribuable à la pénétration rapide de l'eau dans le béton sec. Cette diminution est particulièrement marquée près de la surface de pénétration et s'atténue progressivement avec la profondeur. Ce comportement régulier en fonction de la profondeur met en évidence la progression du front d'eau à l'intérieur de l'éprouvette. Après cette baisse initiale observée au bout de 3 heures, la résistivité apparente augmente légèrement à toutes les profondeurs avant de diminuer de nouveau. Cette légère augmentation est difficile à expliquer, car il n'y a eu aucune interruption de la campagne d'imbibition ni des mesures de résistivité. Toutefois, cette augmentation de la résistivité suit une certaine tendance en fonction de la profondeur. Par exemple, à la profondeur la plus proche de la surface de pénétration ($z=5,55$ cm), la résistivité apparente augmente de 3

à 6 heures avant de redescendre. Au cœur de l'éprouvette ($z=7,55$ cm ou $8,55$ cm), la résistivité continue à augmenter jusqu'à 12 heures, puis diminue à nouveau après 12 heures d'imbibition. Dans la partie supérieure de l'éprouvette ($z=16,55$ cm), la diminution de la résistivité ne commence qu'à partir de 18 heures.

En présence de chlorures (**Fig. 6.15(b)**), on observe plutôt une augmentation de la résistivité apparente à toutes les profondeurs de l'éprouvette. Comme nous l'avons constaté dans la partie précédente, cette augmentation de la résistivité est moins prononcée près de la surface de pénétration et devient plus marquée à mesure que l'on s'éloigne de celle-ci. Ces observations ne peuvent donc pas être attribuées à la présence des ions chlorures. Par ailleurs, l'augmentation de la résistivité aux profondeurs proches de la face supérieure peut être due au séchage de cette face non résinée exposée à l'air ambiant. Passées les 3 premières heures d'imbibition, le comportement de la résistivité devient représentatif de la pénétration de l'eau salée : la résistivité apparente diminue en raison de la pénétration des chlorures avec l'eau liquide, cette diminution étant plus marquée près de la surface de pénétration.

Dans la **Fig. 6.15(c)**, nous présentons une superposition des résultats obtenus au cours des 3 semaines des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2**, en conservant les valeurs brutes de résistivité mesurées lors de l'**Imb. 2**, incluant ainsi l'augmentation de résistivité observée à court terme. En revanche, dans la **Fig. 6.15(d)**, nous superposons les résultats des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2**, après correction de l'augmentation de la résistivité observée à court terme de la campagne **Imb. 2**. Cette correction a consisté à soustraire l'augmentation de la résistivité observée au cours des 3 premières heures d'imbibition de toutes les mesures, afin d'obtenir des courbes décroissantes dès $t_0(\text{imb}2)$. Les résultats présentés dans la **Fig. 6.15(d)** illustrent bien le comportement typique du phénomène d'imbibition : l'eau (qu'elle soit salée ou non) pénètre par absorption capillaire dans l'espace poral de l'éprouvette, réduisant ainsi la résistivité apparente du matériau. Pour les deux campagnes, nous observons une tendance logique en fonction de la profondeur : la diminution de la résistivité est plus marquée au niveau des électrodes proches de la surface de pénétration et s'atténue progressivement à mesure que l'on s'éloigne de celle-ci.

Malgré la correction des profils de résistivité, la **Fig. 6.15(d)** montre que la diminution de résistivité reste néanmoins moins prononcée en présence des chlorures qu'en leur absence. En effet, nous remarquons qu'à proximité de la face de pénétration (profondeurs z_5 et z_6), les courbes en traits pleins sont situées en dessous des courbes en pointillés, indiquant une diminution relative plus prononcée de la résistivité en l'absence de chlorures. Au cœur de l'éprouvette (profondeurs z_7 et z_8), les deux courbes sont presque superposées, ne montrant

aucune différence de comportement avec ou sans chlorures. En s'éloignant davantage de la face de pénétration ($z_9, z_{11}, z_{14}, z_{16}$), les courbes en traits pleins repassent en dessous des courbes en pointillés. Ces résultats peuvent être attribués d'une part, à la différence de l'état initial de l'éprouvette entre les campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2** et, d'autre part, à la disposition particulière du capteur dans cette éprouvette. En effet, comme évoqué dans le chapitre 5, le capteur noyé semble être remonté pendant le coulage, ce qui explique que la première mesure de résistivité ait été obtenue à 5,55 cm de la face de pénétration, une profondeur plus éloignée que celles des premières mesures obtenues pour les bétons au laitier (3,75 cm pour le béton C70-30 et 3,65 cm pour le béton C50-50). En plus de cette remontée, le capteur a probablement subi une inclinaison durant le coulage. Ainsi, le capteur n'est pas centré dans l'axe de l'éprouvette et les électrodes situées aux extrémités du capteur ne sont pas au centre, mais proches du bord de l'éprouvette. Ces incertitudes expérimentales pourraient expliquer les tendances observées.

➤ **Bétons C70-30 et C50-50 :**

Contrairement au béton C100-0, le comportement des bétons au laitier ne semble pas présenter une différence significative entre les campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2**. En l'absence des chlorures, la **Fig. 6.16(a)** montre que la résistivité apparente du béton C70-30 diminue rapidement jusqu'à une profondeur de 10 cm, avec une diminution plus prononcée près de la surface de pénétration. Au-delà de 10 cm, comme par exemple à 10,75 et 12,75 cm de profondeur, la résistivité apparente reste presque stable pendant le premier jour d'imbibition. En s'éloignant davantage de la surface de pénétration (à $z=14,75$ cm), une très légère augmentation est observée au cours du premier jour d'imbibition. En présence de chlorures (**Fig. 6.16(b)**), l'éprouvette C70-30_M2 présente un comportement presque identique : une diminution immédiate de la résistivité jusqu'à 8 cm de profondeur. Au-delà de 8 cm, la résistivité augmente légèrement avant de rediminuer.

Pour l'éprouvette C50-50_M2, la **Fig. 6.17(a)** montre qu'en l'absence de chlorures, une diminution immédiate de la résistivité est observée jusqu'à une profondeur de 7 cm. Au-delà de 7 cm (aux profondeurs de 7,65 et 8,65 cm), la résistivité reste quasiment stable avant de diminuer après 12 heures d'imbibition. A des profondeurs plus importantes ($z=10,65, 12,65$ et $14,65$ cm), on observe une légère augmentation de la résistivité au cours du premier jour d'imbibition. Ce comportement est similaire à celui de l'éprouvette C70-30_M2 lors de la campagne **Imb. 1**. Cependant, la **Fig. 6.17(b)** montre une légère augmentation de la résistivité qui devient plus prononcée en profondeur. Par exemple, à 3,65 cm de la face de pénétration, la résistivité apparente augmente très légèrement pendant les 20 premières minutes d'imbibition,

avant de diminuer. Plus on s'éloigne de la face de pénétration, plus la baisse de résistivité est observée tardivement. Au cœur de l'éprouvette ($z=7,65$ cm), la résistivité commence à diminuer après 4 heures d'imbibition. À 10,65 cm, cette diminution n'intervient qu'après 12 heures d'imbibition. Ce comportement ressemble à celui de l'éprouvette C100-0_M2 lors de la campagne **Imb. 2**, mais de manière moins prononcée probablement en raison de la présence du laitier.

Enfin, les **Fig. 6.16(c)** et **6.17(c)** montrent que la diminution de la résistivité apparente des éprouvettes contenant du laitier est plus prononcée en présence d'ions chlorure. L'écart le plus important entre les courbes en pointillés (**Imb. 2**) et les courbes en traits pleins (**Imb. 1**) est observé au niveau des électrodes proches de la face de pénétration, puis s'atténue progressivement en profondeur. Ces observations s'expliquent par la présence des ions chlorure, qui, transportés par l'eau liquide, augmentent la concentration d'ions mobiles dans la solution interstitielle, entraînant ainsi une diminution supplémentaire de la résistivité électrique.

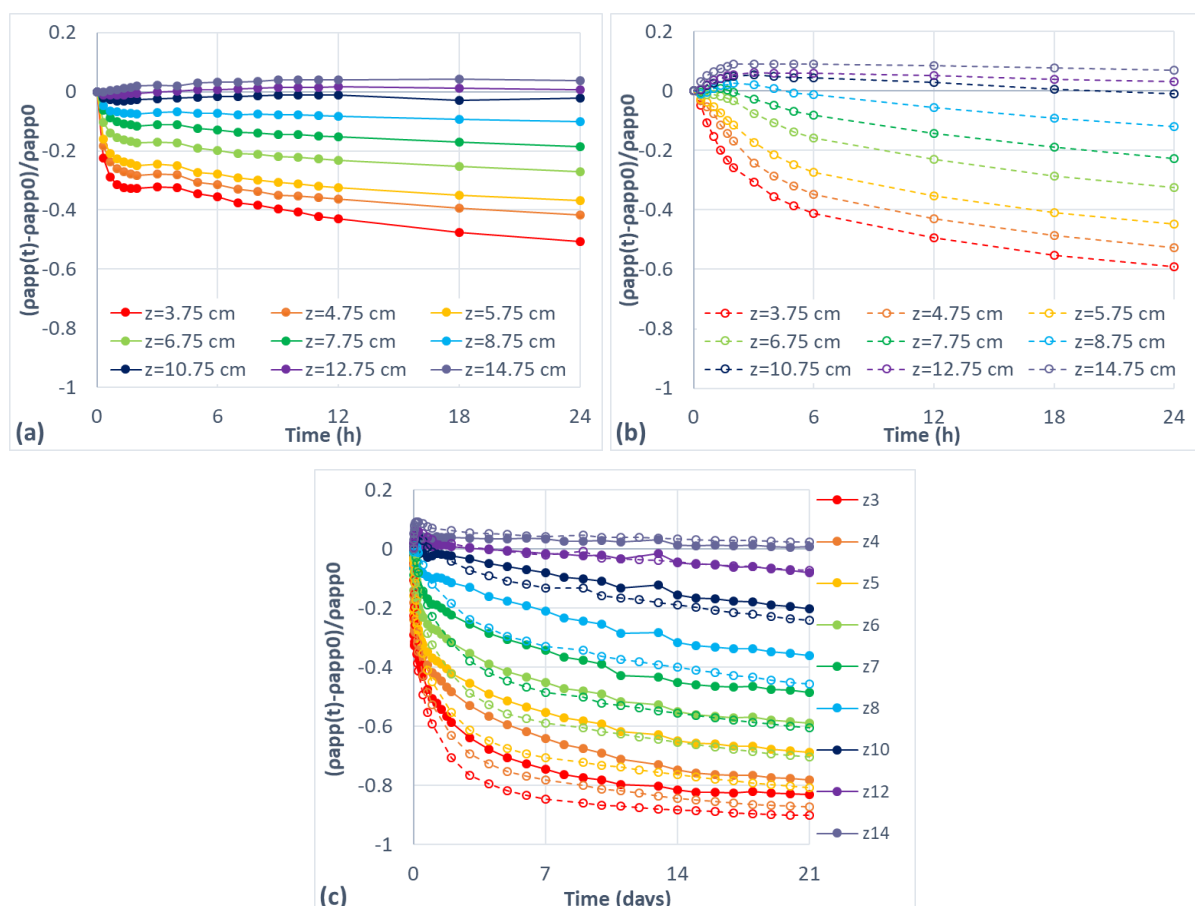


Fig. 6.16. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente de l'éprouvette C70-30_M2 : (a) au cours du premier jour de la campagne **Imb. 1**, (b) au cours du premier jour de la campagne **Imb. 2**, (c) sur toute la durée des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2**.

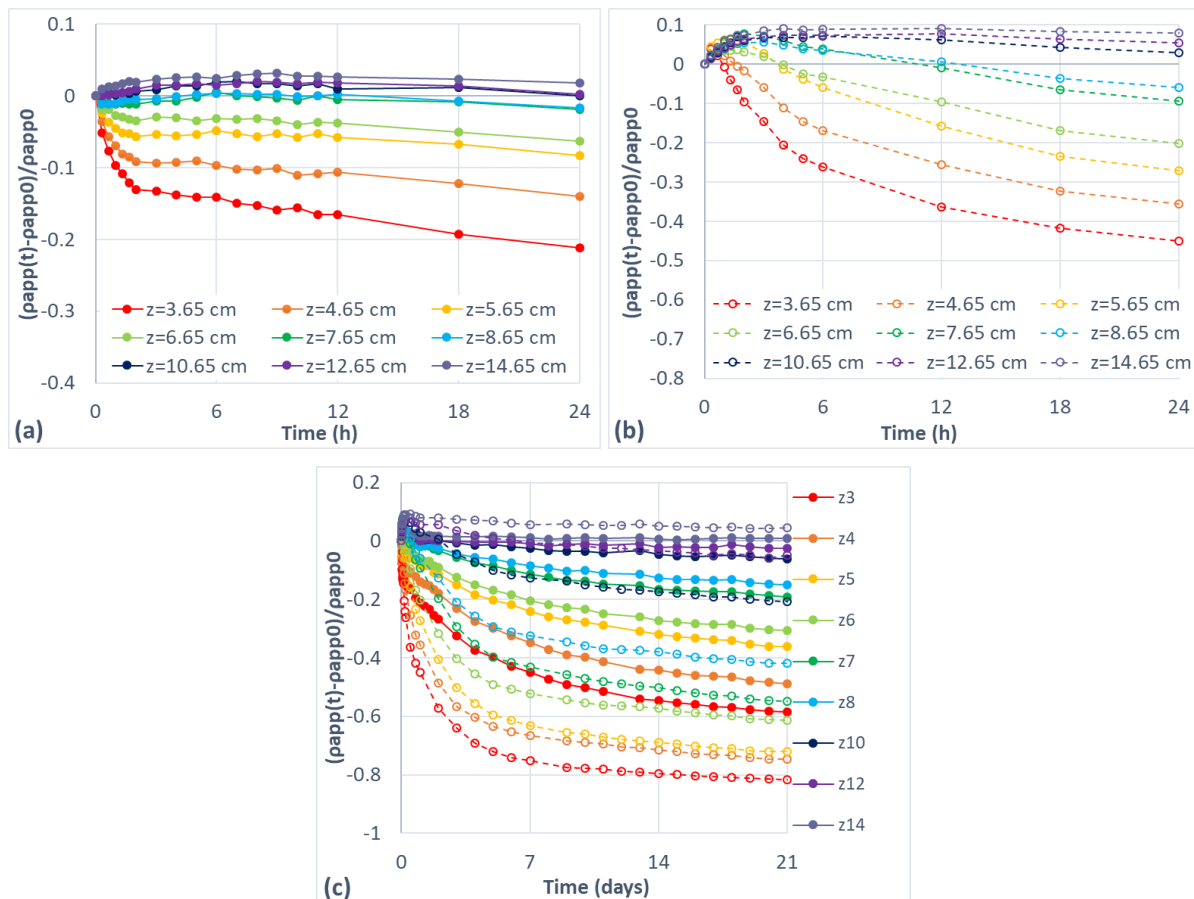


Fig. 6.17. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente de l'éprouvette C50-50_M2 : (a) au cours du premier jour de la campagne **Imb. 1**, (b) au cours du premier jour de la campagne **Imb. 2**, (c) sur toute la durée des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2**.

6.2.2.3. Comparaison des trois types de béton

Afin d'évaluer l'effet du laitier sur la résistivité apparente, nous comparons dans cette dernière partie le comportement des trois bétons entre eux au cours des deux campagnes d'imbibition. Étant donné la grande quantité de données enregistrées pour chaque éprouvette, nous présentons l'évolution de la variation relative de la résistivité de chaque éprouvette, à des profondeurs approximativement identiques : z_5 correspondant à une profondeur de 5,55 cm pour C100-0, 5,75 cm pour C70-30 et 5,65 cm pour C50-50 ; z_8 correspondant à 8,55 cm pour C100-0, 8,75 cm pour C70-30 et 8,65 cm pour C50-50 ; et enfin, z_{14} correspondant à 14,55 cm pour C100-0, 14,75 cm pour C70-30 et 14,65 cm pour C50-50. Nous rappelons que les profondeurs choisies sont mesurées à partir de la face de pénétration. Dans la légende, les profondeurs z_n sont accompagnées du pourcentage de laitier dans le béton (0 %, 30 % et 50 %). Les **Fig. 6.18(a)** et **(b)** illustrent l'évolution de la variation relative de la résistivité apparente aux

profondeurs z_5 , z_8 et z_{14} des trois bétons, pendant toute la période des campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2** respectivement.

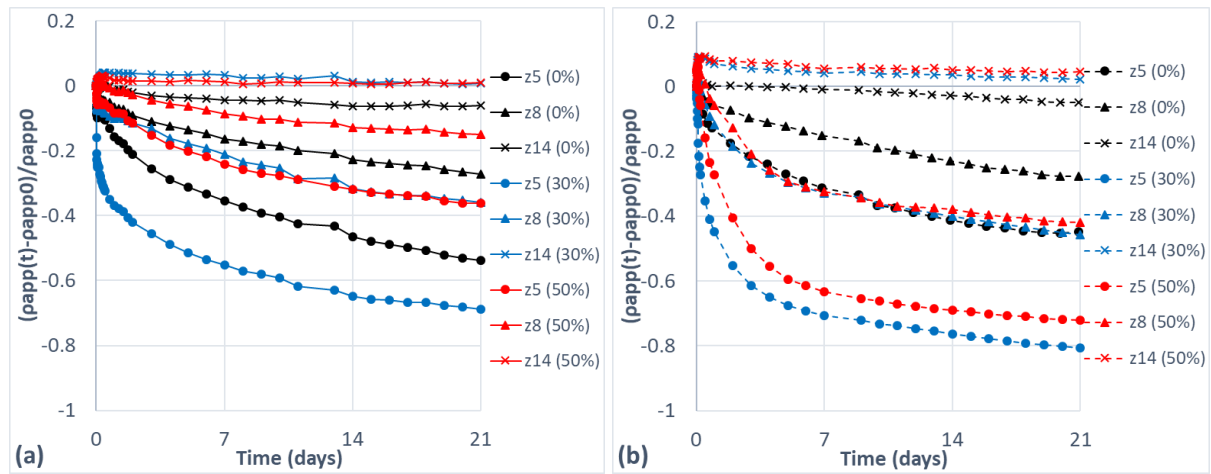


Fig. 6.18. Evolution de la variation relative de la résistivité apparente aux profondeurs z_5 , z_8 et z_{14} des 3 bétons pendant la durée d'imbibition : (a) d'eau douce (**Imb. 1**), (b) d'eau salée (**Imb. 2**).

Théoriquement, on s'attend à ce qu'une plus grande quantité de laitier entraîne une diminution relative moins marquée de la résistivité, en raison de la microstructure plus fine des bétons au laitier. Cependant, les **Fig. 6.18(a)** et **(b)** montrent que ce n'est pas toujours le cas.

Lors de la campagne **Imb. 1** (**Fig. 6.18(a)**), une tendance assez cohérente est observée en comparant les bétons C100-0 et C50-50. Les résultats montrent qu'aux 3 profondeurs sélectionnées, la résistivité apparente du béton C100-0 diminue plus que celle du béton C50-50 pour une même durée d'imbibition. Par exemple, après 3 semaines d'imbibition, la résistivité apparente du béton C100-0 diminue respectivement de 54 %, 27 % et 6 % aux profondeurs z_5 , z_8 et z_{14} . Pour le béton C50-50, la résistivité apparente diminue de 36 %, 15 % et 1 % aux mêmes profondeurs respectivement. Cependant, on observe que la résistivité apparente du béton C70-30 diminue plus que celle du béton C100-0, surtout aux profondeurs proches de la face de pénétration. Après trois semaines d'imbibition, la résistivité apparente du béton C70-30 diminue de 69 % à z_5 et de 36 % à z_8 . Ces observations peuvent s'expliquer par l'état initial de l'éprouvette C70-30_M2 (**Fig. 6.12**), qui présentait un profil hydrique non homogène en profondeur, avec une partie inférieure plus sèche. Cela pourrait justifier la réaction ou l'humidification plus rapide de l'éprouvette C70-30_M2 par rapport à l'éprouvette C100-0_M2. Toutefois, la diminution de la résistivité apparente de l'éprouvette C70-30_M2 reste plus importante que celle de l'éprouvette C50-50_M2, qui contient davantage de laitier et possède donc une microstructure plus fine.

La cohérence observée entre les bétons C100-0 et C50-50 lors de la campagne **Imb. 1** n'est pas observée dans la campagne **Imb. 2**. La **Fig. 6.18(b)** montre que, malgré la présence du laitier et la correction des profils de résistivité du béton C100-0, les bétons C70-30 et C50-50 présentent une diminution de résistivité plus importante que le béton C100-0, surtout aux profondeurs z_5 et z_8 . Après trois semaines d'imbibition, la diminution de la résistivité apparente des bétons C100-0, C70-30 et C50-50 est respectivement de 45 %, 81 % et 72 % à z_5 , et de 28 %, 46 % et 42 % à z_8 . Ces observations peuvent s'expliquer par plusieurs facteurs, tels que les différences dans l'état initial des éprouvettes entre les deux campagnes et la variation dans la disposition du système de mesure à l'intérieur des éprouvettes.

6.2.3. Profils en chlorures obtenus lors de la campagne **Imb. 2**

Lors de la pénétration de l'eau salée, la résistivité électrique du matériau est influencée non pas par un seul facteur, mais par deux : le degré de saturation et la concentration des ions chlorure. Les surfaces de calibration présentées au chapitre 4 doivent donc être utilisées pour convertir les profils de résistivité apparente en profils de degré de saturation et profils en chlorures. La méthodologie adoptée pour la détermination des profils en chlorures est décrite dans ce qui suit.

Notons que la résistivité électrique obtenue lors de la campagne **Imb. 2** est notée ρ_2 et celle obtenue lors de la campagne **Imb. 1** est notée ρ_1 . La résistivité électrique ρ_2 est donc exprimée en fonction du degré de saturation et de la concentration en chlorures par l'équation des surfaces de calibration établie dans le chapitre 4 (**Eq. (6.1)**). En l'absence des chlorures, nous considérons que la résistivité électrique ρ_1 est exprimée uniquement en fonction du degré de saturation par l'**Eq. (6.2)**.

$$\log(\rho_2) = a + b[Cl^-] + cS_l \quad \text{Eq. (6.1)}$$

$$\log(\rho_1) = a + cS_l \quad \text{Eq. (6.2)}$$

En considérant que l'écart entre les résistivités ρ_1 et ρ_2 est dû uniquement à la présence d'ions chlorure lors de l'**Imb. 2**, la concentration en ions chlorures peut être calculée de la manière suivante :

$$\log(\rho_2) = \log(\rho_1) + b[Cl^-] \quad \text{Eq. (6.3)}$$

$$\log(\rho_2) - \log(\rho_1) = b[Cl^-] \quad \text{Eq. (6.4)}$$

$$\log\left(\frac{\rho_2}{\rho_1}\right) = b[Cl^-] \quad \text{Eq. (6.5)}$$

$$[Cl^-] = \frac{1}{b} \log\left(\frac{\rho_2}{\rho_1}\right) \quad \text{Eq. (6.6)}$$

Comme nous l'avons remarqué dans le paragraphe 6.2.2, l'éprouvette C100-0_M2 présentait un comportement particulier lors de la campagne **Imb. 2**. Comme les valeurs de ρ_2 restent supérieures aux valeurs de ρ_1 pendant toute la période de la campagne, l'**Eq. (6.6)** montre des concentrations en chlorures négatives sur toutes les profondeurs. Nous allons donc nous focaliser uniquement sur les éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2. Pour ces deux éprouvettes, les profils hydriques représentant la pénétration de l'**eau douce** sont déterminés à partir des résistivités ρ_1 en utilisant l'**Eq. (6.2)**. En revanche, les profils ioniques représentant la pénétration des **ions chlorure** sont déterminés à partir des résistivités ρ_1 (**Imb. 1**) et ρ_2 (**Imb. 2**), en utilisant l'**Eq. (6.6)**. Les profils hydriques et ioniques sont obtenus aux échéances de temps suivantes : à 12 heures, un jour, 7 jours et 21 jours d'imbibition.

Nous rappelons que 3 surfaces de calibration différentes ont été établies pour chaque béton : une première surface exprimée en fonction de la concentration en chlorures libres obtenue par chromatographie ionique, une deuxième surface exprimée en fonction de la concentration en chlorures libres obtenue par titration potentiométrique et une troisième surface exprimée en fonction de la concentration en chlorures totaux obtenue par titration potentiométrique. Etant donné que les dosages par titration ont été obtenus en fin de thèse, nous avons choisi la première surface (exprimée en fonction des chlorures libres obtenus par chromatographie, voir **Fig. 4.13(a)**) pour la détermination des profils en chlorures. Dans le **Tableau 6.4**, nous rappelons les coefficients de la surface de calibration des 3 bétons.

Tableau 6.4. Coefficients des surfaces de calibration des bétons au laitier.

Béton	<i>a</i>	<i>b</i>	<i>c</i>	<i>R</i> ²
C70-30	4,7572	-42,2488	-0,0305	0,8879
C50-50	5,3642	-49,8343	-0,0327	0,9781

Les **Fig. 6.19(a)** et **(b)** montrent une superposition des profils de degré de saturation (en traits pleins) et des profils de concentration en chlorures (en pointillés) obtenus à différentes échéances de temps, pour les éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2 respectivement.

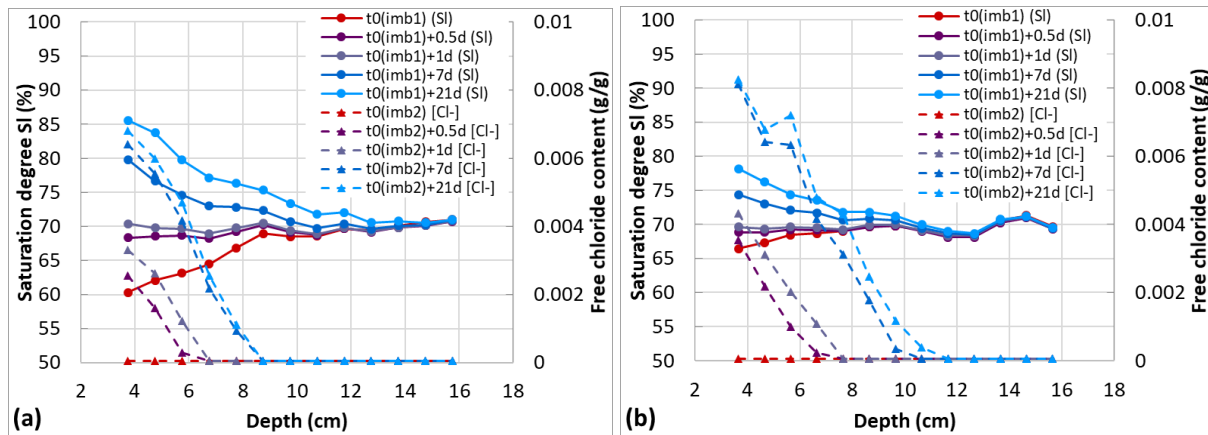


Fig. 6.19. Profils de degré de saturation (en traits pleins) et profils de concentration en chlorures (en pointillés) obtenus à différentes échéances de temps : (a) C70-30_M2, (b) C50-50_M2.

Les résultats obtenus illustrent la pénétration progressive des chlorures dans la profondeur des éprouvettes. Pour l'éprouvette C70-30_M2 (**Fig. 6.19(a)**), le profil en chlorures libres obtenu à 12 heures d'imbibition montre une concentration près de la face contaminée (à $z=3,75$ cm) égale à 0,0025 g/g, avec une profondeur de pénétration de 6 cm. Après 21 jours d'imbibition, la concentration en chlorures près de la face de pénétration augmente jusqu'à atteindre une valeur égale à 0,0068 g/g. En outre, la profondeur de pénétration des chlorures augmente jusqu'à atteindre 9 cm au bout de 21 jours d'imbibition. Les profils en chlorures sont encore plus prononcés pour l'éprouvette C50-50_M2, comme le montre la **Fig. 6.19(b)**. Après 12 heures d'imbibition, le profil en chlorures montre une concentration de 0,0035 g/g près de la face de pénétration, légèrement supérieure à celle observée dans l'éprouvette C70-30_M2 à la même échéance de temps. De plus, la profondeur de pénétration des chlorures est légèrement supérieure à celle observée dans l'éprouvette C70-30_M2 et est égale à 7 cm. Après 21 jours d'imbibition, le profil en chlorures montre une concentration de 0,008 g/g près de la face contaminée, avec une profondeur de pénétration allant jusqu'à 12 cm dans l'éprouvette. Ces résultats sont attribués à l'écart plus important observé entre les résistivités ρ_1 et ρ_2 dans l'éprouvette C50-50_M2.

La superposition des profils hydriques et ioniques permet de comparer visuellement la cinétique de pénétration de l'eau et des chlorures. La **Fig. 6.19(a)** montre que la pénétration des chlorures est retardée par rapport à celle de l'eau dans l'éprouvette C70-30_M2. En effet, nous remarquons que l'eau douce arrive jusqu'à 14 cm après 21 jours d'imbibition, tandis que les chlorures pénètrent seulement jusqu'à 9 cm dans l'éprouvette. En revanche, la **Fig. 6.19(b)** montre que pour l'éprouvette C50-50_M2, la profondeur de pénétration de l'eau et des

chlorures est quasiment identique après 21 jours d'imbibition et est approximativement égale à 12 cm.

Malgré toutes les hypothèses adoptées, la méthodologie utilisée a tout de même permis d'estimer des profils en chlorures avec des concentrations et des profondeurs de pénétration relativement cohérentes pour les éprouvettes au laitier. Il aurait été préférable de déterminer des profils en chlorures par des essais destructifs sur des éprouvettes non instrumentées, afin de les comparer avec ceux obtenus par les capteurs noyés. Cependant, cela n'a pas été réalisé dans le cadre de ce travail. Les profils en chlorures présentés ci-dessus sont utilisés pour l'estimation du coefficient de diffusion des bétons au laitier, par ajustement du modèle de transport présenté dans le chapitre 3.

6.2.4. Modélisation de la campagne d'imbibition d'eau salée

Dans cette partie, la campagne d'imbibition d'eau salée est modélisée en utilisant le modèle de transport présenté dans le chapitre 3. Le modèle est ajusté aux profils en chlorures présentés dans la **Fig. 6.19**, afin d'estimer le coefficient de diffusion des bétons C70-30 et C50-50. De plus, une comparaison entre les profils hydriques numériques et expérimentaux est réalisée, afin de vérifier si la perméabilité intrinsèque estimée par la modélisation des expériences de séchage et d'imbibition d'eau douce (voir chapitre 5) est bien retrouvée.

L'ajustement entre le modèle et les profils expérimentaux n'a été possible qu'en utilisant des paramètres d'entrée bien déterminés et en adoptant différentes hypothèses. Les paramètres d'entrée ayant conduit au meilleur ajustement sont récapitulés dans le **Tableau 6.5**. Concernant le transport de l'eau liquide, nous considérons que les valeurs de perméabilité intrinsèque (K_I), des paramètres d'adsorption (a et m) et de l'exposant ajustable (q) (apparaissant dans l'**Eq. (3.14)**) sont connues et sont égales à celles obtenues lors de la modélisation de l'imbibition d'eau douce (voir **Tableau 5.5**). Le profil de degré de saturation initial S_{l0} est obtenu par capteur noyé à l'instant $t_0(imb1)$ et est calculé à partir de l'**Eq. (6.2)**. Les conditions aux limites $S_{l_{ext1}}$ et $S_{l_{ext2}}$, représentant respectivement le degré de saturation sur les faces inférieures et supérieures des éprouvettes, ont été ajustées pour obtenir le meilleur accord avec les données expérimentales. Pour le transport des chlorures, la concentration initiale C_{Cl0} est celle fournie par les fiches techniques. La concentration en chlorures sur la face supérieure des éprouvettes ($C_{Cl_{ext2}}$) est fixée à 0, tandis que celle de la face inférieure ($C_{Cl_{ext1}}$) est égale à la concentration de la solution externe d'imbibition. Enfin, la modélisation a été d'abord réalisée en tenant compte du phénomène de fixation en utilisant les isothermes de fixation présentés dans le paragraphe 6.1.4. Toutefois, l'ajustement du modèle aux points expérimentaux n'a pas été

possible. Par conséquent, la fixation des chlorures a été négligée, ce qui nous a permis de nous affranchir des paramètres d'entrée associés. Les deux paramètres inconnus restant sont le coefficient de diffusion effectif $D_{eff,0}$ et l'exposant λ , tous deux figurant dans l'Eq. (3.20). Ces deux paramètres (indiqués en rouge dans le **Tableau 6.5**) sont ajustés jusqu'à l'obtention du meilleur alignement entre le modèle et les points expérimentaux.

Tableau 6.5. Paramètres d'entrée adoptés pour la modélisation de l'imbibition d'eau salée des éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2.

Paramètres d'entrée			C70-30_M2	C50-50_M2
Transport de l'eau liquid	Porosité	ϕ (%)	13,3	12,7
	Perméabilité intrinsèque	K_I (m ²)	10×10^{-21}	5×10^{-21}
	Paramètres d'adsorption	$a(ads)$ (MPa)	30	30
		m (-)	0,46	0,46
	Paramètre ajustable ($k_{rl,(ads)}$)	q (-)	0,7	0,7
Transport des chlorures	Condition initiale	S_{l0} (%)	Profil obtenu à $t_0(imb1)$ (Eq. (6.2))	Profil obtenu à $t_0(imb1)$ (Eq. (6.2))
	Conditions aux limites	$S_{l_{ext1}}$ (%)	90 %	85 %
		$S_{l_{ext2}}$ (%)	70 %	65 %
Transport des chlorures	Coefficient de diffusion	$D_{eff,0}$ (m ² /s)	200×10^{-12}	200×10^{-12}
	Paramètre ajustable	λ (-)	1	1
	Condition initiale	C_{Cl0} (g/g)	$4,736 \times 10^{-5}$	$4,459 \times 10^{-5}$
	Conditions aux limites	$C_{Cl_{ext1}}$ (g/g)	0,009217	0,009217
		$C_{Cl_{ext2}}$ (g/g)	0	0

Les **Fig. 6.20** et **6.21** montrent les profils de degré de saturation (a) et les profils en chlorures (b) numériques et expérimentaux, pour les éprouvettes C70-30_M2 et C50-50_M2 respectivement. Les profils numériques sont obtenus avec une valeur de coefficient de diffusion $D_{eff,0}$ égale à 200×10^{-12} m²/s et une valeur de λ égale à 1.

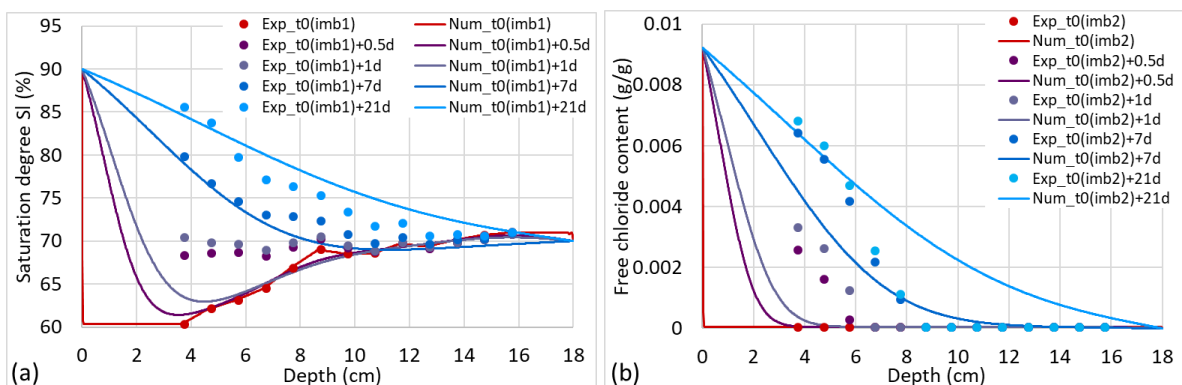


Fig. 6.20. Profils de degré de saturation (a) et profils en concentration en chlorures (b) numériques et expérimentaux obtenus pour l'éprouvette C70-30_M2.

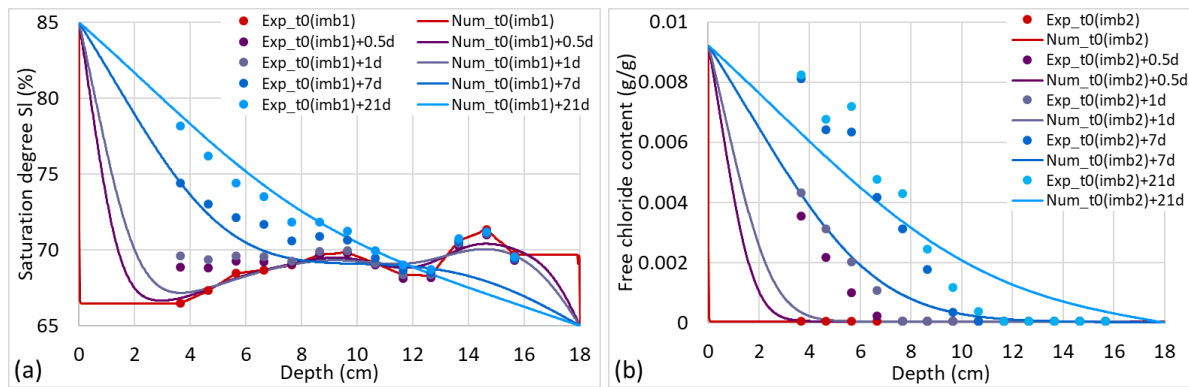


Fig. 6.21. Profils de degré de saturation (a) et profils en concentration en chlorures (b) numériques et expérimentaux obtenus pour l'éprouvette C50-50_M2.

Les résultats présentés ci-dessus montrent que les profils hydriques et ioniques obtenus expérimentalement par capteurs noyés et ceux prédits numériquement par le modèle présentent des ordres de grandeur assez cohérents. Des écarts entre les profils numériques et expérimentaux sont tout de même observés, en raison des différentes hypothèses adoptées, tant au niveau du modèle et des paramètres d'entrée que dans les mesures expérimentales.

Tout d'abord, les **Fig. 6.20(a)** et **6.21(a)** montrent que les valeurs de perméabilité intrinsèque estimées lors de la modélisation de la campagne **Imb. 1** (présentée dans le chapitre 5) permettent un ajustement relativement bon à 7 jours et à 21 jours. Il convient de rappeler que les profils de degré de saturation expérimentaux présentés dans les **Fig. 6.20(a)** et **6.21(b)** sont obtenus à l'aide de l'**Eq. (6.2)**, qui est exprimée fonction des résistivités ρ_l enregistrées au cours de la campagne **Imb. 1**. Par conséquent, ce résultat était attendu, car les profils hydriques présentés ici et ceux présentés dans le chapitre 5 sont basés sur les mêmes profils de résistivité. La seule différence réside dans le fait que les profils de degré de saturation présentés dans le chapitre 5 ont été obtenus à partir de l'équation des **courbes de calibration** reliant la résistivité au degré de saturation, tandis que les profils de degré de saturation présentés ici sont calculés à partir de l'équation des **surfaces de calibration** reliant la résistivité au degré de saturation et à la concentration en chlorures, en supposant que la concentration en chlorures est nulle. Cette différence peut expliquer les légers écarts observés entre les profils numériques et expérimentaux à 7 jours et à 21 jours d'imbibition.

Toutefois, nous remarquons qu'à courte échéance (à 12 heures et 1 jour d'imbibition), les profils de degré de saturation prédits par le modèle sont sous-estimés par rapport à ceux obtenus par capteurs noyés, en particulier dans la partie inférieure des éprouvettes. Cela n'a pas été observé lors de la modélisation de la campagne **Imb. 1** présentée dans le chapitre 5, car l'ajustement du modèle a été effectué uniquement à 21 jours d'imbibition. Les écarts observés

à court terme peuvent être attribués d'une part, à des incertitudes numériques liées aux paramètres d'entrée adoptés, qui pourraient ne pas correspondre parfaitement à nos bétons et, d'autre part, à des incertitudes expérimentales liées au fait que les profils de degré de saturation sont dérivés de profils de résistivité « apparente » considérés comme équivalents aux profils de résistivité « vraie » dans un matériau homogène. En effet, un gradient de degré de saturation se développe rapidement dans le béton lors de l'imbibition. Il pourrait donc être nécessaire d'inverser les profils de résistivité « apparente » pour obtenir les profils réels et, par conséquent, aboutir à des profils hydriques plus précis, ceux-ci étant très influencés à courte échéance (c'est-à-dire dès que l'eau entre en contact avec la grille inférieure).

Concernant les profils en chlorures, des divergences notables sont observées entre les profils numériques et expérimentaux. Bien que la fixation des chlorures ait été négligée et malgré la valeur élevée du coefficient de diffusion, les **Fig. 6.20(b)** et **6.21(b)** montrent que le modèle sous-estime encore les profils en chlorures obtenus expérimentalement, en particulier à court terme. Par exemple, à 12 heures et à 1 jour d'imbibition, les profils numériques prédits pour les deux éprouvettes présentent des concentrations en chlorures plus faibles et une pénétration moins profonde par rapport aux profils expérimentaux. Après 7 jours d'imbibition, le modèle sous-estime les concentrations en chlorures jusqu'à une profondeur de 7 cm pour l'éprouvette C70-30_M2 et 10 cm pour l'éprouvette C50-50_M2. À 21 jours d'imbibition, le profil numérique se superpose au profil expérimental jusqu'à une profondeur de 6 cm dans l'éprouvette C70-30_M2. Au-delà de cette profondeur, le modèle surestime les concentrations en chlorures. Pour l'éprouvette C50-50_M2, la concentration en chlorures à 21 jours reste sous-estimée par le modèle jusqu'à une profondeur de 8 cm. Au-delà de 8 cm, le profil numérique passe au-dessus du profil expérimental. Les écarts entre les profils numériques et expérimentaux sont donc plus marqués pour l'éprouvette C50-50_M2, probablement en raison de l'écart plus important de résistivité observé dans cette éprouvette. Les divergences obtenues peuvent être attribuées à plusieurs facteurs. Tout d'abord, la méthodologie adoptée pour la détermination des profils en chlorures expérimentaux considère que l'écart de résistivité observé entre les campagnes **Imb. 1** et **Imb. 2** est dû uniquement aux ions chlorure. Cependant, il existe d'autres facteurs pouvant être à l'origine de cet écart de résistivité, en particulier l'écart initial observé entre les profils de résistivité à $t_0(imb1)$ et $t_0(imb2)$.

Outre les incertitudes expérimentales, le modèle peut également comporter certaines incertitudes. En effet, l'hypothèse de négliger le phénomène de fixation et la valeur adoptée du paramètre λ influencent forcément les résultats de la modélisation. De plus, les profils obtenus par le modèle présentent une chute immédiate des profils en chlorures, contrairement aux profils

expérimentaux qui, avec davantage de mesures en surface, suggèrent l'existence d'un plateau suivi d'une descente plus progressive. Des mesures supplémentaires près de la surface de pénétration permettraient certainement d'améliorer la précision de l'ajustement du modèle. Globalement, l'ordre de grandeur des profils en chlorures expérimentaux est assez cohérent avec les profils numériques, mais pour un coefficient de diffusion 100 fois plus élevé que celui déterminé par les essais de migration. Comme mentionné précédemment, des profils en chlorures obtenus par essais destructifs auraient été utiles pour affiner le modèle et comparer les résultats.

6.2.5. Synthèse sur la campagne d'imbibition d'eau salée

Dans ce paragraphe, nous avons présenté la campagne d'imbibition d'eau salée réalisée sur les éprouvettes instrumentées de la série M2. Cette série d'éprouvettes a préalablement subi un premier séchage et une imbibition d'eau douce. Ensuite, elle a été séchée à nouveau avant de subir l'imbibition d'eau salée. Cette dernière a consisté à placer les éprouvettes dans des bassines contenant de l'eau salée à 35 g/L de NaCl, la hauteur de celle-ci étant maintenue à 1 cm. Malgré les différentes phases expérimentales subies par la série M2, l'état hydrique initial des éprouvettes à $t_0(imb2)$ était quasiment identique à celui obtenu à $t_0(imb1)$.

Une comparaison des profils de résistivité obtenus sans et avec chlorures a été réalisée, afin d'étudier l'effet des chlorures à court terme et sur toute la durée d'imbibition. Les profils de résistivité ont montré un comportement typique du phénomène d'imbibition : la pénétration de l'eau, qu'elle soit salée ou non, entraîne l'augmentation de la conductivité et, par conséquent, la diminution de la résistivité apparente. En présence des chlorures, le béton C100-0 montre une augmentation de la résistivité à courte échéance, cette augmentation étant plus marquée dans la partie supérieure, ce qui peut être dû à un séchage des éprouvettes par leurs faces supérieures.

Les résultats ont également montré que la diminution de la résistivité des bétons C70-30 et C50-50 est plus prononcée en présence des chlorures, ceux-ci augmentant la concentration d'ions mobiles dans la solution interstitielle et, par conséquent, la conductivité du matériau. Cette tendance n'a pas été observée pour l'éprouvette C100-0, malgré la correction de l'augmentation initiale de la résistivité à court terme. Cela est possiblement lié à la disposition particulière et la remontée du capteur noyé dans l'éprouvette C100-0, qui a peut-être influencé les résultats.

Enfin, pour les deux imbibitions, la résistivité du béton C50-50 mesurée à une profondeur donnée est supérieure à celle du béton C70-30. Cela est expliqué par la microstructure plus dense du béton C50-50 contenant le plus de laitier. Toutefois, à la même profondeur, le béton C100-0 présente une résistivité plus élevée que celle du béton C70-30 au cours de l'imbibition de l'eau douce et une résistivité plus élevée que celles des deux bétons C70-30 et C50-50 au cours de l'imbibition de l'eau salée. Cela a été attribué à plusieurs causes, telles que la différence dans l'état hydrique initial des éprouvettes en début de chaque imbibition et la disposition différente du système de mesure dans les éprouvettes.

Une méthodologie a été adoptée pour la détermination des profils en chlorures à partir des profils de résistivité obtenus lors des campagnes d'imbibition d'eau douce et d'eau salée. Cette méthodologie se base sur les surfaces de calibration (obtenues au chapitre 4) et considère que l'écart observé dans les valeurs de résistivité obtenues lors des deux campagnes est dû uniquement aux ions chlorure. Les profils en chlorures obtenus ont illustré la pénétration des ions chlorure dans les éprouvettes au laitier : la concentration en chlorures est élevée près de la face de pénétration et diminue progressivement en profondeur. Les profils en chlorures sont plus prononcés pour le béton C50-50, malgré le pourcentage élevé de laitier. Cela est probablement dû à l'écart de résistivité plus important observé dans l'éprouvette C50-50.

Finalement, la campagne d'imbibition d'eau salée a été modélisée en utilisant le modèle de transport simplifié, afin d'estimer le coefficient de diffusion des chlorures. Cela a été réalisé par ajustement du modèle aux profils en chlorures obtenus expérimentalement par capteurs noyés. Les résultats ont montré que les profils en chlorures numériques et expérimentaux présentent des ordres de grandeurs assez cohérents, pour un coefficient de diffusion de l'ordre de $\sim 10^{-10}$ m²/s. Malgré la valeur assez élevée du coefficient de diffusion, le modèle a montré une sous-estimation des profils en chlorures par rapport aux données expérimentales. De plus, la perméabilité à l'eau estimée lors de l'imbibition de l'eau douce permet un bon ajustement du modèle aux profils hydriques à 7 jours et 21 jours d'imbibition. Cependant, une sous-estimation des profils hydriques a été observée à courte échéance. Les écarts entre les profils numériques et expérimentaux peuvent être attribués, d'une part, à des incertitudes liées aux paramètres d'entrée et aux hypothèses adoptées dans la modélisation et, d'autre part, aux incertitudes liées à l'inversion des profils de résistivité apparentes.

6.3. Pénétration des chlorures dans les bétons exposés aux cycles de marnage

Dans les paragraphes précédentes (6.1 et 6.2), nous avons étudié la pénétration des chlorures par mesures de résistivité, lors des phénomènes de diffusion en conditions saturées et d'imbibition en conditions non saturées. En milieu saturé, les chlorures pénètrent en raison du gradient de concentration entre la solution externe et la solution interstitielle. En revanche, en conditions non saturées, les chlorures sont transportés par l'eau liquide. Ces essais ont été réalisés dans le but de dissocier l'eau des chlorures. Dans la zone de marnage des structures maritimes, les mécanismes de pénétration des chlorures sont plutôt couplés. En effet, dans ces zones partiellement saturées en raison des cycles d'humidification/séchage, les chlorures sont d'abord transportés par convection avec l'eau liquide, puis par diffusion lorsqu'ils atteignent la zone saturée du béton. Dans cette étude, une campagne de marnage a été menée, sur les mêmes bétons utilisés lors des essais de diffusion et d'imbibition, dans le but d'étudier le couplage des phénomènes.

6.3.1. Protocole expérimental

➤ Pré-conditionnement des éprouvettes avant le marnage

La campagne de marnage a été réalisée sur les bétons de la deuxième fabrication, dont la formulation est présentée dans le **Tableau 4.2** du chapitre 4. La répartition des corps d'épreuves fabriqués pour cette campagne est récapitulée dans le **Tableau 4.4**. Dans cette partie, nous présentons le protocole expérimental et le pré-conditionnement des dalles et des éprouvettes de marnage. Nous rappelons que la campagne de marnage a été réalisée sur des dalles instrumentées avec des capteurs noyés et des dalles non instrumentées (de dimensions 20x20x17 cm), des éprouvettes cylindriques (de dimensions $\varnothing 16 \times 18$ cm) instrumentées avec des sondes THR et des éprouvettes cylindriques (de dimensions $\varnothing 11 \times 22$ cm) non instrumentées (pour la détermination de profils en chlorures par ED).

Après la fabrication des dalles et des éprouvettes de marnage, celles-ci ont subi une cure sous eau pendant deux mois. Les éprouvettes non instrumentées ont été complètement immergées dans l'eau du robinet, tandis que les dalles instrumentées ont été immergées de manière à garder la face par laquelle sort le bras du capteur en dehors de l'eau (comme le montre la **Fig. 6.22**). Les bacs contenant les dalles et les éprouvettes en cure ont été placés dans une salle climatisée à une température de 20 °C et une humidité relative de 90 %.



Fig. 6.22. Dalles instrumentées et non instrumentées en cure sous eau.

Après deux mois de cure, la totalité des éprouvettes et des dalles de marnage ont été résinées pour assurer une pénétration unidirectionnelle de l'eau salée. Deux configurations de résine différentes ont été adoptées. La première configuration (nommée **config. 1**) consiste à appliquer la résine uniquement sur les faces latérales des éprouvettes. La face inférieure sera alors contaminée par l'eau salée, tandis que la face supérieure sera laissée au contact de l'air ambiant du banc de marnage. Lors du marnage, les éprouvettes en **config. 1** sont surélevées par l'intermédiaire de palettes en plastique, de manière à ce que l'eau salée atteigne un niveau de 4 cm au-dessus de la base des éprouvettes à marée haute. Pour la deuxième configuration (nommée **config. 2**), la résine est appliquée sur les faces latérales ainsi que sur la face inférieure des éprouvettes. Contrairement aux éprouvettes en **config. 1**, celles de la **config. 2** sont complètement immergées dans l'eau salée à marée haute et la pénétration de l'eau se fait par la face supérieure des éprouvettes. A marée basse, les éprouvettes en **config. 1** et **2** sont toutes hors d'eau. Pour éviter la stagnation d'eau à marée basse sur la face supérieure des éprouvettes en **config. 2**, celles-ci ont été légèrement inclinées au moyen de cales en PVC d'épaisseur 2 cm. Ces deux configurations ont été adoptées afin de comparer la cinétique de pénétration de l'eau salée dans les bétons partiellement immergés (où la pénétration s'effectue par capillarité) et dans des bétons complètement immergés (dans lesquels la pénétration de l'eau est plus lente).

Le **Tableau 6.6** récapitule les caractéristiques des **dalles** de marnage : nomenclature, configuration, instrumentation et technique de mesure de résistivité. La nomenclature des dalles indique le type de béton, suivi par deux chiffres : le premier chiffre renseigne sur la configuration de la dalle et le deuxième chiffre indique si la dalle est instrumentée avec le capteur noyé (1) ou non (2). Par exemple, la dalle nommée « C100-0_1.2 » est une dalle fabriquée avec le béton C100-0, résinée selon la **config. 1** et non instrumentée avec un capteur noyé (donc destinée pour les mesures de résistivité surfaciques). Comme illustré dans le **Tableau 6.6**, nous avons au total 4 dalles pour chaque type de béton : deux instrumentées et

deux non instrumentées, chacune appartenant à une configuration différente. Dans la **Fig. 6.23**, nous schématisons la disposition des 4 dalles de chaque béton dans le banc de marnage, lorsqu'elles sont à marée haute. Le niveau de l'eau salée est représenté par la ligne bleue et les faces latérales résinées des dalles sont représentées en rouge.

Tableau 6.6. Caractéristiques des dalles de marnage.

Béton	Nomenclature	Configuration	Capteur noyé	Technique de mesure de résistivité
C100-0	C100-0_1.1	1	Oui	Monitoring
	C100-0_2.1	2	Oui	Monitoring
	C100-0_1.2	1	Non	Mesures surfaciques
	C100-0_2.2	2	Non	Mesures surfaciques
C70-30	C70-30_1.1	1	Oui	Monitoring
	C70-30_2.1	2	Oui	Monitoring
	C70-30_1.2	1	Non	Mesures surfaciques
	C70-30_2.2	2	Non	Mesures surfaciques
C50-50	C50-50_1.1	1	Oui	Monitoring
	C50-50_2.1	2	Oui	Monitoring
	C50-50_1.2	1	Non	Mesures surfaciques
	C50-50_2.2	2	Non	Mesures surfaciques

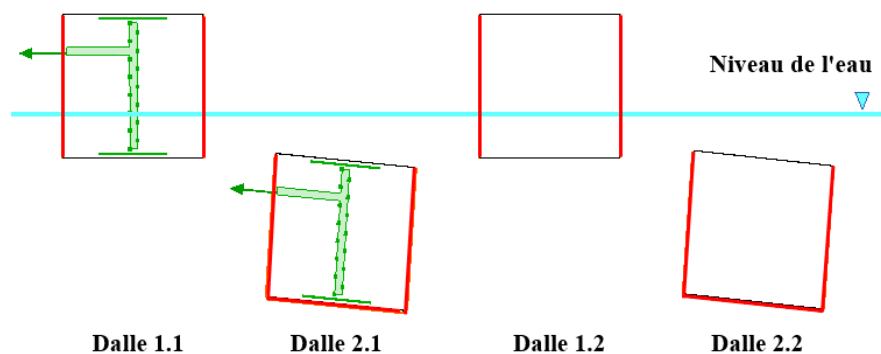


Fig. 6.23. Schéma des différentes configurations des dalles dans le banc de marnage à marée haute.

Les mêmes configurations de résine ont été adoptées pour les éprouvettes destinées aux profils en chlorures. Avant l'application de la résine, 4 éprouvettes cylindriques $\varnothing 11 \times 22$ cm de chaque béton ont été sciées en deux parties égales. Nous obtenons donc 8 échantillons de dimensions $\varnothing 11 \times 11$ cm pour chaque béton. La nomenclature de ces échantillons indique le type du béton et le numéro de l'éprouvette, suivis soit par la lettre **H** pour la partie haute de l'éprouvette, soit par la lettre **B** pour la partie basse de l'éprouvette. Parmi ces 8 échantillons, nous avons choisi de résiner 6 échantillons selon la **config. 1** et les

deux échantillons restants selon la **config. 2**. Pour ces deux derniers échantillons, la résine est appliquée sur la face sciée de la partie **H** de l'éprouvette (la pénétration de l'eau se fait donc par la face supérieure talochée) et sur la face inférieure correspondant au fond du moule de la partie **B** (la pénétration de l'eau se fait donc par la face sciée). Cela permet de comparer les profils en chlorures obtenus pour chaque condition d'exposition.

Enfin, les éprouvettes $\varnothing 16 \times 18$ cm instrumentées avec les sondes THR ont été résinées selon la **config. 1**. En effet, les 3 sondes THR sont noyées aux profondeurs 5 cm, 9 cm et 13 cm mesurées à partir de la face inférieure des éprouvettes. Étant donné que la hauteur d'eau à marée haute n'atteint que 4 cm de l'éprouvette, l'eau ne pénètre pas dans le trou où entre la première sonde (située à 5 cm). Celle-ci ne risquera pas d'être endommagée. Comme nous l'avons déjà mentionné dans le chapitre 4, seules les éprouvettes fabriquées avec les bétons C100-0 et C50-50 ont été instrumentées avec les sondes THR parce que nous ne disposions que 6 sondes au total. Dans le **Tableau 6.7**, nous récapitulons les caractéristiques des différentes **éprouvettes** de marnage.

Après l'application de la résine, l'ensemble des éprouvettes et des dalles de marnage a subi un séchage à l'air libre d'environ 4 mois, dans une salle à une température de 24 °C et une humidité relative ambiante de 50 %. Après cette phase de séchage, les éprouvettes et les dalles ont été mises en place dans le banc de marnage, chacune selon sa configuration correspondante, et les cycles de marnage ont été mis en route.

Tableau 6.7. Caractéristiques des éprouvettes de marnage.

Béton	Nomenclature	Dimensions	Configuration	Essai prévu
C100-0	C100-0_C26_H C100-0_C26_B	Ø11x11 cm	1	Profils en chlorures par ED
	C100-0_C27_H C100-0_C27_B	Ø11x11 cm	1	Profils en chlorures par ED
	C100-0_C28_H C100-0_C28_B	Ø11x11 cm	1	Profils en chlorures par ED
	C100-0_C29_H	Ø11x11 cm	2 (pénétration par la face supérieure)	Profils en chlorures par ED
	C100-0_C29_B	Ø11x11 cm	2 (pénétration par la face sciée)	Profils en chlorures par ED
	C100-0_THR	Ø16x18 cm	1	Suivi de T(°C) et de HR (%)
	C70-30	C70-30_C22_H C70-30_C22_B	Ø11x11 cm	1
C70-30_C23_H C70-30_C23_B		Ø11x11 cm	1	Profils en chlorures par ED
C70-30_C24_H C70-30_C24_B		Ø11x11 cm	1	Profils en chlorures par ED
C70-30_C25_H		Ø11x11 cm	2 (pénétration par la face supérieure)	Profils en chlorures par ED
C70-30_C25_B		Ø11x11 cm	2 (pénétration par la face sciée)	Profils en chlorures par ED
C50-50		C50-50_C21_H C50-50_C21_B	Ø11x11 cm	1
	C50-50_C22_H C50-50_C22_B	Ø11x11 cm	1	Profils en chlorures par ED
	C50-50_C23_H C50-50_C23_B	Ø11x11 cm	1	Profils en chlorures par ED
	C50-50_C24_H	Ø11x11 cm	2 (pénétration par la face supérieure)	Profils en chlorures par ED
	C50-50_C24_B	Ø11x11 cm	2 (pénétration par la face sciée)	Profils en chlorures par ED
	C50-50_THR	Ø16x18 cm	1	Suivi de T(°C) et de HR (%)

➤ **Description des bassins et des cycles de marnage**

Le marnage est effectué dans deux bassins situés au laboratoire GeM à Saint Nazaire, tous deux ayant une largeur de 1 m, une longueur de 4 m et une profondeur de 2 m. La totalité des dalles et des éprouvettes sont placées dans un des deux bassins et le système de mesure, à savoir le SJ72 et les deux ordinateurs pilotant les mesures de résistivité et de THR, est déposé sur une passerelle centrale accessible à l'aide d'une échelle. Il faut noter que les capteurs noyés de résistivité utilisés dans cette campagne possèdent des câbles suffisamment longs pour atteindre le système de mesure.

Les bassins sont équipés de pompes programmées pour effectuer des cycles de marnage périodiques de 12 heures chacun, avec de l'eau salée à 35 g/L de NaCl. A titre

d'exemple, les pompes se mettent en route à 9h du matin et vident le bassin contenant les éprouvettes. Celles-ci sont donc en conditions de marée basse pendant 6 heures (de 9h du matin jusqu'à 15h de l'après-midi). Ensuite, les pompes se remettent en route à 15h et remplissent le bassin. Les éprouvettes sont donc en conditions de marée haute pendant 6 heures (de 15h jusqu'à 21h), avec un marnage partiel de la **config. 1** et une immersion totale de la **config. 2**, comme le montre la **Fig. 6.24**.

Nous précisons que le temps de fonctionnement des pompes, c'est-à-dire le temps de vidange ou de remplissage, est d'environ 10 minutes. En moyenne, la hauteur de l'eau dans le bassin est de 46 cm à marée haute et de 4 cm à marée basse. Il est important de noter que les 4 dalles de béton de forme rectangulaires apparaissant dans la **Fig. 6.24(b)** placées sur la palette de gauche ne sont que des poids pour maintenir celle-ci au fond du bassin à marée haute. Ces dalles ne correspondent à aucun de nos bétons et ne sont pas concernées par nos essais.

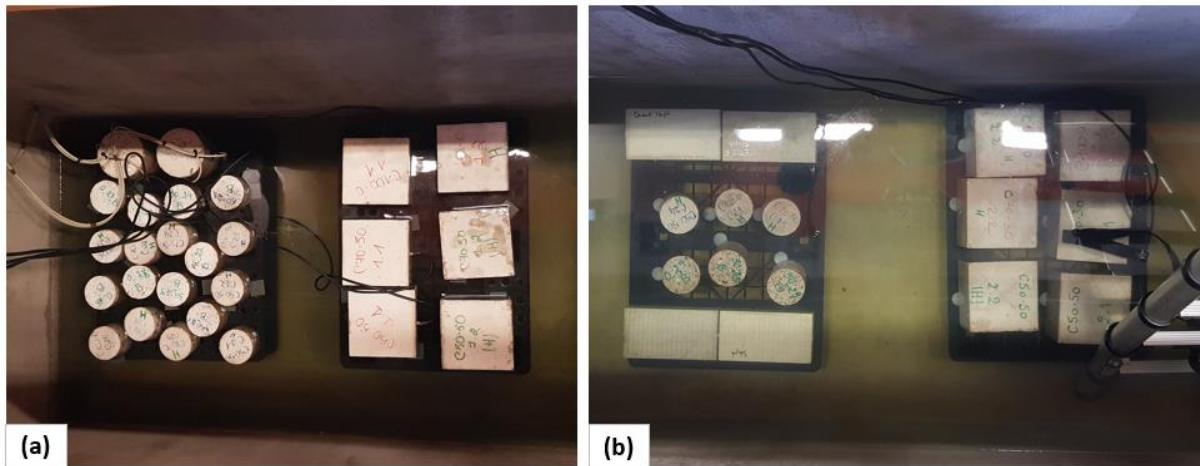


Fig. 6.24. Photo montrant la disposition des dalles et des éprouvettes de marnage à marée haute : (a) **config. 1**, (b) **config. 2**.

➤ Echéance et déroulement des essais

Pour le monitoring de résistivité par capteurs noyés, les mesures sont d'abord réalisées toutes les heures au début du marnage. Par la suite, la périodicité des mesures a été réduite à une mesure toutes les deux heures, sachant que ces mesures sont réalisées « en temps plein » (c'est-à-dire lorsque les dalles sont soit complètement en marée haute soit complètement en marée basse).

La **Fig. 6.25** montre les échéances de mesures de résistivité réalisées lors des cycles de marnage, pour une périodicité d'une heure et de deux heures. Les lignes vertes pointillées désignent l'heure exacte de la mise en route des pompes et les cercles rouges pleins indiquent

les échéances de mesure. Etant donné que le Syscal SJ72 possède 3 entrées de câbles de 24 électrodes, le suivi ne peut être réalisé que sur 3 dalles. Ainsi, les 3 dalles d'une même configuration sont monitorées pendant deux semaines, puis le suivi est alterné vers la deuxième configuration pour deux semaines également et ainsi de suite.

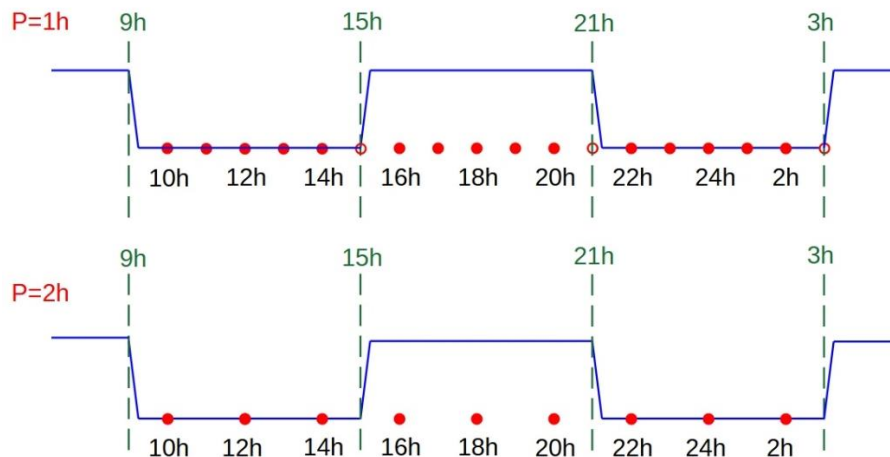


Fig. 6.25. Schéma montrant les échéances de mesures de résistivité par capteurs noyés lors des cycles de marnage.

Les mesures de résistivité surfaciques sont réalisées sur les dalles non instrumentées, en utilisant le peigne d'électrodes présenté dans le chapitre 2 (voir **Fig. 2.3**). Ces mesures sont réalisées en marée basse, c'est-à-dire pendant la matinée, afin de pouvoir accéder au banc de marnage. Au début, les essais ont été effectués toutes les semaines, puis l'intervalle entre les mesures a progressivement augmenté jusqu'à atteindre une mesure tous les deux mois. Les mesures sont effectuées sur la **face contaminée** des dalles, à savoir la face supérieure des dalles en **config. 2** et la face inférieure des dalles en **config. 1**. A une échéance de temps donnée, une série de 4 mesures est réalisée sur chaque dalle dans la direction des diagonales. La **Fig. 6.26** illustre la convention adoptée pour les mesures de résistivité surfaciques sur la face contaminée, indiquant la position de la première électrode (E1) et de la dernière électrode (E14) du peigne sur chacune des diagonales. Nous rappelons que les mesures de résistivité surfaciques obtenues par le peigne d'électrodes représentent des résistivités « apparentes ». Elles sont donc inversées en utilisant d'une part le modèle « Res1D » et d'autre part l'algorithme « CERIS » développé par Alhadj *et al.* (2021) basé sur une loi de Weibull, permettant d'ajuster des profils de résistivité « vraie » de forme continue et monotone, jusqu'à ce qu'ils correspondent aux mieux aux mesures de résistivité apparente.

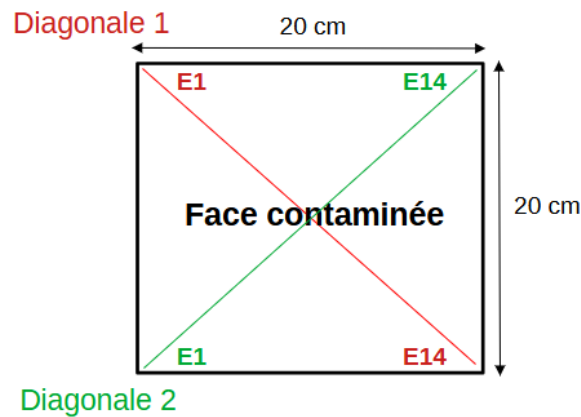


Fig. 6.26. Schéma montrant la convention adoptée pour les mesures de résistivité surfaciques sur la face contaminée des dalles non instrumentées.

Outre les mesures de THR locales obtenues par les sondes noyées dans les éprouvettes, un capteur THR externe est suspendu dans le banc de marnage pour mesurer en continu la température et l'humidité relative de l'air ambiant. Les mesures de THR effectuées par les sondes noyées ainsi que celles effectuées par le capteur externe sont réalisées toutes les heures.

Enfin, les profils en chlorures ont été obtenus uniquement à l'échéance de 6 mois (effectif) de marnage. En effet, comme nous le verrons plus loin, le marnage a été interrompu plusieurs fois en raison de différents soucis expérimentaux. Ceci nous a empêchés de déterminer les profils en chlorures à d'autres échéances de temps. Les profils obtenus à 6 mois de marnage ont été établis sur deux échantillons pour chaque type de béton, l'un en **config. 1** et l'autre en **config. 2**. Les échantillons ont été grignotés à différentes profondeurs et la poudre obtenue a été filtrée, afin de déterminer des profils en chlorures libres et totaux par titration potentiométrique. Ces profils ont été réalisés par l'équipe du laboratoire PIM de Bouygues Construction, qui sont des partenaires dans le projet DEMCOM.

➤ Déroulement des cycles de marnage

Durant la période de marnage, une panne des pompes est survenue à plusieurs moments, entraînant une interruption des cycles de marnage. Le **Tableau 6.8** récapitule le déroulement des cycles de marnage depuis le début de la campagne jusqu'à présent, en indiquant les échéances et les dates exactes des interruptions ainsi que l'état d'exposition des dalles (marée basse ou marée haute).

Les différentes phases de pré-conditionnement subies par les éprouvettes de marnage, à savoir la période de cure et de séchage préalable, ont duré environ 6 mois. Si l'on désigne par t_c le temps de coulage, les cycles de marnage ont débuté à t_c+200j pour les éprouvettes en

config. 1 et à t_c+214j pour les éprouvettes en **config. 2**. Comme mentionné précédemment, le monitoring de la résistivité ne peut être effectué que sur 3 dalles à la fois. Le marnage de la **config. 2** a donc été décalé de deux semaines par rapport à la **config. 1**, permettant ainsi de suivre l'évolution de la résistivité durant les premiers jours de marnage pour chacune des deux configurations. Le début de cette première phase de marnage (phase I) est désigné par t_0 pour les deux configurations. Nous précisons que la date exacte du début de la phase I du marnage était le 16/01/2023 pour la **config. 1** et le 30/01/2023 pour la **config. 2**.

La première panne des pompes, survenue à t_0+23j pour la **config. 1** et à t_0+9j pour la **config. 2**, a eu lieu alors que les dalles étaient en marée haute (désignée par MH). Les éprouvettes et les dalles sont restées en MH pendant 13 jours. Après 13 jours, le bassin a été vidé manuellement afin de pouvoir effectuer des mesures de résistivité surfaciques sur les dalles non instrumentées. Les éprouvettes/dalles sont ensuite restées en marée basse (désignée par MB) pendant environ 43 jours, avant d'installer de nouvelles pompes et de remettre en route les cycles de marnage. Ceux-ci n'ont duré que 22 jours avant que les pompes ne tombent en panne une deuxième fois. Les éprouvettes/dalles sont restées en MH pendant 12 jours. Ensuite, le bassin a été vidé pour permettre la réalisation de mesures surfaciques. Après la vidange du bassin, les éprouvettes/dalles ont séché pendant 6 mois avant que de nouvelles pompes ne soient à nouveau installées. La remise en route de cette deuxième phase de marnage (phase II) est désignée par t'_0 pour les deux configurations. Nous précisons que les cycles de marnage sont toujours en cours jusqu'à ce jour. Comme nous le verrons dans le paragraphe suivant, l'état initial des éprouvettes ainsi que les mesures de résistivité obtenues lors des phases I et II de marnage seront comparées, afin d'évaluer l'impact des différentes pannes sur l'état des éprouvettes.

Tableau 6.8. Déroulement des cycles de marnage.

	Démarrage du marnage	1 ^{ère} panne (MH)	Vidange du bassin (MB)	Remise en route du marnage	2 ^{ème} panne (MH)	Vidange du bassin (MB)	Remise en route du marnage
Dates	16/01/23 (1) 30/01/23 (2)	08/02/23	21/02/23	05/04/23	27/04/23	09/05/23	10/11/23
Config. 1	$t_0=t_c+200j$	t_0+23j	t_0+36j	t_0+79j	t_0+101j	t_0+113j	$t'_0=t_0+298j$
Config. 2	$t_0=t_c+214j$	t_0+9j	t_0+22j	t_0+65j	t_0+87j	t_0+99j	$t'_0=t_0+284j$

6.3.2. Résultats expérimentaux

Dans ce paragraphe, nous présentons d'abord les conditions de température et d'humidité relative obtenues par le capteur THR externe, ainsi que par les sondes THR noyées dans les éprouvettes cylindriques. Ensuite, nous comparons les profils de résistivité obtenus par capteurs noyés et par mesures surfaciques, à l'état initial et à différentes échéances du marnage. Nous mettons particulièrement l'accent sur l'effet de la prise en compte de la présence de l'eau de marnage dans le calcul des facteurs géométriques.

➤ Conditions de température et d'humidité relative

Dans les **Fig. 6.27** et **6.28**, nous présentons respectivement l'évolution de la température et de l'humidité relative de l'air ambiant dans le banc de marnage, jusqu'à 1 an après la première mise en route des cycles de marnage (correspondant au 16/01/2023, la date de la mise en place du capteur externe dans le banc de marnage). Les dates correspondant aux différentes pannes et figurant dans le **Tableau 6.8** sont délimitées en lignes rouges pointillées.

Les résultats montrent une HR moyenne de 70 % et une évolution de la température reflétant les conditions environnementales externes : la température a augmenté jusqu'à 23 °C pendant les mois d'été et a diminué jusqu'à 12 °C pendant les mois d'hiver.

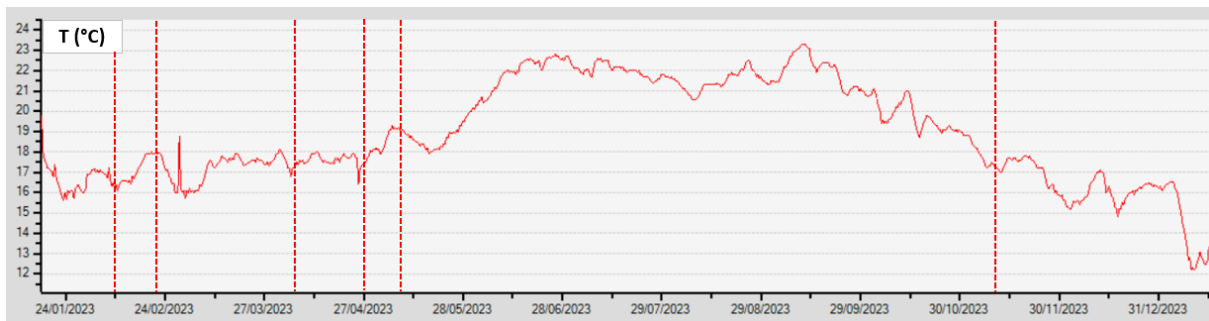


Fig. 6.27. Evolution temporelle de la température ambiante dans le banc de marnage à partir de la première mise en route des cycles de marnage et pendant 1 an.

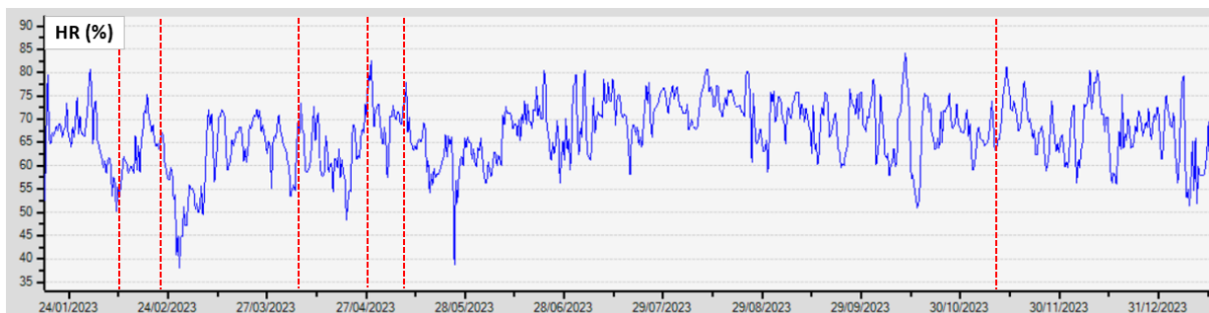


Fig. 6.28. Evolution temporelle de l'humidité relative ambiante dans le banc de marnage à partir de la première mise en route des cycles de marnage pendant 1 an.

Les **Fig. 6.29** et **6.30** présentent respectivement l'évolution de la température et de l'humidité relative mesurées par les sondes noyées, durant la phase I (a) et II (b) du marnage. Les résultats montrent que la température à l'intérieur des bétons C100-0 et C50-50 varie entre 12 °C et 19 °C, avec des baisses de température observées surtout dans les mois d'hiver. Les mesures d'humidité relative montrent une variation entre 70 % et 100 % dans les bétons C100-0 et C50-50. On observe une augmentation de l'humidité relative en raison de la pénétration de l'eau, particulièrement à la profondeur proche de la face de pénétration ($z=5$ cm). Durant les deux phases de marnage, le béton C50-50 présente une humidité relative plus élevée que celle du béton C100-0, dépassant même 100 % à la profondeur 5,5 cm. Cela peut être dû à un problème de calibration des sondes noyées. Ces mesures d'humidité relative peuvent être converties en profils de degré de saturation, qui peuvent ensuite être comparés à ceux obtenus par les mesures de résistivité.

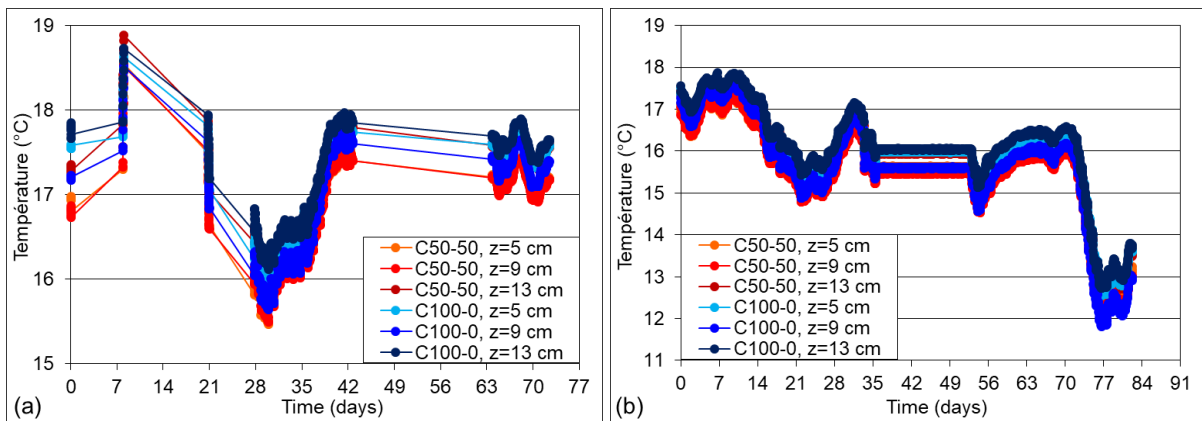


Fig. 6.29. Evolution de la température mesurée par les sondes noyées dans les bétons C100-0 et C50-50 : (a) pendant la phase I de marnage, (b) pendant la phase II de marnage.

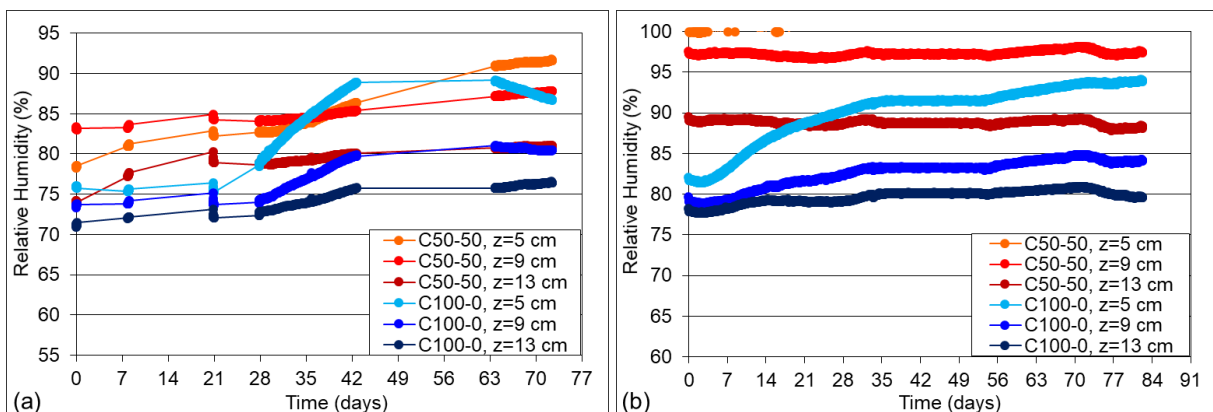


Fig. 6.30. Evolution de l'humidité relative mesurée par les sondes noyées dans les bétons C100-0 et C50-50 : (a) pendant la phase I de marnage, (b) pendant la phase II de marnage.

➤ Etat initial des dalles avant le démarrage des phases I et II du marnage

Avant la mise en route du marnage, une série de mesures de résistivité est réalisée sur les dalles instrumentées (par capteurs noyés) et non instrumentées (par mesures surfaciques). Dans cette partie, nous comparons les profils de résistivité obtenus par les deux techniques à l'état initial de chacune des deux phases I et II de marnage. Nous rappelons que la période de temps entre le début des deux phases est d'environ 10 mois. La série de mesure réalisée à t_0 (phase I) a été effectuée sur les dalles avant leur mise en place dans le banc de marnage, tandis que celle réalisée à t'_0 (phase II) a été effectuée sur les dalles ayant subi un séchage pendant 6 mois dans le banc de marnage. Comme l'illustrent les **Fig. 6.27** et **6.28**, la température et l'humidité relative ambiante dans le banc marnage sont d'environ 21 °C et 70 % respectivement. Les **Fig. 6.31** et **6.32** montrent respectivement les profils de résistivité obtenus par capteurs noyés et ceux obtenus par mesures surfaciques, à l'état initial de la phase I (a) et à l'état initial de la phase II (b) du marnage.

Il est important de préciser que, dans la **Fig. 6.31**, la profondeur $z=0$ cm représente la position de la face inférieure des dalles (représentant la face de pénétration pour la **config. 1** et la face résinée pour la **config. 2**) et $z=17$ cm représente la face supérieure des dalles (représentant la face séchante de la **config. 1** et la face de pénétration pour la **config. 2**). La **Fig. 6.31(a)** montre que les profils de résistivité obtenus à t_0 sur les dalles en **config. 1** illustrent bien le séchage préalable par les deux faces opposées non résinées : les valeurs de résistivité sont légèrement plus élevées aux deux extrémités qu'au cœur des dalles. En revanche, pour les dalles en **config. 2**, nous remarquons que les valeurs de résistivité obtenues dans la partie supérieure des dalles sont légèrement plus élevées que celles de la partie inférieure. Ceci est dû au séchage des dalles par la seule face non résinée, qui est la face supérieure. De plus, les profils de résistivité illustrent bien l'effet du laitier sur la résistivité électrique, montrant des valeurs de résistivité qui augmentent lorsque le pourcentage de laitier augmente. En comparant les profils de la **Fig. 6.31(a)** et **(b)** de chaque dalle, nous remarquons une certaine similitude entre les deux états initiaux, notamment pour le béton C100-0 qui montre des valeurs de résistivité très proches entre t_0 et t'_0 , pour les deux configurations. Pour les bétons C70-30 et C50-50 en revanche, nous remarquons que la résistivité augmente notamment pour les dalles en **config. 2**, probablement en raison du séchage subi par les dalles pendant les 6 mois de panne.

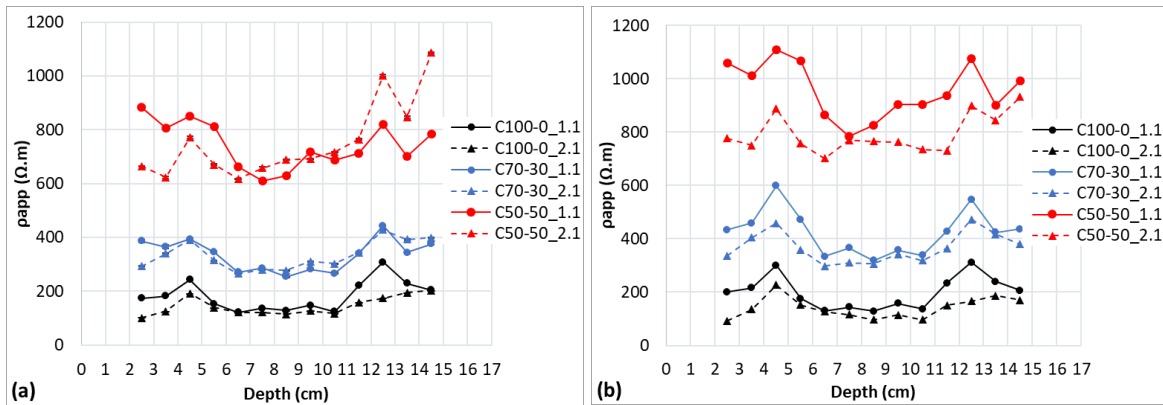


Fig. 6.31. Profils de résistivité obtenus par capteurs noyés à l'état initial de chaque phase de marnage : (a) phase I (t_0), (b) phase II (t'_0).

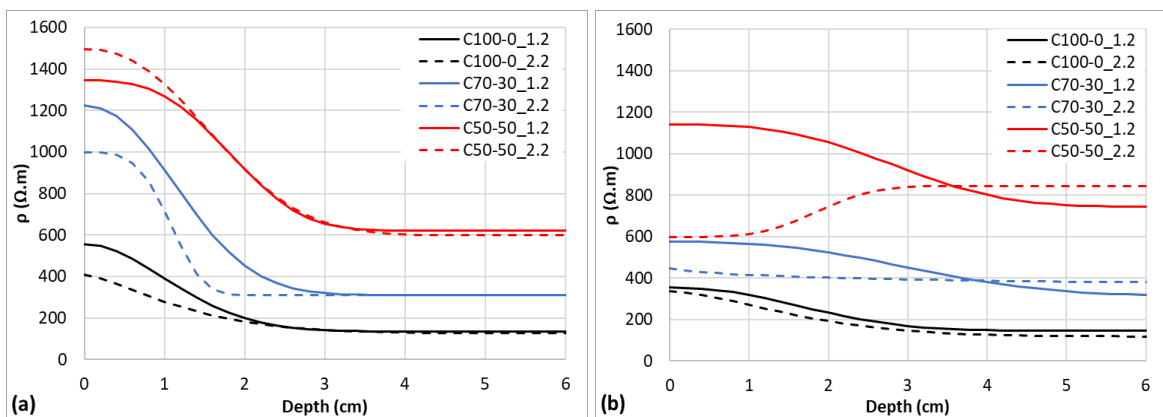


Fig. 6.32. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques à l'état initial de chaque phase de marnage : (a) phase I (t_0), (b) phase II (t'_0).

Les profils de résistivité figurant dans la **Fig. 6.32** représentent des profils de résistivité « vrais », obtenus par inversion de profils de résistivité « apparente » à l'aide du modèle CERIS. Nous précisons également que ces profils de résistivité sont obtenus à partir de mesures réalisées sur la face de pénétration correspondant à chaque configuration (c'est-à-dire la face inférieure des dalles pour la **config. 1** et la face supérieure pour la **config. 2**). Par conséquent, la profondeur $z=0$ cm dans la **Fig. 6.32** correspond à la **face de pénétration** pour les deux configurations. En outre, la configuration Wenner adoptée permet d'obtenir des profils de résistivité jusqu'à seulement 12 cm en profondeur. En revanche, comme la valeur de résistivité se stabilise à partir de 3 cm en profondeur, nous présentons les profils jusqu'à 6 cm uniquement, afin de bien visualiser le gradient de résistivité.

Tout d'abord, en comparant les profils obtenus par capteurs noyés et ceux obtenus par mesures surfaciques, nous remarquons que pour chaque type de béton et l'état initial de chaque phase de marnage, l'ordre de grandeur des résistivités est comparable. Cependant, cette comparaison ne peut être réalisée qu'à partir d'une profondeur de 2,5 cm, en raison du manque

de mesures obtenues par capteurs noyés près de la surface en configuration Wenner. Les profils de résistivité montrés dans la **Fig. 6.32(a)** illustrent le gradient de résistivité obtenu en raison de la période de 6 mois de séchage avant la phase I, montrant une valeur de résistivité élevée en surface et qui diminue en profondeur. Après 6 mois de panne et de séchage (**Fig. 6.32(b)**), les profils de résistivité à l'état initial de la phase II montrent un gradient de résistivité moins prononcé, avec des valeurs de résistivité en surface moins élevées que celle observées à t_0 . En effet, des serviettes mouillées ont été posées sur la surface des dalles pendant la période de panne pour éviter leur séchage, ce qui pourrait expliquer le gradient de résistivité moins prononcé. De plus, entre t_0 et t'_0 , les chlorures ont tout de même pénétré dans le béton au cours des quelques cycles de marnage. Le gradient de résistivité moins prononcé peut donc être expliqué par le caractère hygroscopique du sel, ralentissant ainsi le séchage du béton.

Les résultats présentés dans cette partie montrent que l'interruption du marnage pendant 6 mois n'a pas significativement modifié l'état des dalles.

➤ **Effet de la géométrie sur les mesures pendant les cycles de marnage**

Après avoir évalué l'état initial des dalles avant chacune des deux phases de marnage, nous étudions dans cette partie l'effet de la géométrie du problème sur les mesures de résistivité apparente pendant les cycles de marnage.

Comme nous l'avons expliqué dans le chapitre 2 (paragraphe 2.1.1), une résistivité apparente mesurée sur le matériau est reliée à la résistance de transfert par un facteur géométrique G (m) qui ne dépend que des conditions géométriques du problème [Marescot *et al.*, 2006]. Vu la complexité des géométries rencontrées dans nos campagnes expérimentales, les facteurs géométriques sont évalués numériquement par la méthode des éléments finis sous COMSOL Multiphysics [Palma Lopes *et al.*, 2023].

Pour la campagne de marnage, les dalles parallélépipédiques instrumentées sont modélisées en tenant compte des dimensions exactes des dalles, ainsi que de la position réelle du système de mesure (grilles d'injection et capteur noyé) à l'intérieur des dalles. Les **Fig. 6.33(a)** et **(b)** montrent respectivement une vue de face suivant un plan vertical et une vue en 3D du maillage en éléments finis utilisé pour modéliser une dalle cubique instrumentée. Les grilles en bleu représentent la source d'injection du courant pour la configuration de « Transmission » adoptée dans ce travail.

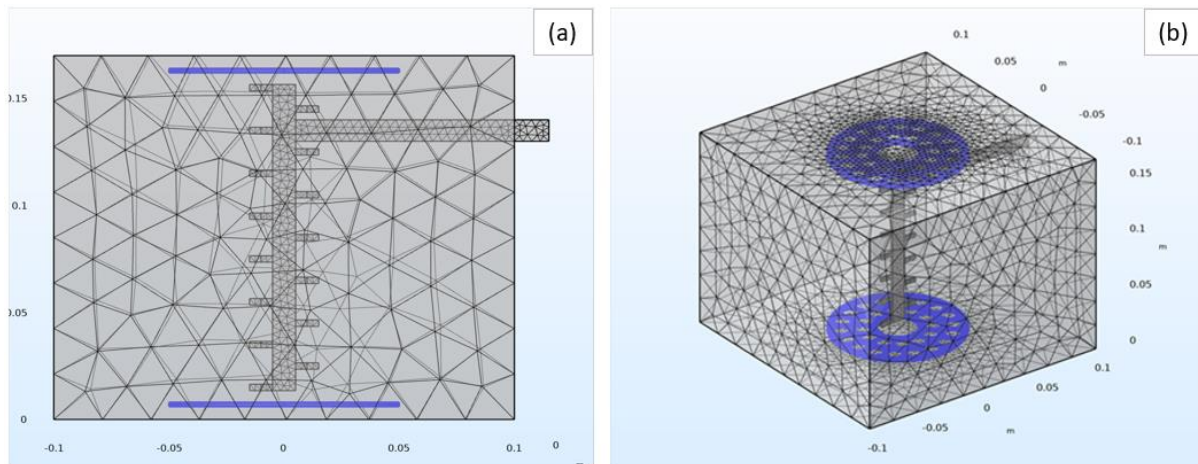


Fig. 6.33. Vues du maillage en éléments finis d'une dalle instrumentée avec capteur noyé et grilles d'injection (en bleu) : (a) vue de face suivant un plan vertical, (b) vue en 3D.

Lorsque les dalles sont à marée basse, le courant ne peut diffuser que dans le matériau béton. Dans ce cas, la dalle modélisée montrée dans la **Fig. 6.33** reflète la géométrie réelle du problème en question. Toutefois, à marée haute, les dalles sont entourées par de l'eau, c'est à dire un milieu à travers lequel les lignes de courant peuvent circuler. Dans ce cas, le grand volume d'eau entourant les dalles fait varier considérablement la géométrie globale du problème et doit être pris en compte dans le calcul du facteur géométrique. Pour cela, un second milieu homogène, représentant le volume d'eau dans notre situation, est ajouté au modèle existant (composé de la dalle de béton instrumentée), en respectant les dimensions réelles du volume d'eau entourant chacune des deux configurations. Afin de respecter la définition du facteur géométrique, nous attribuons au volume d'eau une conductivité identique à celle du matériau béton, l'ensemble formant un seul et même domaine homogène (et isotrope) dans lequel les lignes de courant peuvent circuler. Les facteurs géométriques ainsi calculés corrigeront l'effet de la géométrie réelle à MH sur les mesures. Nous les appellerons « facteurs géométriques complets ». Pour autant, il est important de rappeler qu'ils ne prendront pas en compte l'effet du contraste (rapport) de résistivité électrique entre le béton et l'eau salée du banc de marnage (résistivité de l'eau de mer $\sim 0,2 \text{ Ohm.m}$). Cet effet résiduel pourrait être significatif car le contraste entre les deux milieux est très élevé, compris entre 600 et 1000 environ, suivant la résistivité des bétons étudiés dans la campagne de marnage.

Dans la **Fig. 6.34**, nous présentons les facteurs géométriques complets calculés pour chaque mesure en configuration « Transmission » dans les dalles, représentés aux profondeurs correspondantes (milieu des deux électrodes de potentiel), et ceci pour les deux conditions : à marée basse (condition identique pour les deux configurations) et à marée haute pour la **config. 1** et **2**.

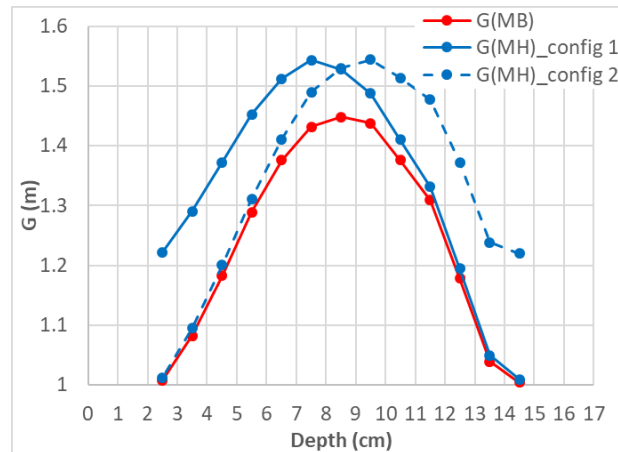


Fig. 6.34. Facteurs géométriques pour les mesures en « Transmission » calculés numériquement pour les deux configurations de dalles et pour les deux conditions MB et MH.

Tout d'abord, la **Fig. 6.34** montre qu'à marée basse, la variation du facteur géométrique en fonction de la profondeur dans la dalle a une forme en cloche presque symétrique. En effet, pour la configuration en « Transmission », le courant électrique est injecté entre les grilles, proches (de quelques mm) des faces externes de la dalle, et la différence de potentiel résultante est mesurée entre les paires d'électrodes réparties tout le long du capteur. Le courant pouvant circuler dans toute la dalle (i.e. il n'est pas confiné au cylindre défini entre les deux grilles d'injection, comme c'est le cas lorsqu'on instrumente une éprouvette cylindrique de diamètre proche de celui des grilles), cela confère naturellement cette forme en cloche qui montre que les différences de potentiel sont plus maximales à proximité des grilles (les sources de courant), et minimales au milieu de la dalle (au plus loin des sources). Le facteur géométrique le plus élevé est donc observé au centre de la dalle, c'est-à-dire à mi-distance entre les grilles d'injection.

En condition de marée haute, les deux configurations de dalles sont modélisées selon leurs conditions d'exposition à l'eau. Pour la **config. 1**, les lignes de courant peuvent traverser la face inférieure et se diffuser dans le grand volume d'eau qui atteint un niveau de 4 cm au-dessus de la face inférieure de la dalle, ce qui entraîne une chute des différences de potentiel mesurées près de cette face ($z=0$ cm), et donc une augmentation du facteur géométrique. De même, pour la **config. 2** qui est complètement submergée à marée haute, la face inférieure est résinée (empêchant les lignes de courant de la traverser, la résine utilisée étant étanche et isolante), tandis que la face supérieure est en contact avec l'eau, permettant une diffusion des lignes de courant dans le volume d'eau. C'est pourquoi, une augmentation du facteur géométrique est observée près de la face supérieure des dalles ($z=17$ cm) en **config. 2**. Les résultats présentés dans la **Fig. 6.34** montrent que pour la paire d'électrodes la plus proche de

la face exposée à l'eau ($z=2,5$ cm pour la **config. 1** et $z=14,5$ cm pour la **config. 2**), le facteur géométrique augmente de plus de 20 %, et par conséquent les valeurs de résistivité apparente calculées avec ces facteurs géométriques complets augmentent d'autant, par rapport aux résistivités apparentes calculées avec des facteurs géométriques ne prenant pas en compte le volume d'eau du banc de marnage lors des mesures à MH.

Dans ce qui suit, nous allons évaluer l'effet de cette augmentation du facteur géométrique en présence de l'eau sur les valeurs de résistivité apparente. Nous avons choisi d'étudier l'effet du facteur géométrique complet sur les deux bétons **C100-0** et **C50-50**. Pour les deux configurations, nous allons comparer l'évolution de la résistivité apparente au cours du temps, sans et avec prise en compte de la présence de l'eau. En d'autres termes, toutes les valeurs de résistivité apparente sont d'abord calculées en utilisant les facteurs géométriques qui ne considèrent que la géométrie de la dalle, c'est-à-dire la courbe rouge de la **Fig. 6.34** correspondant à la condition de MB. Ensuite, les résistivités apparentes mesurées à MB restent inchangées, tandis que celles mesurées à MH sont recalculées en utilisant les facteurs géométriques complets tenant compte du volume d'eau, c'est-à-dire les courbes bleues de la **Fig. 6.34** (en traits pleins pour la **config. 1** et en pointillés pour la **config. 2**).

Comme nous allons le voir, les courbes d'évolution temporelle des résistivités apparentes mesurées (i.e. alternativement à MB et à MH, et représentées sur les mêmes graphes) ont une allure en « créneaux ». Afin de bien visualiser ces créneaux, nous étudions l'évolution de la résistivité à 6 profondeurs bien déterminées, pendant les deux premiers jours de la **phase I** du marnage. Les **Fig. 6.35** et **6.36** montrent l'évolution des résistivités apparentes au cours des deux premiers jours de marnage pour les dalles C100-0_1.1 et C100-0_2.1 respectivement, sans (a) et avec (b) prise en compte de la présence du volume d'eau de marnage. Il est important de rappeler que, pour les deux configurations de dalles, la profondeur $z=0$ cm est considérée comme étant la **face inférieure**. Nous précisons également que le monitoring de la phase I a démarré à 15h (c'est-à-dire à MH après le remplissage du bassin) et que les valeurs de résistivité apparente à $t=0$, présentées dans les **Fig. 6.35** et **6.36**, correspondent à celles mesurées à l'état initial de la phase I (voir **Fig. 6.31(a)**). Pour chaque demi-cycle de marée, trois mesures de résistivité apparente sont exploitées : au début, au milieu et à la fin du demi-cycle de marée basse ou haute.

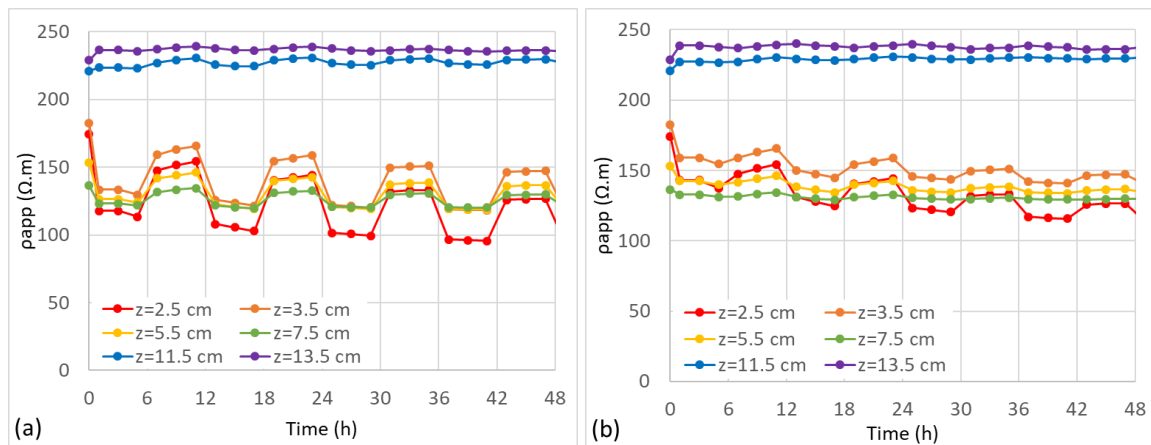


Fig. 6.35. Evolution des résistivités apparentes au cours des deux premiers jours de la phase I du marnage pour la dalle C100-0_1.1 : (a) sans prise en compte du volume d'eau, (b) avec prise en compte du volume d'eau.

La **Fig. 6.35(a)** illustre l'évolution de résistivité apparente en créneaux, montrant une diminution de la résistivité à MH puis une augmentation immédiate à MB, et ainsi de suite. Ces créneaux de résistivité apparente sont plus prononcés pour les paires d'électrodes près de la face de pénétration (qui est la face inférieure pour la **config. 1**) et s'atténuent progressivement dans la profondeur de la dalle (à z croissant). A la profondeur $z=13,5$ cm, proche de la face supérieure (exposée à l'air ambiant), nous n'observons quasiment aucune variation de résistivité apparente. En revanche, la **Fig. 6.35(b)** montre qu'en prenant en compte le facteur géométrique complet à MH, l'amplitude des créneaux de résistivité apparente observés près de la face de pénétration sont fortement atténués : les valeurs mesurées à MB restent constantes, tandis que celles mesurées à MH augmentent presque de 20 %. Cette observation met en évidence l'importance de la prise en compte de la géométrie complète du problème lors du calcul des facteurs géométriques. Cependant, des créneaux d'amplitude plus modeste persistent après correction. Cet effet résiduel pourrait trouver ses causes dans l'influence du contraste de résistivité eau salée/béton sur les résistivités apparentes mesurées, et dans l'évolution du profil de résistivité des bétons au cours de ces premiers cycles de marnage.

Ainsi, nous observons qu'au cours du premier jour de marnage (c'est-à-dire pendant les deux premiers cycles), les résistivités apparentes tendent à augmenter légèrement pendant la durée de la MB et à diminuer légèrement pendant la durée de la MH. Par contre, ce phénomène ne semble pas se reproduire lors du deuxième jour de marnage : les résistivités apparentes mesurées pendant le même demi-cycle de marée (MH ou MB) sont presque constantes. Il faudrait peut-être exploiter ces créneaux à des échéances encore plus longues. Toutefois, nous remarquons que l'évolution globale des résistivités apparentes montre une

tendance à la diminution au cours des deux premiers jours (à l'exception des points à $z = 10,5$ et $12,5$ cm), probablement en raison de la pénétration progressive de l'eau salée dans le béton. L'analyse de ces résultats sera affinée plus loin, en exploitant les profils de résistivité à différentes échéances du marnage.

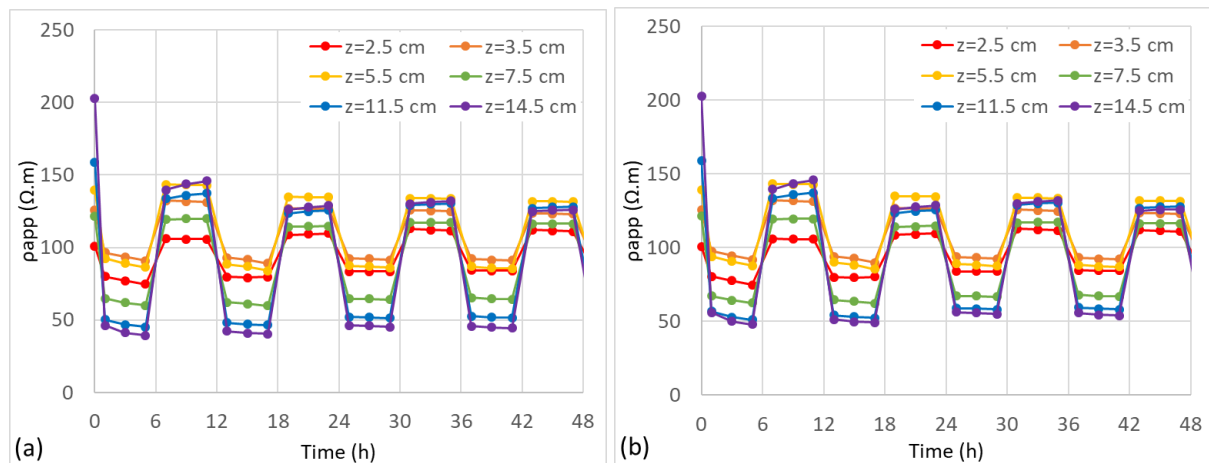


Fig. 6.36. Evolution des résistivités apparentes au cours des deux premiers jours de la phase I du marnage pour la dalle C100-0_2.1 : (a) sans prise en compte du volume d'eau, (b) avec prise en compte de l'eau.

Tout comme pour la dalle C100-0_1.1, la dalle C100-0_2.1 montre des créneaux de résistivité apparente, plus marqués près de la face de pénétration ($z=14,5$ cm pour la **config. 2**) et qui s'atténuent progressivement en s'éloignant de cette face ($z=2,5$ cm), comme illustré dans la **Fig. 6.36(a)**. Cependant, les créneaux de résistivité apparente sont significatifs même aux profondeurs les plus éloignées de la face de pénétration, contrairement à la dalle C100-0_1.1. Cela est probablement dû à la différence de conditions d'exposition. En effet, l'immersion totale de la dalle C100-0_2.1 pendant 6 heures pourrait provoquer des variations notables de la résistivité apparente, même à des profondeurs éloignées de la face en contact avec l'eau.

En comparant les **Fig. 6.36(a)** et **(b)**, il semble que la correction des valeurs de résistivité apparentes obtenues en MH avec le facteur géométrique complet ne compense que très peu l'amplitude des créneaux mesurés, malgré l'augmentation de 20 % similaire à celle observée pour la dalle C100-0_1.1 à proximité de la face de pénétration. Ceci est dû à l'amplitude des créneaux observés qui est nettement plus importante pour la **config. 2**, où les valeurs mesurées à MB peuvent atteindre 2 à 3 fois celles mesurées à MH. Cette grande amplitude rend l'effet de l'augmentation de 20 % à MH moins perceptible comparé à la **config. 1**. Ainsi, bien que l'augmentation du facteur géométrique soit très comparable pour les deux configurations (soit plus de 20 % pour le point le plus proche de la face de pénétration),

l'amplitude des créneaux de résistivité apparente, après correction, restent très significatifs pour la **config. 2**. Ce résultat indique que l'immersion totale des dalles en **config. 2** a un impact significatif sur les mesures de résistivité apparente.

Afin d'analyser le comportement des bétons au laitier, nous présentons dans les **Fig. 6.37(a)** et **(b)** l'évolution de la résistivité apparente au cours des deux premiers jours de marnage, pour les dalles C50-50_1.1 et C50-50_2.1 respectivement, en utilisant les facteurs géométriques complets tenant compte de la présence du volume d'eau.

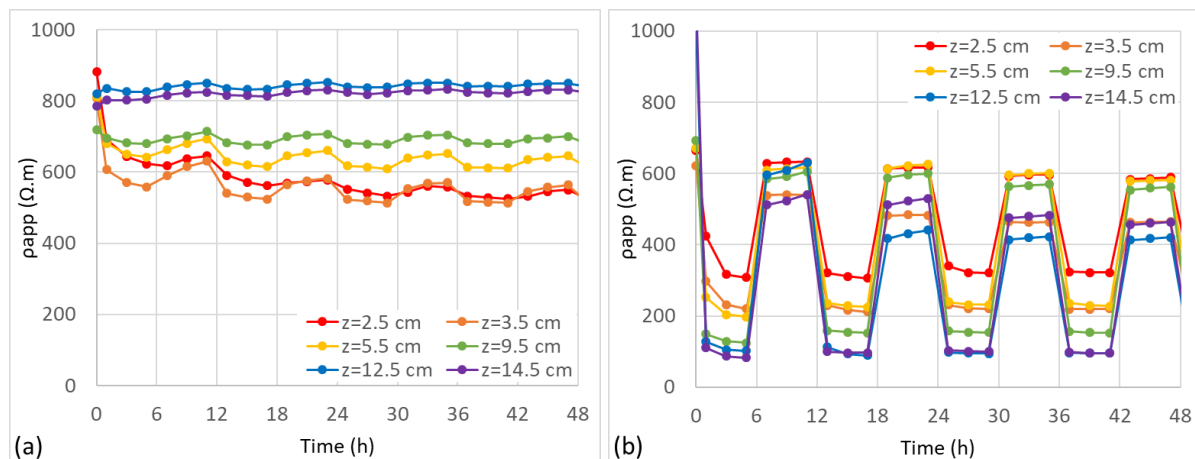


Fig. 6.37. Evolution des résistivités apparentes au cours des deux premiers jours de la phase I du marnage, avec prise en compte de la présence du volume d'eau : (a) C50-50_1.1, (b) C50-50_2.1.

La **Fig. 6.37** montre que le béton C50-50 présente un comportement identique à celui du béton C100-0 pour les deux configurations. La prise en compte des facteurs géométriques complets à MH a considérablement atténué les créneaux de résistivité apparente observés sur la dalle C50-50_1.1. Toutefois, l'amplitude de ces créneaux reste grande pour la dalle C50-50_2.1, en raison d'une amplitude déjà très élevée observée avant correction entre les valeurs de résistivité apparente obtenues à MB et celles obtenues à MH. Il semble qu'au-delà de son effet sur le facteur géométrique, le volume d'eau dans lequel les dalles en **config. 2** sont immergées affecte fortement les mesures de résistivité apparente. Cela signifie qu'un autre phénomène est probablement en jeu. Par ailleurs, nous remarquons que les mesures de résistivité apparente effectuées aux profondeurs proches de la face de pénétration ($z=2,5$ cm pour la **config. 1** et $z=14,5$ cm pour la **config. 2**) montrent une tendance globale décroissante, probablement en raison de la pénétration de l'eau au cours des cycles de marnage. Dans la suite, nous comparons les profils de résistivité en fonction de la profondeur, obtenus par capteurs noyés et par inversion de mesures surfaciques, à différentes échéances du marnage.

➤ Profils de résistivité obtenus par capteurs noyés et par mesures surfaciques

Dans cette partie, nous allons comparer les profils de résistivité obtenus par capteurs noyés (PCB) et ceux obtenus par les mesures surfaciques (surf), à différentes échéances du marnage. Nous choisissons de réaliser cette comparaison pour les deux bétons C100-0 et C50-50. Les profils obtenus pour le béton C70-30 seront présentés en Annexe C.

Comme le montre le **Tableau 6.8**, plusieurs interruptions ont eu lieu pendant la phase I de marnage. Par conséquent, pour cette phase, nous avons choisi de comparer les profils de résistivité à l'échéance t_0+21j pour la **config. 1** et t_0+7j pour la **config. 2**, parce que durant les 21 premiers jours pour la **config. 1** et les 7 premiers jours pour la **config. 2**, les cycles de marnage se sont déroulés sans interruptions. Etant donné que les mesures surfaciques sont effectuées à MB, nous comparons ces profils avec ceux obtenus par capteurs noyés le même jour à MB. Les **Fig. 6.38** et **6.39** montrent, pour les bétons C100-0 et C50-50 respectivement, une comparaison des profils de résistivité inversés obtenus par mesures surfaciques (en lignes pointillées) et des profils de résistivité apparente obtenus par capteurs noyés (en traits pleins), après 21 jours de marnage pour la **config. 1** (a) et après 7 jours de marnage pour la **config. 2** (b). Dans les créneaux de résistivité présentés à différentes profondeurs dans la section précédente, nous avons indiqué que, pour les dalles en **config. 2**, la profondeur $z=2,5$ cm correspond à la zone la plus proche de la face inférieure résinée, tandis que la profondeur $z=14,5$ cm est la plus proche de la face supérieure (qui est la face de pénétration). Toutefois, pour cette même configuration, les mesures de résistivité surfaciques sont réalisées sur la face de pénétration (qui est la face supérieure). Dans cette partie, les profils de résistivité apparente obtenus par capteurs noyés sont superposés aux profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques, afin de comparer les deux techniques. Pour présenter les profils de résistivité selon la même orientation de l'axe z pour les dalles instrumentées et non instrumentées en **config. 2**, c'est-à-dire pour que $z=0$ représente la face de pénétration des dalles instrumentées et non instrumentées, les profils de résistivité apparente obtenus par capteurs noyés sont inversés. Ainsi, la résistivité apparente mesurée à la profondeur $z=2,5$ cm sera associée à la profondeur la plus proche de la face supérieure, soit la face de pénétration ($z=0$).

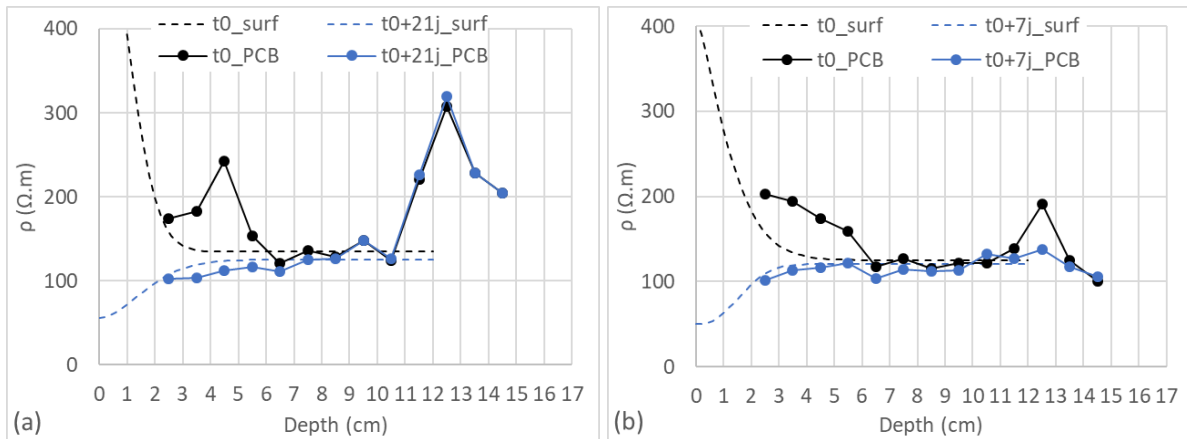


Fig. 6.38. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) durant la phase I de marnage, pour les dalles du béton C100-0 : (a) **config. 1**, (b) **config. 2**.

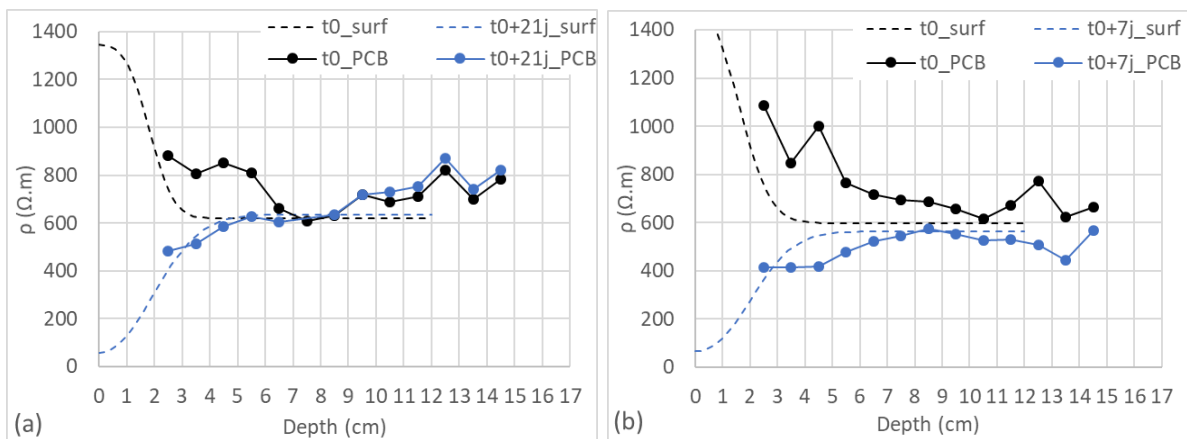


Fig. 6.39. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) durant la phase I de marnage, pour les dalles du béton C50-50 : (a) **config. 1**, (b) **config. 2**.

Les **Fig. 6.38** et **6.39** montrent que les profils de résistivité inversés à partir des mesures avec le peigne d'électrodes et ceux mesurés avec le capteur noyé présentent des valeurs de résistivité situées dans le même ordre de grandeur. Les différences entre les profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques et ceux obtenus par capteurs noyés sont surtout observés aux extrémités des dalles.

En effet, ces différences sont principalement dues au fait que les mesures surfaciques ont été inversés par ajustement d'une fonction de Weibull avec une forme continue (lisse) et monotone, tandis que les mesures obtenues par capteurs noyés sont des valeurs de résistivité « brutes » (apparentes) non inversées, mais qui sont probablement une bonne approximation des varies résistivités locales dans le béton.

De plus, la configuration de mesure adoptée dans les deux techniques sont différentes. Les profils de résistivité obtenus par capteurs noyés sont mesurés en utilisant le mode « Transmission », qui consiste à injecter le courant entre les grilles en surface et à mesurer la différence de potentiel entre les paires d'électrodes situées du même côté du PCB. Les mesures de résistivité sont donc obtenues à des profondeurs bien précises, qui dépendent de la position du système de mesure dans les dalles. Cependant, le capteur noyé ne permet pas d'obtenir des données très proches de la surface, contrairement aux profils inversés à partir des mesures surfaciques. Les mesures surfaciques en revanche, sont réalisées en utilisant la configuration « Wenner », qui consiste à injecter le courant et à mesurer la différence de potentiel entre les électrodes du peigne. Une série de mesures avec le peigne permet d'interroger les différentes électrodes et d'obtenir des profils de résistivité jusqu'à des profondeurs bien précises, qui dépendent fortement de la position et de l'espacement des électrodes. Ces profils sont la moyenne de 4 séries de mesure réalisées uniquement sur la face contaminée, suivant la direction des diagonales. Il aurait peut-être été préférable de réaliser également des mesures surfaciques sur la face non contaminée, notamment pour les dalles en **config. 1**, afin d'obtenir des informations plus précises à proximité de cette face séchante.

Les différences entre les techniques de mesure et de traitement mentionnées ci-dessus pourraient expliquer les écarts entre les deux types de profils, notamment les écarts observés aux extrémités des dalles.

Contrairement à la phase I du marnage, il est possible de comparer les profils de résistivité à plus d'une échéance de temps dans la phase II, avec un marnage continu et non interrompu. Cependant, les profils de résistivité ne montrent pas de variations significatives entre deux échéances de temps consécutives. Pour une meilleure discrimination des évolutions des profils, nous avons donc sélectionné les profils à 3 échéances bien distinctes : 7 jours, 90 jours et 231 jours. Tout comme pour la phase I, nous présentons pour cette phase II uniquement les profils des bétons C100-0 et C50-50. Ceux du béton C70-30 seront présentés en Annexe B.

Les **Fig. 6.40** et **6.41** montrent, pour les bétons C100-0 et C50-50 respectivement, une comparaison des profils de résistivité inversés obtenus par mesures surfaciques (en lignes pointillées) et des profils de résistivité apparente obtenus par capteurs noyés (en traits pleins), à différentes échéances de la phase II du marnage, pour la **config. 1** (a) et la **config. 2** (b). Nous précisons que, pour la dalle C50-50_2.1, le profil de résistivité obtenu par mesures surfaciques inversées à l'échéance t'_{0+231j} présente des valeurs de résistivité incohérentes. Cela peut être dû soit aux valeurs brutes aberrantes pour cette dalle, soit à un problème de convergence du

modèle lors de l'inversion des mesures surfaciques. Ce profil n'est donc pas présenté dans la **Fig. 6.41(b)**. De plus, les profils de résistivité mesurés par le capteur noyé aux échéances t'_0+90j et t'_0+231j dans la dalle C50-50_2.1, présentaient également des valeurs aberrantes à certaines profondeurs spécifiques, notamment dans la partie inférieure éloignée de la face de pénétration (de $z=9$ cm jusqu'à $z=17$ cm). Cela pourrait être dû à un problème local de contact entre les électrodes et le matériau. Ces mesures ont donc été exclues des profils, comme l'illustre la **Fig. 6.41(b)**.

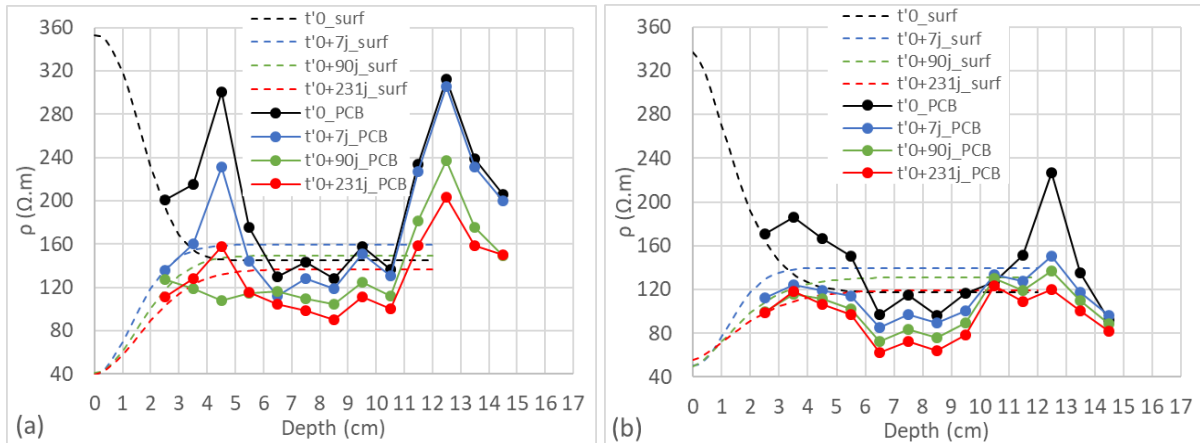


Fig. 6.40. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) à différentes échéances de la phase II de marnage, pour les dalles du béton C100-0 : (a) **config. 1**, (b) **config. 2**.

En comparant les deux types de profils obtenus sur les dalles C100-0 en **config. 1** (**Fig. 6.40(a)**), nous remarquons que les profils de résistivité obtenus par capteurs noyés ont des valeurs supérieures à celles des profils obtenus par inversion des mesures surfaciques aux extrémités des dalles, et inférieures au cœur des dalles. En effet, le profil de résistivité mesuré à t'_0 dans la dalle instrumentée C100-0_1.1 présentait initialement une forme convexe, en raison du séchage préalable de la dalle par ses deux faces opposées non résinées. Avec la pénétration de l'eau durant le marnage, cette forme convexe s'atténue progressivement, avec une diminution de résistivité plus marquée du côté de la face de pénétration ($z=2,5$ cm), en raison du séchage de la face supérieure exposée à l'air ambiant ($z=14,5$ cm). Toutefois, les valeurs de résistivité mesurées par capteurs noyés près de la face de pénétration demeurent supérieures à celles obtenues par inversion des mesures surfaciques. Ces dernières montrent plutôt une chute immédiate de la résistivité en surface après 7 jours de marnage. Au-delà de 7 jours, la résistivité en surface reste constante mais le gradient de résistivité devient de moins en moins prononcé avec la pénétration de l'eau.

Pour les dalles en **config. 2 (Fig. 6.40(b))**, les profils de résistivité obtenus par capteurs noyés sont toujours en dessous de ceux obtenus par inversion des mesures surfaciques au cœur des dalles, mais se confondent quasiment avec ces derniers aux extrémités des dalles. Cela peut être attribué en partie au profil initial de la dalle instrumentée C100-0_2.1 qui, à part la mesure obtenue à $z=12,5$ cm, présentait moins de fluctuations que celui obtenu dans la dalle instrumentée C100-0_1.1 (**Fig. 6.40(a)**). Par ailleurs, les écarts observés entre les deux types de profils pour les deux configurations s'expliquent principalement par la différence entre les deux techniques de mesure et les limites associées à chacune de ces techniques, ainsi que l'inversion ou non des mesures, comme nous l'avons déjà expliqué.

Enfin, en comparant les deux configurations, il semble que les profils de résistivité, qu'ils soient obtenus par capteurs noyés ou par inversion des mesures surfaciques, ne montrent pas de différences significatives entre les **config. 1** et **2**. Ces profils n'apportent donc pas d'informations supplémentaires capables d'expliquer les amplitudes importantes observées dans les créneaux de résistivité apparente des dalles instrumentées en **config. 2** (voir **Fig. 6.36**). En effet, avec une seule observable (la résistivité électrique) influencée par deux facteurs (le degré de saturation et la concentration en chlorures) et des conditions d'exposition variées, les résultats présentés ne sont pas suffisants pour tirer des conclusions définitives. Une analyse plus approfondie de ces résultats n'a pas été possible à ce stade.

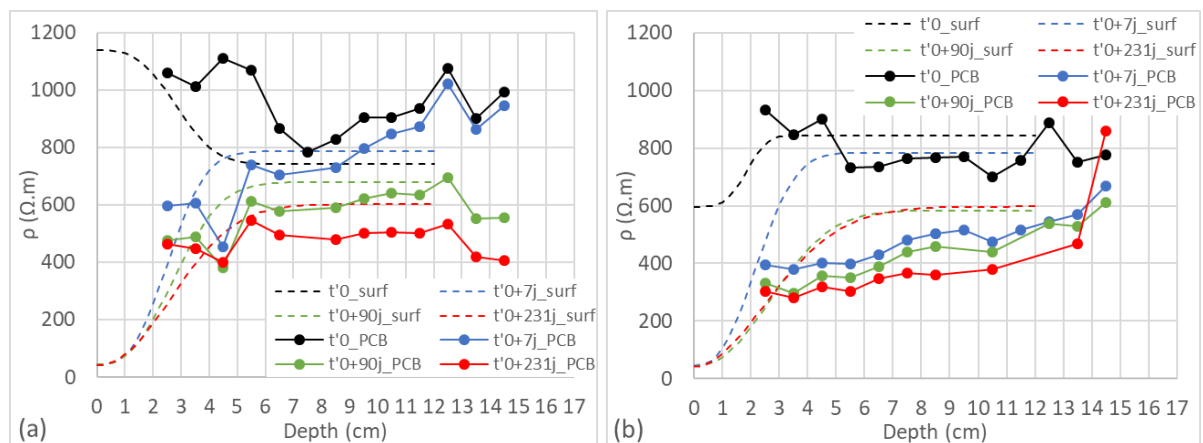


Fig. 6.41. Profils de résistivité obtenus par inversion des mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) à différentes échéances de la phase II de marnage, pour les dalles du béton C50-50 : (a) **config. 1**, (b) **config. 2**.

Pour les dalles C50-50 en **config. 1 (Fig. 6.41(a))**, les profils de résistivité obtenus par le capteur noyé sont cohérents avec ceux obtenus par inversion des mesures par le peigne d'électrodes, malgré les légères divergences observées. Cependant, pour les dalles C50-50 en **config. 2 (Fig. 6.41(b))**, le profil de résistivité mesuré avec le capteur noyé montre une chute

immédiate après 7 jours de marnage, suivie d'une légère diminution progressive au-delà de cette période. Ces profils ont donc des valeurs inférieures à celles obtenues par inversion des mesures surfaciques. Les dalles C50-50 de la **config. 2** semblent présenter un comportement particulier durant cette phase II du marnage, reflété tant dans les résultats des mesures de surface que dans ceux du capteur noyé. En particulier, le profil initial mesuré par le peigne d'électrodes et inversé montre une résistivité plus faible en surface qu'au cœur de la dalle. De plus, les profils obtenus avec le capteur noyé après 90 jours et 231 jours de marnage présentent des mesures aberrantes à des profondeurs éloignées de la face de pénétration. Le comportement de ces dalles est surprenant, car elles ont subi exactement le même historique que les autres dalles en **config. 2** et aucun évènement particulier ne semble pouvoir expliquer ces résultats.

6.3.3. Synthèse sur la campagne de marnage

La campagne de marnage a été réalisée dans des bassins équipés de pompes, permettant de réaliser des cycles de marnage d'une durée de 12 heures, avec de l'eau salée à 35 g/L de NaCl. En raison de certains soucis expérimentaux, les cycles de marnage ont été interrompus plusieurs fois et la campagne a été divisée en deux grandes phases. Cette campagne a été réalisée sur un ensemble de dalles cubiques et d'éprouvettes cylindriques, destinées à la réalisation de différents essais. En marée haute, les dalles/éprouvettes de marnage sont soumises à des conditions d'exposition différentes : celles qui appartiennent à la **config. 1** subissent un marnage partiel, alors que celles appartenant à la **config. 2** sont complètement immergées dans l'eau salée.

Les conditions de température et d'humidité relative dans l'air ambiant, enregistrées à l'aide d'un capteur externe, ont montré une humidité relative en moyenne égale à 70 % et une température variant entre 12 °C et 23 °C. En outre, la température et l'humidité relative locales dans les bétons C100-0 et C50-50 ont été enregistrées à l'aide de sondes THR noyées à différentes profondeurs des éprouvettes. Ces mesures ont montré une température interne qui varie entre 12 °C et 19 °C et une humidité relative interne qui varie entre 70 % et 100 %. Les mesures d'humidité relative pourraient être converties plus tard en des profils de degré de saturation, qui peuvent être comparés aux profils de degré de saturation obtenus par les mesures de résistivité.

Les mesures de résistivité réalisées par capteurs noyés et par le peigne d'électrodes à l'état initial des deux phases de marnage ont montré que les dalles ont repris quasiment le même état initial, malgré l'interruption des cycles de marnage pendant 6 mois. Ensuite, l'évolution de la résistivité mesurée par capteurs noyés au cours des deux premiers jours de la phase I de

marnage ont été présentés, pour les deux configurations des dalles C100-0 et C50-50, sans et avec prise en compte des facteurs géométriques complets (tenant compte de la présence du volume d'eau). Les résultats ont montré une évolution des résistivités apparentes en créneaux, montrant une augmentation de la résistivité apparente à marée basse et une diminution de la résistivité apparente à marée haute. Lorsque le volume d'eau est pris en compte dans le calcul des facteurs géométriques, les deux configurations montrent une augmentation de résistivité apparente de plus de 20 % à marée haute, notamment aux profondeurs proches de la face exposée au volume d'eau. Cela indique l'importance de la prise en compte de la géométrie réelle du problème lors du calcul des facteurs géométriques. Toutefois, l'écart entre les valeurs de résistivité obtenues à MB et à MH est beaucoup plus élevé pour les dalles en **config. 2**. La correction des valeurs de résistivité apparente en tenant compte des facteurs géométriques complets a permis d'atténuer fortement l'amplitude des créneaux pour les dalles en **config. 1**, mais pas pour les dalles en **config. 2**. La grande amplitude de variation de résistivité apparente qui persiste dans les dalles en **config. 2** montre que l'immersion totale de ces dalles influence significativement les mesures de résistivité.

Enfin, les profils de résistivité obtenus par capteurs noyés ont été comparés à ceux obtenus par inversion des mesures surfaciques, à différentes échéances de la phase II de marnage. Globalement, les profils de résistivité obtenus par les deux techniques montrent une bonne concordance, avec des valeurs de résistivité situées dans le même ordre de grandeur. De légères divergences sont observées entre les deux types de profils, notamment aux extrémités des dalles. Ces divergences sont principalement dues à la différence entre les techniques et les configurations de mesure, ainsi qu'au processus de traitement (inversion). En raison de la complexité de l'analyse, celle-ci a été limitée uniquement aux profils de résistivité. En effet, la mesure d'une seule observable (résistivité), qui dépend à la fois du degré de saturation et de la concentration en chlorures, dans des dalles soumises à des conditions d'exposition différentes, rend l'analyse plus compliquée. Toutefois, les profils de résistivité présentés seront certainement utiles pour des interprétations futures.

Chapitre 7 : Conclusion générale et perspectives

Cette thèse a été réalisée dans le cadre du projet « DEMCOM », qui vise à proposer une éco-conception des ouvrages en béton armé situés en milieu marin, afin de maximiser la durée de vie, tout en minimisant les impacts environnementaux et les coûts des structures maritimes. Cette thèse a porté sur l'instrumentation de bétons au laitier dans le but d'estimer, à partir de l'observable mesurée, les propriétés de transport du béton servant de paramètres d'entrée dans les modèles de durabilité.

Dans cette thèse, le suivi de la pénétration des chlorures en conditions saturées et non saturées est réalisé à l'aide d'un capteur de résistivité noyé. Ce dernier permet de suivre l'évolution des profils de résistivité dans le temps, qui sont ensuite convertis en profils de degré de saturation et profils en chlorures. Ces profils expérimentaux sont utilisés pour ajuster un modèle de transport, afin d'estimer deux propriétés de transfert : la perméabilité à l'eau et le coefficient de diffusion. Pour atteindre cet objectif, deux grandes campagnes expérimentales (campagnes I et II) ont été menées sur 3 formulations de béton ne différant que par leur taux de laitier. Les bétons étudiés sont le béton ordinaire C100-0 (à base de CEM I) et les bétons C70-30 et C50-50 contenant un pourcentage de remplacement du clinker par du laitier respectivement égal à 30 % et 50 %.

Nous commençons par synthétiser les principaux résultats expérimentaux obtenus lors des campagnes I et II, en commençant par le suivi de la phase d'hydratation pour terminer par la campagne de marnage.

Pendant la période de cure, une éprouvette instrumentée de chaque béton a été monitorée afin de suivre l'état du béton pendant la phase d'hydratation.

- Une augmentation de la résistivité a été observée pour les 3 bétons pendant leur hydratation avec des valeurs de résistivité qui augmentent avec le taux de laitier. Les résultats ont montré que la résistivité du béton C100-0 s'est stabilisée à 70 $\Omega.m$ après 2 mois de cure, indiquant l'achèvement de l'hydratation. En revanche, la résistivité des bétons C70-30 et C50-50 s'est stabilisée après 300 jours de cure, à une valeur respectivement égale à 250 $\Omega.m$ et 550 $\Omega.m$, soulignant ainsi l'hydratation latente et pouzzolanique du laitier ;
- Pendant les 3 premiers mois de cure, des mesures de résistivité surfaciques ont été réalisées sur des éprouvettes non instrumentées, en utilisant un dispositif « Wenner » à 4 électrodes. Ces mesures surfaciques ont montré la même tendance, mais avec des

valeurs de résistivité légèrement plus faibles que celles obtenues par capteurs noyés pour les 3 bétons, ce qui est dû à la différence dans les gâchées et les conditions de cure des éprouvettes testées, ainsi que la différence dans les techniques et les configurations de mesure ;

- Durant la phase d'hydratation, une deuxième propriété électrique, qui est la « chargeabilité » du béton, a été évaluée avec le même capteur noyé. La chargeabilité peut être mesurée par polarisation provoquée (PPT) et est évaluée à partir des courbes de décharge électrique du matériau polarisé. Les courbes de décroissance obtenues ne montrent pas de tendance particulière et ne ressemblent pas à la courbe de décroissance-type. Ces résultats peuvent s'expliquer par l'incapacité du capteur noyé à mesurer la chargeabilité, en raison de phénomènes de polarisation pouvant survenir à l'interface entre le capteur et le matériau. Ils peuvent également résulter du protocole de mesure, notamment des paramètres d'acquisition qui ne sont pas suffisamment adaptés à la mesure délicate de la chargeabilité. Enfin, il est possible que le matériau lui-même ne présente pas une chargeabilité significative, rendant ainsi cette mesure impossible. En raison de la complexité de la mesure et de la charge du travail expérimental, l'analyse des mesures de chargeabilité a été abandonnée.

La **campagne de calibration** a été menée sur des carottes prélevées dans des dalles de béton et conditionnées à différents degrés de saturation et différentes concentrations en chlorures. Cette campagne a permis d'établir les courbes de calibration, reliant la résistivité électrique au degré de saturation **ou** à la concentration en chlorures, ainsi que les surfaces de calibration, exprimant la résistivité à la fois en fonction du degré de saturation **et** de la concentration en chlorures.

- Les courbes et les surfaces de calibration établies pour chaque béton ont montré que la résistivité électrique diminue avec l'augmentation du degré de saturation et de la concentration en chlorures, conformément aux tendances attendues. Les coefficients des équations des courbes et des surfaces de calibration établies pour chaque béton sont fortement comparables aux travaux antérieurs ;
- Les résultats ont également montré qu'à un degré de saturation et une concentration en chlorures données, plus le taux de laitier est important plus la résistivité est élevée. Cela est dû à la densification de la microstructure du béton, ainsi que par la modification de la composition de la solution porale induite par la réaction pouzzolanique et hydraulique latente du laitier.

Le **suivi du séchage** a été réalisé sur la série d'éprouvettes M1. Celle-ci a subi un séchage à 45 °C pendant plus de 6 mois, consistant en une phase de séchage tridimensionnel, suivie d'une phase de séchage unidimensionnel. Les profils de résistivité enregistrés lors du séchage ont été convertis en profils de degré de saturation grâce aux courbes de calibration.

- Les résultats obtenus pour les bétons C100-0 et C50-50 ont souligné l'évolution de l'état hydrique des bétons au cours du séchage : l'évaporation de l'eau initialement présente dans l'espace poral, conduit à la diminution du degré de saturation donc à l'augmentation de la résistivité. Ces profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés ont été validés par des mesures de référence (suivi du séchage par pesée et par mesures de gammadensimétrie). Notre méthode d'instrumentation est donc efficace pour mesurer les degrés de saturation même sur des bétons fortement résistifs ;
- Les résultats ont également montré qu'à une échéance de séchage donnée, plus le taux de laitier est important plus le degré de saturation est élevé. Après 6 mois de séchage, les bétons C100-0, C70-30 et C50-50 présentaient des degrés de saturation moyens de 22 ± 2 %, 35 ± 3 % et 47 ± 2 % respectivement. Cela met en évidence le ralentissement du séchage pour les bétons avec laitier grâce à leur microstructure plus dense ;
- Les profils de résistivité mesurés à 45 °C ont été corrigés à l'aide de loi d'Arrhenius. Celle-ci requiert la connaissance de la valeur de l'énergie d'activation (E_a), qui dépend fortement du type du matériau. La valeur utilisée dans notre étude et issue de travaux antérieurs menés sur un béton comparable au béton C100-0, a été également appliquée aux bétons au laitier. Une erreur de ± 20 % sur E_a a donc été appliquée, afin d'évaluer son effet sur les résultats du béton C50-50. Les résultats ont montré que cette variation ne modifie pas de manière significative l'ordre de grandeur de la résistivité et du degré de saturation. A 6 mois de séchage par exemple, une erreur de ± 20 % sur E_a conduit à une variation de ± 15 % de la résistivité, correspondant à une variation négligeable du degré de saturation de ± 3 % ;

Les **suivis de l'imbibition de l'eau douce et de l'eau salée** ont été réalisés sur la série d'éprouvettes M2, qui a été soumise à un premier séchage, suivi d'une imbibition avec de l'eau douce. La série M2 a ensuite été soumise à un deuxième séchage, suivi d'une imbibition avec de l'eau salée à 35 g/L de NaCl.

- Les profils de degré de saturation, obtenus à partir des courbes de calibration pendant l'imbibition de l'eau douce, ont montré un degré de saturation élevé en surface et qui diminue en profondeur, soulignant ainsi la progression de la pénétration de l'eau durant

l'imbibition. Ces profils hydriques nous ont servi comme référence pour l'analyse des résultats obtenus lors de l'imbibition de l'eau salée ;

- En présence des chlorures, une légère augmentation de la résistivité a été observée pendant le premier jour d'imbibition pour le béton C100-0, cette augmentation étant plus marquée aux profondeurs éloignées de la face de pénétration. La résistivité augmente jusqu'à 20 % à une profondeur de 16,55 cm de la face de pénétration. Malgré la correction de cette augmentation de résistivité à court terme, la résistivité mesurée aux différentes profondeurs en présence des chlorures reste plus élevée que celle mesurée en l'absence des chlorures. Cela a été attribué au profil de résistivité initial, montrant des valeurs de résistivité plus élevées au début de l'imbibition de l'eau salée, ainsi qu'à la disposition particulière du capteur dans cette éprouvette, ne permettant d'obtenir des mesures qu'à partir de 5 cm de la face de pénétration ;
- Pour les bétons C70-30 et C50-50, la diminution de la résistivité observée en présence des chlorures est supérieure à celle observée en l'absence des chlorures. En l'absence des chlorures, la diminution de la résistivité, observée à une profondeur de 3 cm de la face de pénétration dans les bétons C70-30 et C50-50, est respectivement de 80 % et 60 %. En présence des chlorures, la diminution de la résistivité observée à la même profondeur est de 90 % et de 80 %, pour les bétons C70-30 et C50-50 respectivement. Cela est dû à l'augmentation de la concentration d'ions mobiles dans la solution porale, augmentant ainsi la conductivité du matériau ;
- Les profils en chlorures des bétons C70-30 et C50-50 ont été obtenus grâce aux surfaces de calibration, à différentes échéances de l'imbibition de l'eau salée. La méthodologie adoptée consiste à considérer que l'écart de résistivité observé entre les deux imbibitions est dû uniquement à la présence des chlorures. Les profils en chlorures obtenus ont illustré la pénétration des chlorures dans les éprouvettes, montrant une concentration élevée en surface et qui diminue en profondeur. A une échéance donnée de l'imbibition, le béton C50-50 montre une concentration plus élevée en surface et une pénétration plus profonde des chlorures, malgré le taux de laitier supérieur à celui du béton C70-30. Cela est probablement dû à l'écart plus élevé de résistivité observé pour le béton C50-50 entre l'imbibition de l'eau douce et de l'eau salée.

La **diffusion des chlorures** a été suivie sur la série d'éprouvettes M3 saturées en contact avec de l'eau salée à 35 g/L de NaCl.

- Les mesures de résistivité ont montré une tendance croissante de la résistivité des 3 bétons au cours du temps, ne reflétant pas un comportement typique du phénomène de diffusion. A 600 jours de diffusion, une augmentation de la résistivité allant jusqu'à 30 % est observée pour les 3 bétons. Cette tendance observée reste inexplicée. La campagne de diffusion est poursuivie jusqu'à ce jour, afin d'obtenir des mesures de résistivité sur une période de diffusion plus longue ;
- Des profils en chlorures ont été obtenus par ED à deux ans de diffusion sur des éprouvettes non instrumentées. Ces profils ont confirmé la pénétration des chlorures dans les bétons, montrant une concentration élevée en surface et qui diminue en profondeur. Ces profils ont également souligné l'effet bénéfique du laitier, indiquant une accumulation des chlorures en surface et une pénétration moins profonde pour les bétons au laitier. En effet, le profil en chlorures totaux du béton C100-0 a montré une concentration en surface de 0,0025 g/g et une pénétration des chlorures jusqu'à 80 mm en profondeur. En revanche, les bétons C70-30 et C50-50 présentent une concentration en surface plus élevée, égale à 0,0035 g/g, avec une pénétration jusqu'à 30 mm et 20 mm respectivement. Cette profondeur de pénétration observée à deux ans de diffusion pour les bétons C70-30 et C50-50 confirment que les chlorures n'ont pas encore atteint la première profondeur de mesure, située à 3 cm de la face de pénétration ;
- Les profils en chlorures obtenus par ED ont permis de déterminer les isothermes de fixation, par ajustement d'une loi de puissance (ayant la forme de l'isotherme de Freundlich) aux points expérimentaux. Ces isothermes ont montré une capacité de fixation plus élevée pour les bétons contenant du laitier.

La campagne du **suivi du marnage** a été menée sur des dalles parallélépipédiques instrumentées et non instrumentées, soumises à des cycles de marnage avec de l'eau salée à 35 g/L de NaCl.

- Malgré l'interruption du marnage pendant 6 mois, les profils de résistivité mesurés au début des phases I (t_0) et II (t'_0) du marnage **sont très comparables**, avec une légère augmentation de la résistivité observée à t'_0 due au séchage des dalles pendant la période de panne ;
- L'évolution des résistivités apparentes au cours du temps montre des variations en créneaux reflétant les cycles de marée : la résistivité apparente augmente à marée basse

et diminue à marée haute. Pour les dalles en **config. 1**, les créneaux sont plus prononcés près de la face de pénétration et s'atténuent progressivement en s'éloignant. Cela s'explique par un éventuel séchage de la face supérieure, exposée à l'air ambiant tout au long du marnage. En revanche, pour les dalles en **config. 2**, les créneaux sont visibles sur toute la profondeur des dalles, en raison de leur immersion complète à marée haute. Pour les deux configurations, la résistivité semble diminuer au cours du temps, probablement en raison de la saturation progressive des dalles en eau salée ;

- La prise en compte des facteurs géométriques, tenant compte de la présence du volume d'eau entourant les dalles à marée haute, conduit à une augmentation d'environ 20 % des valeurs de résistivité apparente mesurées à marée haute. Cette augmentation de 20 % de la résistivité apparente a permis d'atténuer les créneaux de résistivité observés dans les dalles en **config. 1**. Toutefois, cette augmentation de 20 % n'est pas visible dans les créneaux observés dans les dalles en **config. 2**, en raison de l'écart plus important observé entre les résistivités apparentes mesurées à marée basse et celles mesurées à marée haute. Les résultats soulignent l'importance de la prise en compte de la géométrie réelle du problème dans le calcul des facteurs géométriques. En revanche, les facteurs géométriques calculés dans ce travail prennent en compte uniquement la géométrie mais pas le contraste de résistivité entre l'eau salée et le béton, qui influence fortement les valeurs de résistivité apparente mesurées ;
- Les profils de résistivité obtenus par mesures surfaciques, réalisées sur les dalles non instrumentées, montrent une résistivité moins élevée en surface et qui augmente progressivement en profondeur. Ces profils ont également révélé une diminution progressive de la résistivité à cœur des dalles, mettant en évidence la pénétration progressive de l'eau salée dans la profondeur du béton.
- Les profils obtenus par inversion des mesures surfaciques ont été comparés à ceux obtenus par les capteurs noyés, révélant des valeurs de résistivité du même ordre de grandeur. Les divergences observées entre les deux types de profils peuvent s'expliquer par la différence des techniques et des configurations de mesure utilisées, ainsi que par le processus d'inversion, qui ne permet d'ajuster que des profils continus et monotones dans la profondeur du béton.

Les profils de degré de saturation et les profils en chlorures obtenus expérimentalement grâce aux capteurs noyés ont été utilisés pour l'estimation de deux indicateurs de durabilité, la perméabilité à l'eau et le coefficient de diffusion, par

ajustement d'un modèle de transport aux données expérimentales. Les principales conclusions sont les suivantes :

La perméabilité à l'eau a été estimée par ajustement du modèle de transport aux profils de degré de saturation obtenus à partir de profils de résistivité mesurés lors des essais de séchage (réalisés sur les séries M1 et D1) et d'imbibition d'eau douce (réalisée sur la série M2).

- Globalement, les profils de degré de saturation obtenus par capteurs noyés de résistivité permettent d'obtenir un ordre de grandeur de perméabilité cohérent avec les valeurs reportées dans la littérature ;
- La simulation des expériences de séchage de la série D1 et de l'imbibition de la série M2 montre que la perméabilité à l'eau des 3 bétons est de l'ordre de 10^{-20} m^2 . Une perméabilité 10 fois plus élevée est obtenue lors de la simulation du séchage de la série M1, probablement en raison du séchage excessif subi par la série M1. Toutefois, la simulation des différentes expériences montre que la présence du laitier ne semble pas avoir un effet sur l'ordre de grandeur de la perméabilité, ce qui est conforme aux travaux de la littérature ;
- De légers écarts ont été observés en comparant les profils expérimentaux et numériques, attribuables à différentes incertitudes. Les incertitudes expérimentales peuvent résulter du séchage excessif de la série M1, de la loi utilisée pour la correction de l'effet de la température lors du séchage, de la validité de l'hypothèse que les profils de résistivité « vraie » sont correctement approximés par des profils de résistivité « apparente » dans le cas de l'imbibition et enfin, de l'allure exponentielle des courbes de calibration, montrant une grande variation de la résistivité à l'état sec et une petite variation de la résistivité à l'état saturé. Les incertitudes numériques sont liées aux paramètres de sorption adoptés, qui peuvent ne pas être adaptés à nos bétons, ainsi qu'aux expressions de perméabilité relative tirées de la littérature et représentant des relations semi-empiriques pouvant varier entre les expériences et les types de béton.

Le coefficient de diffusion des chlorures a été estimé par ajustement du modèle de transport aux profils en chlorures obtenus par capteurs noyés de résistivité lors de l'imbibition en eau salée des éprouvettes de la série M2.

- Les profils en chlorures numériques et expérimentaux montrent des ordres de grandeur assez cohérents, mais avec un coefficient de diffusion élevé, de l'ordre de 10^{-10} m^2 . Malgré cette valeur élevée du coefficient de diffusion, le modèle montre tout de même

une sous-estimation des profils en chlorures par rapport à ceux obtenus expérimentalement ;

Les écarts observés entre les profils numériques et expérimentaux peuvent être attribués à différentes causes :

- La méthodologie adoptée pour l'obtention des profils en chlorures expérimentaux consiste à considérer que l'écart entre les profils de résistivité **apparente** obtenus lors de l'imbibition en eau douce et en eau salée est dû uniquement aux ions chlorure. Cet écart de résistivité, obtenu à partir de profils de résistivité apparente non inversés, est utilisé pour déterminer les profils en chlorures en utilisant des surfaces de calibration, reliant la résistivité **vraie** du matériau à la concentration en chlorures et au degré de saturation.
- La position du capteur noyé dans les éprouvettes ne permet d'obtenir des mesures qu'à partir de 3 cm de la face de pénétration, là où le gradient est le plus marqué. Ce manque de données en surface rend l'ajustement du modèle encore plus complexe.
- L'ajustement de certains paramètres pourrait ne pas être adaptés à nos bétons, influençant ainsi les profils numériques obtenus. De plus, les profils obtenus par le modèle présentent une chute immédiate des profils de degré de saturation et de concentration en chlorures, contrairement aux profils expérimentaux qui, avec davantage de mesures en surface, suggèrent l'existence d'un plateau suivi d'une descente plus progressive.

Perspectives

A l'issue de cette étude, plusieurs perspectives peuvent se dégager afin de compléter les résultats obtenus :

- Afin d'enrichir les résultats du suivi de la phase d'hydratation, l'évolution de la résistivité mesurée expérimentalement par capteurs noyés est comparée à l'évolution du degré d'hydratation estimé numériquement par des modèles d'hydratation. Ce travail, réalisé en collaboration avec l'équipe du GeM travaillant dans le projet DEMCOM, va faire l'objet d'une publication scientifique.
- Comme mentionné précédemment, la campagne de diffusion est toujours en cours, afin de permettre une pénétration plus profonde des chlorures dans le béton. Une autre solution possible serait de modifier la géométrie des capteurs noyés de résistivité, afin d'obtenir des mesures plus proches de la surface de pénétration.

- Bien que l'analyse de la chargeabilité électrique du béton n'ait pas été poursuivie, les signaux associés ont tout de même été enregistrés pendant toutes les campagnes expérimentales. Il serait donc possible d'exploiter ces informations de manière plus approfondie.
- Il serait pertinent d'établir les isothermes d'adsorption et de désorption pour les 3 bétons de cette étude. Ces isothermes permettraient d'affiner l'interprétation des résultats de simulation et seraient utiles pour d'autres études menées sur des bétons au laitier comparables à ceux de notre étude.
- Lors de la pénétration des chlorures en conditions non saturées, la détermination des profils de degré de saturation et des profils en chlorures à partir d'une seule observable, qui est la résistivité dans notre cas, était complexe. Cependant, la campagne de calibration a inclus non seulement des mesures de résistivité électrique, mais aussi des mesures de permittivité diélectrique. Il est donc possible d'établir, pour les 3 bétons de cette étude, des courbes et des surfaces de calibration reliant la permittivité au degré de saturation et à la concentration en chlorures. Ainsi, il serait intéressant d'accompagner les mesures de résistivité réalisées par des mesures de permittivité, en utilisant des sondes capacitives noyées par exemple [Ibrahim *et al.*, 2024]. Ceci permettra d'obtenir les profils hydriques et ioniques à partir de deux observables, facilitant ainsi l'analyse de la pénétration des chlorures en milieu non saturé.
- Afin d'améliorer l'interprétation des profils de résistivité obtenus lors du séchage à 45 °C, il serait intéressant de déterminer les paramètres de la loi d'Arrhenius, notamment l'énergie d'activation, des bétons de notre étude (en particulier les bétons au laitier, qui ont été peu étudiés dans ce contexte). Une campagne de calibration pourrait être envisagée, consistant en la réalisation de mesures de résistivité sur des éprouvettes conditionnées à différentes températures. La résistivité de chaque béton pourrait être tracée en fonction de la température et l'énergie d'activation correspondante serait déterminée en ajustant une loi de régression, ayant la forme de la loi d'Arrhenius, aux points expérimentaux.
- Pour les campagnes d'imbibition d'eau douce et d'eau salée, plusieurs solutions sont proposées pour améliorer l'interprétation des résultats. Tout d'abord, les profils de degré de saturation obtenus lors de l'imbibition d'eau douce sont dérivés de profils de résistivité « apparente », considérés équivalents aux profils de résistivité « vrais ». Cependant, un gradient de degré de saturation se développe rapidement pendant l'imbibition. Dans ce cas, l'inversion des profils de résistivité « apparente » serait

nécessaire, afin de remonter aux profils de résistivité « vrais ». De plus, les éprouvettes instrumentées ayant subi l'imbibition de l'eau salée pourraient être détruites, afin de déterminer des profils en chlorures et de les comparer à ceux obtenus par capteurs noyés.

Références bibliographiques

Achour, M., Amiri, O., Bignonnet, F., Roziere, E., (2019). Influence of carbonation on ionic transport in unsaturated concrete: evolution of porosity and prediction of service life. *Eur. J. Environ. Civil Eng.* 23, 593–608. <https://doi.org/10.1080/19648189.2018.1455609>.

AFPC-AFREM. (1997). *Compte-rendu des Journées Techniques Durabilité des Bétons, « Méthodes Recommandées pour la Mesure des Grandeurs Associées à la Durabilité ».* *Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions INSA, Toulouse*, 283.

Aghaeipour, A., & Madhkan, M. (2017). Effect of ground granulated blast furnace slag (GGBFS) on RCCP durability. *Construction and Building Materials*, 141, 533-541. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.03.019>.

Alhaji, M. A., Bourguignon, S., Palma-Lopes, S., & Villain, G. (2021). Joint inversion of electromagnetic measurements for the determination of water saturation profiles in concrete structures. *Cement and Concrete Research*, 147, 106500. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2021.106500>.

Al-Rabiah, A. R., & Baggott, R. (1990). Durability requirements for reinforced concrete construction in aggressive marine environments. *Marine structures*, 3(4), 285-300. [https://doi.org/10.1016/0951-8339\(90\)90013-H](https://doi.org/10.1016/0951-8339(90)90013-H).

Andrade, C. (1993). Calculation of chloride diffusion coefficients in concrete from ionic migration measurements. *Cement and concrete research*, 23(3), 724-742. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90023-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90023-3).

Archie, G. E. (1942). The Electrical Resistivity Log as an Aid in Determining Some Reservoir Characteristics. *Transactions of the AIME*, 146(01), 54-62. <https://doi.org/10.2118/942054-G>.

Arliגיע, G., & Hornain, H. (2007). GranDuBé: measures associated to the durability of concrete.

ASTM C 642, Standard Test Method for Density, Absorption, and Voids in Hardened Concrete Annual Book of ASTM Standards, American Society for Testing and Materials, Philadelphia, 2002.

Atallah, J., Ranaivomanana, H., Bignonnet, F., & Bonnet, S. (2023, June). A Benchmarking of Slag Blended Cement Hydration Models. In *International RILEM Conference on Synergising expertise towards sustainability and robustness of CBMs and concrete structures* (pp. 23-33). Cham : Springer Nature Switzerland.

Atallah, J., Bignonnet, F., Ranaivomanana, H., & Bonnet, S. (2024). An analytical model for the long-term slag hydration kinetics in slag blended cement established from a large experimental database. *Construction and Building Materials*, 448, 138160. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.138160>.

Badr, J., Fargier, Y., Palma-Lopes, S., Deby, F., Balayssac, J. P., Delepine-Lesoille, S., Cottineau, L.M. & Villain, G. (2019). Design and validation of a multi-electrode embedded sensor to monitor resistivity profiles over depth in concrete. *Construction and Building Materials*, 223, 310-321. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.226>.

Badr, J., Mahfoud, E., Villain, G., Balayssac, J. P., Palma Lopes, S., Fargier, Y., & Yven, B. (2022). Temperature Effect on Electrical Resistivity Measurement Using an Embedded Sensor to Estimate Concrete Water Content. *Applied Sciences*, 12(19), 9420. <https://doi.org/10.3390/app12199420>.

Balayssac, J.-P., Garnier, V. (Éd.). (2017). Non-destructive testing and evaluation of civil engineering structures. Elsevier, Amsterdam, The Netherlands.

Bao, J., Zheng, R., Wei, J., Zhang, P., Xue, S., & Liu, Z. (2022). Numerical and experimental investigation of coupled capillary suction and chloride penetration in unsaturated concrete under cyclic drying-wetting condition. *Journal of Building Engineering*, 51. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2022.104273>.

Baroghel-Bouny, V. (1994). Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons- Méthodes, analyse, interprétations, LCPC, Paris, France, 468p.

Baroghel-Bouny, V. (2004). Which toolkit for durability evaluation as regards chloride ingress into concrete? Part II: Development of a performance approach based on durability indicators and monitoring parameters. In *Third International RILEM Workshop on Testing and Modeling Chloride Ingress into Concrete* (pp. 137-163).

Baroghel-Bouny, V. (2007). Water vapour sorption experiments on hardened cementitious materials: Part I: Essential tool for analysis of hygral behaviour and its relation to pore structure. *Cement and Concrete Research*, 37(3), 414-437. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2006.11.019>.

Baroghel-Bouny, V., Thiery, M., Barberon, F., Coussy, O., & Villain, G. (2007). Assessment of transport properties of cementitious materials: a major challenge as regards durability. *Revue Européenne de génie civil*, 11(6), 671-696. <https://doi.org/10.1080/17747120.2007.9692951>.

Baroghel-Bouny, V., Kinomura, K., Thiery, M., & Moscardelli, S. (2011). Easy assessment of durability indicators for service life prediction or quality control of concretes

with high volumes of supplementary cementitious materials. *Cement and Concrete Composites*, 33(8), 832-847. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.04.007>.

Baroghel-Bouny, V., Thiéry, M., & Wang, X. (2011). Modelling of isothermal coupled moisture-ion transport in cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 41(8), 828-841. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.04.001>.

Baroghel-Bouny, V., Wang, X., Thiery, M., Saillio, M., & Barberon, F. (2012). Prediction of chloride binding isotherms of cementitious materials by analytical model or numerical inverse analysis. *Cement and concrete research*, 42(9), 1207-1224. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2012.05.008>.

Bässler, R., Mietz, J., Raupach, M., & Klinghoffer, O. (2000, January). Corrosion monitoring sensors for durability assessment of reinforced concrete structures. In *Proc. SPIE* Vol. 3988, pp. 32-39. <https://doi.org/10.1117/12.383168>.

Beaudoin, J. J., Ramachandran, V. S., & Feldman, R. F. (1990). Interaction of chloride and C-S6H. *Cement and Concrete Research*, 20(6), 875-883. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(90\)90049-4](https://doi.org/10.1016/0008-8846(90)90049-4).

Ben Fraj, A., Bonnet, S., & Khelidj, A. (2012). New approach for coupled chloride/moisture transport in non-saturated concrete with and without slag. *Construction and Building Materials*, 35, 761-771. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.106>.

Blondel, A. (2014). Développement des méthodes géophysiques électriques pour la caractérisation des sites et sols pollués aux hydrocarbures (Doctoral dissertation, Université Michel de Montaigne-Bordeaux III).

Bonnet, S., & Perrin, B. (1999). Chloride influence on equilibrium properties of mortars. *Materials and structures*, 32, 492-499. <https://doi.org/10.1007/BF02481633>.

Bonnet, S., & Balayssac, J. P. (2018). Combination of the Wenner resistivimeter and Torrent permeameter methods for assessing carbonation depth and saturation level of concrete. *Construction and Building Materials*, 188, 1149-1165. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.151>.

Bonnet, S., Ventura, A., Villain, G., Cremona, C., Bignonnet, F., Palma Lopes, S. et al., 2022. DEMCOM Project: Durable and Environmental design of Monitored Concrete structures in Marine environment. French National Conference on Wind turbines, Paris, France.

Castellote, M., Alonso, M. C., Andrade, C. (2002). Standardization, to a reference of 25 °C, of electrical resistivity for mortars and concretes in saturated or isolated conditions. *ACI Materials Journal*, 99, 119-127. <https://doi.org/10.14359/11703>.

Chaussadent, T., & Arliguie, G. (1999). AFREM test procedures concerning chlorides in concrete: Extraction and titration methods. *Materials and Structures*, 32(3), 230-234. <https://doi.org/10.1007/BF02481520>.

Cherif, R., Hamami, A. E. A., & Aït-Mokhtar, A. (2020). Global quantitative monitoring of the ion exchange balance in a chloride migration test on cementitious materials with mineral additions. *Cement and Concrete Research*, 138, 106240. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106240>.

Chrisp, T. M., Starrs, G., McCarter, W. J., Rouchotas, E., & Blewett, J. (2001). Temperature-conductivity relationships for concrete: An activation energy approach. *Journal of materials science letters*, 20, 1085-1087. <https://doi.org/10.1023/a:1010926426753>.

Collepari, M., Marcialis, A., & Turriziani, R. (1972). Penetration of Chloride Ions into Cement Pastes and Concretes. *Journal of the American Ceramic Society*, 55(10), 534-535. <https://doi.org/10.1111/j.1151-2916.1972.tb13424.x>.

Coussy, O., Baroghel-Bouny, V., Dangla, P., & Mainguy, M. (2001). Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage. *Revue française de génie civil*, 5(2-3), 269-284. <https://doi.org/10.1080/12795119.2001.9692307>.

Crank, J. (1975). *The mathematics of diffusion*. Oxford University Press, Ely House, London W.I, SECOND EDITION, 421.

Cruz, J. M., Fita, I. C., Soriano, L., Payá, J., & Borrachero, M. V. (2013). The use of electrical impedance spectroscopy for monitoring the hydration products of Portland cement mortars with high percentage of pozzolans. *Cement and Concrete Research*, 50, 51-61. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.03.019>.

Duan, P., Shui, Z., Chen, W., & Shen, C. (2013). Enhancing microstructure and durability of concrete from ground granulated blast furnace slag and metakaolin as cement replacement materials. *Journal of Materials Research and Technology*, 2(1), 52-59. <https://doi.org/10.1016/j.jmrt.2013.03.010>.

Du Plooy, R., Lopes, S. P., Villain, G., & Derobert, X. (2013). Development of a multi-ring resistivity cell and multi-electrode resistivity probe for investigation of cover concrete condition. *NDT & E International*, 54, 27-36. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2012.11.007>.

Du Plooy, R., Villain, G., Palma-Lopes, S., Ihamouten, A., Dérobert, X., Thauvin, B. (2015). Electromagnetic non-destructive evaluation techniques for the monitoring of water and chloride ingress into concrete: a comparative study. *Materials and Structures*, 48, 369-386. <https://doi.org/10.1617/s11527-013-0189-z>.

Eid, M., Atallah, J., Villain, G., Bonnet, S., Ranaivomanana, H., Palma Lopes, S., Bignonnet, F. (2023) Monitoring of the hydration of Portland concrete using embedded resistivity sensors: validation with modelling. NDE NucCon 2023 – International Conference on Non-destructive Evaluation of Concrete in Nuclear Applications, January 25-27, 2023, Espoo, Finland.

Eid, M. A., Reuge, N., Villain, G., Bonnet, S., Palma Lopes, S. (2024) Monitoring of drying and imbibition of concrete using embedded resistivity sensors for the estimation of permeability, *article soumis au journal: Cement and Concrete Composites (CCC)*.

El Achrafi, M. (2022). *Détermination des indicateurs de durabilité du béton en utilisant des observables d'évaluation non destructives : application aux ouvrages maritimes* (Doctoral dissertation, Nantes Université).

El Achrafi, M. K., Bonnet, S., & Villain, G. (2023). Electrical resistivity tomography results analyzed with two inversion methods to determine chloride profiles on BFS concrete having very high electrical resistivity. *Construction and Building Materials*, 407, 133361. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.133361>.

El Achrafi, M. K., Villain, G., & Bonnet, S. (2024). Surface calibration of electromagnetic properties to simultaneously consider water and chloride contents in concrete both with and without slag. *Construction and Building Materials*, 417, 135176. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2024.135176>.

Fabien, A., Choinska, M., Bonnet, S., Pertue, A., & Khelidj, A. (2021). Aggregate size effects on the mechanical behaviour and on the gas permeability at damaged state of cement-based materials with and without slag. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, 26(12), 5674–5695. <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1915881>.

Fares, M. (2015). Evaluation de gradients de teneur en eau et en chlorures par méthodes électromagnétiques non-destructives. Thèse de l'Université de Nantes Angers Le Mans, IFSTTAR Nantes, France.

Fares, M., Villain, G., Fargier, Y., Thiery, M., Dérobert, X., & Lopes, S. P. (2015, September). Estimation of water content gradient and concrete durability indicators using capacitive and electrical probes. In *International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE)*.

Fares, M., Villain, G., Bonnet, S., Lopes, S. P., Thauvin, B., & Thiery, M. (2018). Determining chloride content profiles in concrete using an electrical resistivity tomography device. *Cement and concrete composites*, 94, 315-326. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2018.08.001>.

Fargier, Y., Villain, G., Lopes, S. P., & Fares, M. (2021). Optimized retrieval of 1D-resistivity profiles in cover concrete by electrical sounding measurements. *Journal of Applied Geophysics*, 193, 104413. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2021.104413>.

Francy, O., & François, R. (1998). Measuring chloride diffusion coefficients from non-steady state diffusion tests. *Cement and concrete research*, 28(7), 947-953. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(98\)00070-2](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(98)00070-2).

Garboczi, E. J. (1990). Permeability, diffusivity, and microstructural parameters: a critical review. *Cement and concrete research*, 20(4), 591-601. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(90\)90101-3](https://doi.org/10.1016/0008-8846(90)90101-3).

Gelhen, C., Bartholomew, M., Edvardsen, C., Ferreira, M., Von Greve-Dierfeld, S., Gulikers, J. et al., 2015. Fib 76 bulletin. Technical report. Fédération internationale du béton (fib). ISSN 1562-3610. ISBN 978-2-88394-116-8. https://www.afgc.asso.fr/app/uploads/2010/07/fib_Bulletin_76.pdf.

Ghoddousi, P., & Saadabadi, L. A. (2017). Study on hydration products by electrical resistivity for self-compacting concrete with silica fume and metakaolin. *Construction and Building Materials*, 154, 219-228. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2017.07.178>.

Hope, B. B., Ip, A. K., & Manning, D. G. (1985). Corrosion and electrical impedance in concrete. *Cement and concrete research*, 15(3), 525-534. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(85\)90127-9](https://doi.org/10.1016/0008-8846(85)90127-9).

Ibrahim, H., Villain, G., Ranaivomanana, N., Lopes, S. P., Balayssac, J. P., Devie, T., & Dérobert, X. (2024). Design and validation of a multi-electrode embedded capacitive sensor to monitor the electromagnetic properties in reinforced concrete structures. *Measurement*, 115057. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2024.115057>.

Ibro, M. A. (2020). *Vers la prédiction des cinétiques de rééquilibrage entre 2 milieux initialement en conditions de saturation différentes* (Doctoral dissertation, Université Paul Sabatier-Toulouse III).

Ibro, M. A., Verdier, J., Geoffroy, S., Cagnon, H., & Bourbon, X. (2021). Prediction of moisture transfer in cement-based materials: use of a porous network model to access transfer parameters. *Cement and Concrete Research*, 142, 106310. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106310>.

Kremer, T. (2015). *Utilisation des méthodes électriques pour la détection et le suivi de transferts de CO₂ dans la subsurface* (Doctoral dissertation, Thèse de doctorat, Institut de Physique du Globe de Paris).

Lataste, J.-F. (2002). Évaluation non destructive de l'état d'endommagement des ouvrages en béton armé par mesures de résistivité électrique. Thèse de l'université de Bordeaux 1, France.

Lataste, J. F., Sirieix, C., Breysse, D., & Frappa, M. (2003, May). Improvement of electrical resistivity measurement for non-destructive evaluation of concrete structures. In *2nd International RILEM workshop on life prediction and aging management of concrete structures*, pp. 93-102. <https://doi.org/10.1617/2912143780.009>.

Lataste J.F., Villain G., Balayssac J.P., 4- Electrical Methods, IN Non-Destructive Testing and Evaluation of Civil Engineering Structures, Ed. by Jean-Paul Balayssac & Vincent Garnier, Elsevier, London, 2018, pp. 139-172. <https://doi.org/10.1016/B978-1-78548-229-8.50004-2>.

Lecieux, Y., Schoefs, F., Bonnet, S., Lecieux, T., & Lopes, S. P. (2015). Quantification and uncertainty analysis of a structural monitoring device: detection of chloride in concrete using DC electrical resistivity measurement. *Nondestructive Testing and Evaluation*, 30(3), 216-232. <https://doi.org/10.1080/10589759.2015.1029476>.

Loke, M. H. (2015). Tutorial: 2-D and 3-D electrical imaging surveys. 187.

Loke, M. H. (2000). Electrical Imaging Surveys for Environmental and Engineering Studies. A Practical Guide to 2-D and 3-D Surveys. RES2DINV Manual. IRIS Instruments. www.iris-instruments.com.

Loosveldt, H., Lafhaj, Z., & Skoczylas, F. (2002). Experimental study of gas and liquid permeability of a mortar. *Cement and concrete research*, 32(9), 1357-1363. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(02\)00793-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(02)00793-7).

Lübeck, A., Gastaldini, A. L. G., Barin, D. S., & Siqueira, H. C. (2012). Compressive strength and electrical properties of concrete with white Portland cement and blast-furnace slag. *Cement and Concrete Composites*, 34(3), 392-399. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2011.11.017>.

Luping, T., & Nilsson, L. O. (1993). Chloride binding capacity and binding isotherms of OPC pastes and mortars. *Cement and concrete research*, 23(2), 247-253. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(93\)90089-R](https://doi.org/10.1016/0008-8846(93)90089-R).

Luping, T., & Nilsson, L. O. (1992). Chloride diffusivity in high strength concrete at different ages. *Nordic Concrete Research*, 11, 162-171.

Maes, M., Gruyaert, E., & De Belie, N. (2013). Resistance of concrete with blast-furnace slag against chlorides, investigated by comparing chloride profiles after migration and diffusion. *Materials and Structures*, 46, 89-103. <https://doi.org/10.1617/s11527-012-9885-3>.

Mainguy, M., Coussy, O., & Eymard, R. (1999). *Modélisation des transferts hydriques isothermes en milieu poreux. Application au séchage des matériaux à base de ciment* (No. OA 32).

Mainguy, M., Coussy, O., & Baroghel-Bouny, V. (2001). Role of air pressure in drying of weakly permeable materials. *Journal of engineering mechanics*, 127(6), 582-592. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2001\)127:6\(582\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:6(582)).

Mapa, D. G., Zhu, H., Nosouhian, F., Shanahan, N., Riding, K. A., & Zayed, A. (2023). Chloride binding and diffusion of slag blended concrete mixtures. *Construction and Building Materials*, 388, 131584. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.131584>.

Marescot, L., Rigobert, S., Lopes, S. P., Lagabrielle, R., Chapellier, D. (2006). A general approach for DC apparent resistivity evaluation on arbitrarily shaped 3D structures. *Journal of Applied Geophysics*, 60(1), 55–67. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2005.12.003>.

Martinho, E., (2023). Electrical Resistivity and Induced Polarization Methods for Environmental Investigations: an Overview. *Water, Air, & Soil Pollution*, 234 (4), 215, <https://doi.org/10.1007/s11270-023-06214-x>.

McCarter, W. J., Starrs, G., & Chrisp, T. M. (2000). Electrical conductivity, diffusion, and permeability of Portland cement-based mortars. *Cement and Concrete Research*, 30(9), 1395-1400. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(00\)00281-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(00)00281-7).

McCarter, W. J., Chrisp, T. M., Butler, A., & Basheer, P. A. M. (2001). Near–surface sensors for condition monitoring of cover-zone concrete. *Construction and Building Materials*, 15(2-3), 115-124. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00060-X](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00060-X).

Medeiros-Junior, R. A., & Lima, M. G. (2016). Electrical resistivity of unsaturated concrete using different types of cement. *Construction and Building Materials*, 107, 11-16. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2015.12.168>.

Millard, S. G. (1991). Reinforced concrete resistivity measurement techniques. Institution of Civil Engineers, March 1991, Liverpool, United Kingdom, 71-88.

Millington, R. J. (1959). Gas diffusion in porous media. *Science*, 130(3367), 100-102. <https://doi.org/10.1126/science.130.3367.100.b>.

Millington, R.J., & Shearer R.C. (1970) Diffusion in aggregated porous media. *Soil Science*, 3, 372-378. <https://doi.org/10.1097/00010694-197103060-00007>.

Minagawa, H., Miyamoto, S., Kurashige, I., & Hisada, M. (2023). Appropriate geometrical factors for four-probe method to evaluate electrical resistivity of concrete specimens. *Construction and Building Materials*, 374, 130784. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2023.130784>.

Monlouis-Bonnaire, J. P., Verdier, J., & Perrin, B. (2004). Prediction of the relative permeability to gas flow of cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, 34(5), 737-744. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(03\)00071-1](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(03)00071-1).

Mualem, Y. (1976). A new model for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated porous media. *Water resources research*, 12(3), 513-522. <https://doi.org/10.1029/WR012i003p00513>.

Neville, A. & Brooks, J., 2010. Concrete technology, Second edition. Pearson Education Limited.

NF-EN 12390-3, "Testing hardened concrete. Compressive strength of test specimens," European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2019.

NF-EN 12390-13, "Testing hardened concrete. Determination of secant modulus of elasticity in compression," European Committee for Standardization (CEN), Brussels, 2013.

NF P18-459. (2010). Béton - Essais des bétons durcis - Essai de porosité accessible à l'eau et de masse volumique apparente. AFNOR.

Nguyen, T. Q., Baroghel-Bouny, V., & Dangla, P. (2006). Prediction of chloride ingress into saturated concrete on the basis of a multi-species model by numerical calculations. *Computers and Concrete*, 3(6), 401-422. <https://doi.org/10.12989/cac.2006.3.6.401>.

Olsson, N., Nilsson, L. O., Åhs, M., & Baroghel-Bouny, V. (2018). Moisture transport and sorption in cement-based materials containing slag or silica fume. *Cement and Concrete Research*, 106, 23-32. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2018.01.018>.

Othmen, I., Bonnet, S., & Schoefs, F. (2018). Statistical investigation of different analysis methods for chloride profiles within a real structure in a marine environment. *Ocean Engineering*, 157, 96-107. <https://doi.org/10.1016/j.oceaneng.2018.03.040>.

Palma-Lopes, S., Eid, M. A., Ibrahim, H., Villain, G., & Bonnet, S. (2023). Estimation de facteurs géométriques pour des mesures de résistivité avec des géométries de complexité croissante dans le béton. *Academic Journal of Civil Engineering*, 41(4), 194-201. <https://doi.org/10.26168/ajce.41.4.23>.

Parrott, L. J. (1994). Moisture conditioning and transport properties of concrete test specimens. *Materials and Structures*, 27(8), 460.

Philippe Leroy, Andreas Hördt, Stéphane Gaboreau, Egon Zimmermann, Francis Claret, Matthias Bucker, Hermann Stebner, Johan Alexander Huisman, (2019). Spectral induced polarization of low-pH cement and concrete, *Cement and Concrete Composites*, 104, <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2019.103397>.

Polder, R., Andrade, C., Elsener, B., Vennesland, Ø., Gulikers, J., Weidert, R., Raupach, M. (2000). Test methods for on-site measurement of resistivity of concrete. *Materials and Structures*, 33(10), 603-611. <https://doi.org/10.1007/BF02480599>.

Qu, F., Li, W., Dong, W., Tam, V. W., & Yu, T. (2021). Durability deterioration of concrete under marine environment from material to structure: A critical review. *Journal of Building Engineering*, 35. <https://doi.org/10.1016/j.jobe.2020.102074>.

Rajabipour, F., & Weiss, J. (2007). Electrical conductivity of drying cement paste. *Materials and Structures*, 40, 1143-1160. <https://doi.org/10.1617/s11527-006-9211-z>.

Ranaivomanana, H. (2010). *Transferts dans les milieux poreux réactifs non saturés : application à la cicatrisation de fissure dans les matériaux cimentaires par carbonatation* (Doctoral dissertation, Université de Toulouse).

Ranaivomanana, H., Verdier, J., Sellier, A., & Bourbon, X. (2011). Toward a better comprehension and modeling of hysteresis cycles in the water sorption–desorption process for cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, 41(8), 817-827. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.03.012>.

Ranaivomanana, H., Verdier, J., Sellier, A., & Bourbon, X. (2013). Prediction of relative permeabilities and water vapor diffusion reduction factor for cement-based materials. *Cement and Concrete Research*, 48, 53-63. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2013.02.008>.

Reuge, N., Bignonnet, F., & Bonnet, S. (2023). Sensitivity analysis of a physicochemical model of chloride ingress into real concrete structures subjected to long-term exposure to tidal cycles. *Applied Ocean Research*, 138, 103622. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2023.103622>.

R.T. 178-TMC, Analysis of water-soluble chloride content in concrete, Recommendation, *Materials and Structures*. 35 (2002) 586–588.

Saleem, M., Shameem, M., Hussain, S. E., & Maslehuddin, M. (1996). Effect of moisture, chloride and sulphate contamination on the electrical resistivity of Portland cement concrete. *Construction and building materials*, 10(3), 209-214. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00078-X](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00078-X).

Samson, E., & Marchand, J. (1999). Numerical solution of the extended Nernst–Planck model. *Journal of Colloid and interface science*, 215(1), 1-8. <https://doi.org/10.1006/jcis.1999.6145>.

Sbartai, Z. M., Laurens, S., Rhazi, J., Balayssac, J. P., & Arliguie, G. (2007). Using radar direct wave for concrete condition assessment: Correlation with electrical resistivity. *Journal of applied geophysics*, 62(4), 361-374. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2007.02.003>.

Schlumberger, C. (1920). Etude sur la prospection électrique du sous-sol. GauthierVillars.

Smyl, D. (2020). Electrical tomography for characterizing transport properties in cement-based materials: A review. *Construction and Building Materials*, 244, 118299. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118299>.

Soive, A., Bonnet, S., Khelidj, A., & Baroghel-Bouny, V. (2022). Thermodynamic difficulties to determine a critical chloride threshold for breakdown of the protective layer of steel reinforcement in a maritime concrete structure. *Journal of Sustainable Cement-Based Materials*, 11(5), 308-318. <https://doi.org/10.1080/21650373.2021.1961325>.

Suryavanshi, A. K., Scantlebury, J. D., & Lyon, S. B. (1996). Mechanism of Friedel's salt formation in cements rich in tri-calcium aluminate. *Cement and concrete research*, 26(5), 717-727. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(96\)85009-5](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(96)85009-5).

Telford, W. M., Telford, W. M., Geldart, L. P., Sheriff, R. E., Sheriff, R. E. (1990). Applied geophysics (Vol. 1). Cambridge University Press, Cambridge, United Kingdom.

Teng, S., Lim, T. Y. D., & Divsholi, B. S. (2013). Durability and mechanical properties of high strength concrete incorporating ultra-fine Ground Granulated Blast-furnace Slag. *Construction and Building Materials*, 40, 875-881. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.11.052>.

Thiery, M. (2005). Modélisation de la carbonatation atmosphérique des matériaux cimentaires : prise en compte des effets cinétiques et des modifications microstructurales et hydriques. *Thèse de doctorat de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, spécialité : Structures et Matériaux*.

Thiery, M., Baroghel-Bouny, V., Bourneton, N., Villain, G., & Stéfani, C. (2007). Modélisation du séchage des bétons : analyse des différents modes de transfert hydrique. *Revue européenne de génie civil*, 11(5), 541-577. <https://doi.org/10.1080/17747120.2007.9692945>.

Tong, L., & Gjrv, O. E. (2001). Chloride diffusivity based on migration testing. *Cement and Concrete Research*, 31(7), 973-982. [https://doi.org/10.1016/S0008-8846\(01\)00525-7](https://doi.org/10.1016/S0008-8846(01)00525-7).

Torres-Luque, M., Bastidas-Arteaga, E., Schoefs, F., Sánchez-Silva, M., & Osma, J. F. (2014). Non-destructive methods for measuring chloride ingress into concrete: State-of-the-art and future challenges. *Construction and building materials*, 68, 68-81. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2014.06.009>.

Touil, B., Ghomari, F., Bezzar, A., Khelidj, A., & Bonnet, S. (2017). Effect of temperature on chloride diffusion in saturated concrete. *Materials Journal*, 114(5). <https://doi.org/10.14359/51688929>.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898. <https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>.

Villain, G., & Thiery, M. (2006). Gammadensimetry: A method to determine drying and carbonation profiles in concrete. *Ndt & E International*, 39(4), 328-337. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2005.10.002>.

Villain, G., Ihamouten, A., Du Plooy, R., Lopes, S. P., & Dérobert, X. (2015). Use of electromagnetic non-destructive techniques for monitoring water and chloride ingress into concrete. *Near Surface Geophysics*, 13(3), 299-309. <https://doi.org/10.3997/1873-0604.2015016>.

Villain, G., Garnier, V., Sbartai, Z. M., Derobert, X., & Balayssac, J. P. (2018). Development of a calibration methodology to improve the on-site non-destructive evaluation of concrete durability indicators. *Materials and structures*, 51, 1-14. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1165-4>.

Wang, X. (2012). *Modélisation du transport multi-espèces dans les matériaux cimentaires saturés ou non saturés et éventuellement carbonatés* (Doctoral dissertation, Université Paris-Est).

Wenner, F. (1915). A method for measuring earth resistivity. *Journal of the Washington Academy of Sciences*, 5(16), 561-563. [https://doi.org/10.1016/S0016-0032\(15\)902](https://doi.org/10.1016/S0016-0032(15)902).

Whittington, H. W., McCarter, J., Forde, M. C. (1981). The conduction of electricity through concrete. *Magazine of concrete research*, 33(114), 48-60. <https://doi.org/10.1680/mac.1981.33.114.48>.

Zhang, J., Zhao, J., Zhang, Y., Gao, Y., & Zheng, Y. (2018). Instantaneous chloride diffusion coefficient and its time dependency of concrete exposed to a marine tidal environment. *Construction and Building Materials*, 167, 225-234. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.01.107>.

Annexe A

Monitoring of the hydration of Portland concrete using embedded resistivity sensors: validation with modelling

Marie-Ange Eid^{1,2,1}, Jack Atallah², Géraldine Villain¹, Stéphanie Bonnet², Harifidy Ranaivomanana², Sérgio Palma Lopes³ and François Bignonnet²

¹ Univ Gustave Eiffel, MAST-LAMES, Campus de Nantes, F-44344 Bouguenais

² Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM, UMR 6183, F-44600 Saint Nazaire

³ Univ Gustave Eiffel, GERS-GEOEND, Campus de Nantes, F-44344 Bouguenais

ABSTRACT

Reinforced concrete structures exposed to aggressive environments, such as nuclear and offshore structures, may be subjected to several hydric and ionic transfers that can affect their service life as well as their long-term durability. This type of structures may be sometimes difficult to access for inspection, thus several Non-Destructive testing Techniques (NDT) were developed in order to monitor and to assess such concrete structures.

The work presented in this paper consisted on studying the evolution of the hydration phase of a concrete formulated with CEM I, by evaluating its resistivity over time and depth using embedded resistivity sensors connected to a resistivity meter. Resistivity profiles obtained using these embedded sensors were compared to surface resistivity measurements carried out using a Wenner device. Moreover, this experimental campaign was validated by numerical hydration modelling, showing the evolution of the general kinetic coefficient of concrete with respect to time along its hydration phase.

Keywords: monitoring, resistivity, hydration degree, modelling

1. Introduction

Endogenous and exogenous attacks to which concrete structures can be subjected represent a major concern in the evaluation of the durability of these structures and their long-term performance. Destructive testing by local sampling of cores is not recommended for some types of structures, such as nuclear plants and offshore structures. Thus, several Non-

¹Marie-Ange Eid: +33 (0)2 40 84 59 27, marie-ange.eid@univ-eiffel.fr

Destructive Evaluation (NDE) techniques were developed in order to carry out a specific diagnosis of structures exposed to aggressive environments [1]. The work presented below is carried out within the DEMCOM French project which pays particular attention to the durability and NDE of maritime structures, of which tidal zones may be inaccessible for inspection. One of the main causes of degradation of these structures is the corrosion of reinforcement bars due to the penetration of chloride ions from seawater. The penetration of chloride is related to the durability properties of concrete such as the chloride diffusion coefficient. This property depends on the hydration of concrete as it governs the hydrated phases, the open porosity and the composition of the poral solution [6].

In the work presented below, the evolution of the hydration phase of concrete is monitored using embedded resistivity sensors developed by Badr et. al [2], that enable to evaluate resistivity profiles over time and over the entire thickness of the structure. The electrical resistivity of a material describes its ability to resist the flow of electric current, and is highly sensitive to water and chloride contents in concrete [3-4]. The Printed Circuit Board (PCB) sensor used in this work provides a good estimation of resistivity profiles and enables to study the gradient of the degree of saturation during the drying cycles of concrete [2].

The first part of this paper presents the experimental campaign (formulation of concrete, instrumentation with the PCB resistivity sensors and conditioning of the samples). In the second part, we report and discuss the results of the monitoring of the hydration phase, which are compared with hydration numerical modelling. This work will allow us to assess the capacity of electrical methods to follow the evolution of the hydration phase of concrete.

2. Experimental campaign

2.1. Formulation of concrete

The aim of the experimental campaign is to study the behaviour of a Portland cement concrete during its hydration phase. The corresponding formulation is presented in Table 1 [5].

Table 1: Formulation of concrete

Components	kg/m3
Gravel, 4-12 mm (Boulonnais)	1041.7
Sand, 0-4 mm (Boulonnais)	910.3
CEM I 52,5 N - SR 5 CE PM-CP2 NF HTS (Lafarge)	302.5
Superplasticizer MasterGlenium 201 (BASF)	2.94
Efficient water (Eeff)	151.7
Water-to-binder ratio (W/B)	0.5

2.2. Methods and instruments

Three cylindrical specimens with a diameter of 11 cm and a height of 18 cm were cast for the studied concrete formulation (Table 1), and were instrumented with a PCB resistivity sensor which has a ladder shape and is composed of 15 electrodes distributed on both sides of the PCB. The latter is placed at the centre of the specimen along its z axis (representing the thickness of the concrete sample), between two metal grids well anchored in concrete and serving for current injection [2] (Figure 1).

During the monitoring, one instrumented specimen is connected to a commercial resistivity meter: a Syscal Junior Switch 72 (from IRIS Instruments), that manages simultaneously up to 72 electrodes and injects an alternating current of very low frequency. The measurements were made according to the Transmission mode (Trans) [2]: an electric current is injected between two metal grids, and the potential drop is measured between two consecutive electrodes on the same side of the PCB. An additional measurement is made according to the Wenner configuration (Wen) by injecting a current and measuring the potential drop on 4 electrodes on one side of the PCB without using the grids [2].

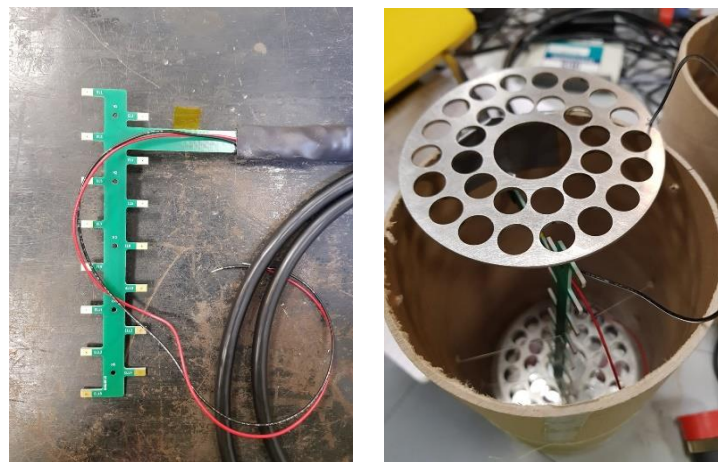


Figure 1: (a) PCB resistivity sensor with 15 electrodes, (b) instrumented mould before casting of concrete.

Moreover, 15 non-instrumented cylindrical specimens with a diameter of 11 cm and a height of 22 cm were cast and served for surface measurements using a Resipod Proceq device which operates in the Wenner configuration, and is therefore referred to as the surface Wenner device throughout this paper. The spacing between the electrodes is of 5 cm and the measurements were made along the lateral surface at mid height of the specimens. These measurements are made at different times of the curing period and are compared to the results obtained using the embedded sensors.

2.3. Curing of the specimens

The conditioning of the concrete specimens during the monitoring consisted on placing them in a tray containing a small quantity of water at a temperature of 20°C and a relative humidity of 95%. These conditions were regularly controlled using a thermo hygrometric (THR) probe along the period of cure. The latter lasted for 90 days instead of 28 days in order to allow a near stabilization of the hydration degree. Note that the period of cure was similar for both the instrumented and non-instrumented concrete specimens.

3. Results and discussion

3.1. Evolution of the apparent resistivity during the hydration phase

This part of the paper presents the results of the evolution of the apparent resistivity of concrete along its period of cure. Note that the observable measured in this experimental campaign corresponds to the apparent resistivity (ρ_a) given the heterogeneity of concrete (presence of water content gradients). The graph in Figure 2 shows a comparison between the apparent resistivity values obtained with the PCB embedded sensor (for both Trans and Wen configurations) and those obtained using the surface Wenner device. For surface measurements, the apparent resistivity value presented in this graph represents the average value of 15 measurements performed on each of the 15 specimens. Meanwhile, for the PCB_Trans configuration, the corresponding resistivity value represents the average value of 13 measurements obtained along the z axis, and the error bars represent \pm the corresponding standard deviation.

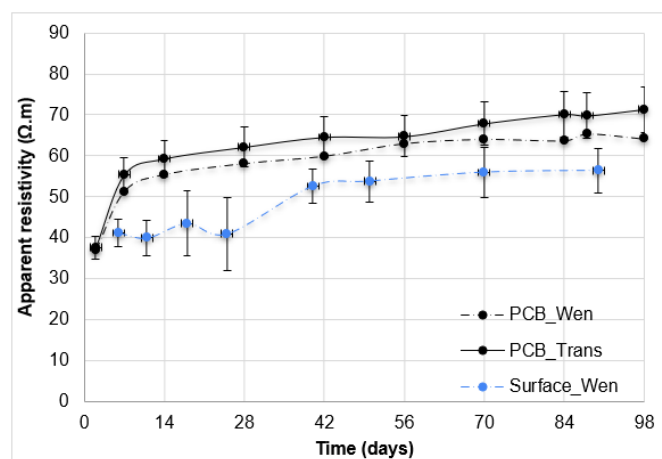


Figure 2: Evolution of the apparent resistivities obtained with the PCB sensor (Wen and average Trans) and the surface Wenner device with respect to time.

First of all, we can notice that the apparent resistivity values measured with the PCB sensor exhibit very similar magnitudes at all times for both configurations (Trans and Wen). The consistency between the two configurations was expected and validates the accurate response of the PCB sensor [2]. The apparent resistivity starts with a value of 35 Ω .m at a very young age (T_c+2 days, with T_c representing the casting time). It increases quickly during the first 28 days of cure to reach a value of 60 Ω .m. Beyond T_c+28 days, this value increases very slowly until it stabilizes approximately at 70 Ω .m at T_c+70 days. The increase in the apparent resistivity at young age and its near stabilization at T_c+70 days allow us to assess the setting and hydration phase of the concrete along its curing period.

The apparent resistivity values obtained using the surface Wenner device appear to be higher than those obtained with the PCB sensor. For example, at young age (T_c+6 days), the apparent resistivity starts with a value of 65 Ω .m. It does not seem to increase during the first 28 days of cure, although some large uncertainty bars may partly hide the real trend. Then it starts to increase until it stabilizes at 86 Ω .m. Let us note that the rate of increase is quite similar for both surface and embedded measurements from T_c+40 to T_c+86 days. We explain these differences in apparent resistivity magnitudes by the difference between the two measurement techniques, including the fact that surface measurements are more prone to variations in electrical contact quality than embedded measurements (therefore the larger uncertainty bars), as well as the fact that the samples and the observation times are not the same for both datasets. However, we can notice that the two types of curves are globally consistent, showing a similar trend for both embedded PCB and surface Wenner measurements. Thus, we believe that our experimental resistivity monitoring can be a good proxy for the hydration phase of concrete, yet the comparison between the two resistivity techniques remains qualitative in order to validate the response of the PCB sensors during the hydration phase. That is why, only resistivity measurements obtained with the PCB sensors will be compared to numerical modelling, which was the major aim of this paper.

3.2. Comparison of experimental results with numerical hydration modelling

The results obtained in the experimental campaign are compared to numerical hydration modelling, in order to validate the capacity of the electrical measurements in showing the evolution of the hydration phase of concrete. That is why, the graphs in Figure 3 show a comparison between the apparent resistivity measured experimentally and the hydration degree obtained numerically by 3 different models: VCCTL [7], Avrami's equations [14] and Bernard

et al. (2003) [15]. These 3 models are widely used in literature, therefore considered as reliable models to describe the hydration degree variation in function of time.

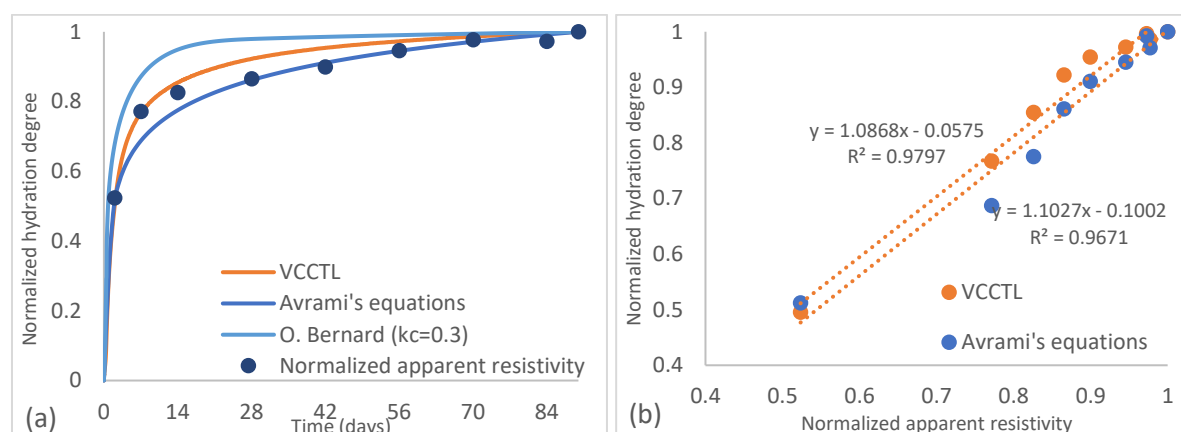


Figure 3: (a) Evolution of the normalized hydration degree and normalized apparent resistivity over time, (b) normalized hydration degree versus normalized apparent resistivity.

First of all, the Virtual Cement and Concrete Testing Laboratory (VCCTL) [7] is a virtual laboratory software based on the CEMHYD3D system where cement paste and concrete materials are computed in a virtual environment allowing the creation, hydration and estimation of the 3D cement material microstructure [8-12]. Whereas, Avrami's equations [13- 14] are best adapted to explain nucleation and growth events established empirically. They are used as an approximation for all Portland cements; as they are expected to react at similar relative rates. These equations present a basic kinetic model that provides acceptable fits for hydrated pastes. The third model used in this work is that of Bernard et al. [15] which is a multi-phasic kinetic model that describes the variation rates of each clinker phase hydration, by kinetics laws that link the reaction rate with the chemical affinity. It is determined according to three processes: the dissolution of the phases, their nucleation and growth-controlled hydration and the diffusion of dissolved ions.

In order to provide a clear comparison while comparing the experimental results to those of the hydration modelling, both the hydration degree and the apparent resistivity (PCB_Trans) were normalized to their 90 days prediction and measured value respectively. Figure 3a shows the evolution of the normalized hydration degree and the normalized apparent resistivity during the period of cure. We can clearly observe the high correlation between the experimental and numerical data, confirming the capacity of resistivity measurements to follow the evolution of the hydration phase. Moreover, Figure 3b further validates the results above, showing a linear correlation between the normalized hydration degree (for VCCTL and Avrami's equations) and the normalized apparent resistivity.

4. Conclusion

The aim of the present paper is to study the hydration phase of concrete, experimentally by measuring apparent resistivities using embedded resistivity sensors, and numerically by calculating the hydration degree using 3 different models.

The experimental campaign consisted on studying the evolution of apparent resistivities measured in a Portland cement concrete during its hydration phase, using embedded resistivity sensors. Results show that the apparent resistivity increases quickly at young age of concrete, and almost stabilizes after 70 days of cure. Resistivity profiles obtained using the PCB embedded sensors were compared to surface measurements using a commercial Wenner device. Overall, both techniques were able to monitor the hydration phase of concrete, and the curves were almost close with small differences in resistivity magnitudes. Moreover, the experimental results were compared to a numerical hydration modelling using 3 different models. A clear coherence between the experimental and numerical curves was observed, showing a linear correlation between the relative hydration degree and the normalized apparent resistivity.

In the near future, a diffusion campaign will be carried out in order to provide further information regarding the effect of chloride penetration on the electrical resistivity of concrete. Moreover, not only electrical resistivity but also electrical chargeability (relaxation phenomenon due to the induced polarization of concrete) are to be recorded with our embedded sensors.

ACKNOWLEDGEMENTS

The authors would like to thank the French “Agence Nationale de la Recherche” for the financial support of the project ANR-20-CE22-0008-01 DEMCOM. We are also grateful to Jean-Luc Geffard from Univ Gustave Eiffel for the technical support he provided.

REFERENCES

- [1] Torres-Luque, M., Bastidas-Arteaga, E., Schoefs, F., Sánchez-Silva, M., & Osma, J. F. (2014). Non-destructive methods for measuring chloride ingress into concrete: State-of-the-art and future challenges. *Construction and building materials*, 68, 68-81.
- [2] Badr, J., Fargier, Y., Palma-Lopes, S., Deby, F., Balayssac, J. P., Delepine-Lesoille, S., ... & Villain, G. (2019). Design and validation of a multi-electrode embedded sensor to monitor resistivity profiles over depth in concrete. *Construction and Building Materials*, 223, 310-321.

- [3] Fares, M., Villain, G., Fargier, Y., Thiery, M., Dérobert, X., & Lopes, S. P. (2015). Estimation of water content gradient and concrete durability indicators using capacitive and electrical probes. In *International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE)*.
- [4] Fares, M., Villain, G., Bonnet, S., Lopes, S. P., Thauvin, B., & Thiery, M. (2018). Determining chloride content profiles in concrete using an electrical resistivity tomography device. *Cement and concrete composites*, *94*, 315-326.
- [5] Fraj, A. B., Bonnet, S., & Khelidj, A. (2012). New approach for coupled chloride/moisture transport in non-saturated concrete with and without slag. *Construction and Building Materials*, *35*, 761-771.
- [6] El Achrafi, M. (2022). *Détermination des indicateurs de durabilité du béton en utilisant des observables d'évaluation non destructives : application aux ouvrages maritimes* (Doctoral dissertation, Nantes).
- [7] Bentz, D. P., & Bentz, D. P. (2005). *CEMHYD3D: A three-dimensional cement hydration and microstructure development modelling package. Version 3.0*.
- [8] Garboczi, E. J., & Berryman, J. G. (2001). Elastic moduli of a material containing composite inclusions: effective medium theory and finite element computations. *Mechanics of materials*, *33*(8), 455-470.
- [9] Bentz, D. P., & Garboczi, E. J. (1990). Digitised simulation model for microstructural development. *Ceram. Trans.*, *16*, 211-226.
- [10] Garboczi, E. J., & Bentz, D. P. (1991). Digital simulation of the aggregate–cement paste interfacial zone in concrete. *Journal of materials Research*, *6*(1), 196-201.
- [11] Jennings, H. M., & Johnson, S. K. (1986). Simulation of microstructure development during the hydration of a cement compound. *Journal of the American Ceramic Society*, *69*(11), 790-795.
- [12] Watts, B. E., Tao, C., Ferraro, C. C., & Masters, F. J. (2018). Proficiency analysis of VCCTL results for heat of hydration and mortar cube strength. *Construction and Building Materials*, *161*, 606-617.
- [13] Dalziel, J. A., & Gutteridge, W. A. (1986). *The influence of pulverized-fuel ash upon the hydration characteristics and certain physical properties of a Portland cement paste* (No. Tech Rept 560).
- [14] Taylor, H. F. (1987). A method for predicting alkali ion concentrations in cement pore solutions. *Advances in Cement Research*, *1*(1), 5-17.

[15] Bernard, O., Ulm, F. J., & Lemarchand, E. (2003). A multiscale micromechanics-hydration model for the early-age elastic properties of cement-based materials. *Cement and concrete research*, 33(9), 1293-1309.

Annexe B

Monitoring of drying and imbibition of concrete using embedded resistivity sensors for the estimation of permeability

Marie-Ange Eid^{a,b}, Nicolas Reuge^b, Géraldine Villain^a, Stéphanie Bonnet^b, Sérgio Palma Lopes^c

^a Univ Gustave Eiffel, MAST-LAMES, Campus de Nantes, F-44344 Bouguenais, France

^b Nantes Université, Ecole Centrale Nantes, CNRS, GeM UMR 6183, F-44600 Saint Nazaire, France

^c Univ Gustave Eiffel, GERS-GeoEND, Campus de Nantes, F-44344 Bouguenais, France

Highlights

- Monitoring of drying and imbibition phenomena using embedded resistivity sensors.
- Good agreement between saturation degree obtained by the sensor and other methods.
- Fitting a transport model to experimental data to estimate concrete's permeability.
- Validation of the obtained values of permeability by this new monitoring approach.

Abstract

Assessing the degree of saturation is of significant interest for the diagnosis of concrete structures, as it stands as a paramount parameter dictating most of degradation mechanisms (carbonation, corrosion etc...). Moreover, modelling durability of concrete requires the knowledge of concrete transport properties, such as the permeability. Concrete's permeability can be measured directly or indirectly by fitting a transport model to saturation degree profiles. In this paper, we introduce a novel indirect method for estimating the permeability, by monitoring the saturation degree profiles with embedded resistivity sensors. These embedded resistivity sensors are used for the evaluation of the saturation degree profiles over time during two experiments: drying and imbibition with tap water. Firstly, measured resistivity profiles are converted to saturation degree profiles using a calibration curve established on concrete cores of the same formulation. Then the fitting of a hydric transport model to experimental saturation degree profiles enables to assess the concrete permeability. Permeability values obtained by the monitoring are compared to those obtained by two methods: using the measured mass loss over time of a non-monitored specimen and using saturation degree profiles obtained by gammadensimetry measurements. The intrinsic permeability values obtained with the monitoring method are consistent for drying and imbibition experiments. Moreover, these concrete permeabilities fall within the range of values found in the literature. This is very promising for the continuous monitoring of concrete by embedded resistivity sensors.

1. Introduction

The hydric transfer in a porous material is of major concern regarding its durability, being one of the most important parameters governing the transport of aggressive agents. Quantifying transport properties, mainly concrete permeability, is thus an important issue in civil engineering to estimate the service life of reinforced concrete structures. Several methods can be used in order to measure the water permeability of concrete. Some techniques are based on a direct measurement of water or gas permeability and are commonly used in laboratory and on-site conditions [Klinkenberg, 1941] [Kollek, 1989] [Torrent, 1992] [Lafhaj et al., 2007] [Yang et al., 2014] [Fabien et al. 2021]. Moreover, an indirect measurement of concrete's permeability is also possible. In fact, the permeability can be estimated indirectly by evaluating the saturation degree profiles and fitting a hydric transport model [Coussy et al. 2001] [Thiéry et al. 2007] [Ibro et al., 2021]. The originality of this study is to monitor over time the profiles of saturation degree with embedded resistivity sensors.

Most of ND resistivity techniques used in the literature are based on surface measurements to get the resistivity profiles. In laboratory conditions, a multi-ring electrode device is used for characterizing concrete cores conditioned at different saturation levels [Du Plooy et al., 2013] [Villain et al., 2018]. Moreover, electrical resistivity tomography (ERT) is widely used for on-site and laboratory measurements, in order to evaluate the electrical resistivity and therefore the saturation degree of the concrete structure [Lataste et al., 2003] [Presuel-Moreno et al., 2013] [Du Plooy et al., 2013] [Smyl, 2020]. This technique combines several measurements for different electrode spacings and therefore allows to assess different investigation volumes of the structure. However, the aforementioned techniques do not allow a continuous monitoring of the concrete over time and the resolution they provide intrinsically diminishes with depth. That is why, several types of embedded sensors were developed in order to evaluate resistivity profiles in concrete cover [Bässler et al., 2000] [McCarter et al., 2001] [Martínez & Andrade, 2009] [Priou et al., 2019]. Yet, these embedded sensors present several limitations such as electrode polarization and wire intrusiveness. In order to overcome these constraints, [Badr et al., 2019] developed a printed circuit board (PCB) sensor that enables the evaluation of concrete electrical resistivity over time and over the entire thickness of the structure. The authors validated the capacity of the embedded sensor to evaluate the saturation degree of concrete specimens subjected to drying, by comparing saturation degree profiles obtained with the embedded sensor to those obtained by reference methods (gammadensimetry and THR probes). The embedded sensor also showed its ability to measure the electrical

resistivity of highly resistive concretes (such as slag concrete), which is not easily measured with surface techniques [Eid et al., 2023].

Several authors show the links between concrete permeability and resistivity. [Bonnet & Balayssac, 2018] assessed carbonation depth and saturation degree using two ND techniques: resistivity measurement using a Wenner probe and a direct permeability measurement using a surface permeameter. The authors developed empirical models expressing resistivity or permeability versus saturation degree and carbonation depth. Although these laws are limited to saturation degrees ranging between 40-84% due to the limitation of the measurement techniques and to the properties of the studied concrete, results showed that both techniques can be used for the combined assessment of saturation degree and carbonation depth in laboratory conditions. [Multon et al., 2022] used three different ND techniques to evaluate air permeability on laboratory samples and real structures in the field. The first method used a surface Torrent permeameter whereas the two other techniques evaluated the saturation degree profiles obtained by capacitive or resistive probes. The authors showed that the capacitive and resistivity measurements provided a good evaluation of the saturation state of concrete and enables, using a Van Genuchten law, to improve the evaluation of permeability by the surface Torrent device thus being closer to permeability evaluated by Cembureau method [Kollek, 1989]. However, the prediction of permeability using only the capacitive and resistive techniques presented some discrepancies, that were mainly explained by the high sensitivity of the methods to saturation degree. [Abbas et al. 1999] and [Villain et al. 2001] namely showed that the concrete permeability is an exponential function of the degree of saturation. But the authors did not estimate the concrete permeability with only the measured data obtained by the surface resistivity probes as this measurement is a mean apparent resistivity of the investigated depth. Determining the transport properties requires investigating profiles: it means for instance saturation degree versus depth for different times.

Concerning the indirect assessment of concrete permeability, [Coussy et al. 2001] and [Thiéry et al. 2007] developed the hydric transport model in the concrete porous medium then determined the concrete permeability by fitting this model either on the relative mass loss of a sample obtained during a controlled drying experiment or on saturation degree profiles obtained by gammadensimetry. [Ibro et al. 2021] developed an improvement of the hydric transfer model based on a porous network instead of semi-empirical laws of Van Genuchten and Millington to determine the transport properties such as permeability and parameters of adsorption-desorption isotherms. The authors validated their model by experimental results: relative mass loss of a sample as well as saturation degree profiles measured by multi-ring resistivity device

during a controlled drying of cylindrical samples. These approaches are well adapted for laboratory measurements on cylindrical samples but will be difficult to adapt to the monitoring of reinforced concrete structures in the field.

The present study introduces a novel approach for the estimation of intrinsic water permeability of concrete, by means of saturation degree profiles obtained with the resistivity PCB sensor above-mentioned that can be used in reinforced concrete structures [Badr et al. 2019].

After the presentation of the materials and measurement methods, the resistivity profiles obtained during drying and imbibition campaigns conducted on instrumented concrete specimens with our PCB sensors are shown. These profiles are then converted to saturation degree profiles by means of a calibration campaign. Then, the water permeability of concrete is estimated by adjusting a hydric transport model to the experimental measurements. Input parameters of the model were estimated based on previous studies conducted on concretes similar to the concrete studied in this work (in terms of formulation and porosity). Finally, in order to validate the capacity of the embedded sensor and our approach for estimating the intrinsic permeability of concrete, results are compared to those obtained by two reference methods: assessing the mass loss of a non-instrumented specimen subjected to unidirectional drying and gammadensimetry measurements

2. Materials and methods

2.1. Concrete formulation and characteristics

The concrete mix used in this work is representative of numerous concretes studied in the literature. It is composed of a normal CEM I 52.5 Portland cement with a water/cement ratio of 0.5. The concrete has a compressive strength of 50 MPa at 28 days and a porosity of 14.1% measured at 90 days according to [AFPC-AFREM, 1997]. The formulation and characteristics of the studied concrete (referred to as concrete OPCC50) are presented in **Table 1**.

Table 1. Formulation and characteristics of concrete OPCC50.

Components and characteristics	[kg/m ³]
Gravel, 4-12 mm (Boulonnais)	1041.7
Sand, 0-4 mm (Boulonnais)	910.3
CEM I 52,5 N - SR 5 CE PM-CP2 NF HTS (Lafarge)	302.5
Superplasticizer MasterGlenium 201 (BASF)	2.94
Efficient water (W_{eff})	151.7
Water-to-binder ratio (W_{eff}/B)	0.5
Compressive strength at 28 days (MPa)	52.03 ± 2.7
Young's modulus at 28 days (GPa)	38.75 ± 0.4
Water porosity at 90 days (%)	14.10 ± 1.0

2.2. Description of the embedded sensor and measurement principle

The embedded resistivity sensor used in this work was developed and validated by [Badr et al., 2019]. The PCB sensor has a ladder shape and is composed of 15 electrodes distributed on both sides of the PCB (**Fig. 1(a)**). The latter was placed in the center of a cylindrical mold ($\varnothing 11 \times 18$ cm) along its z axis (the direction in which resistivity profile is to be studied), between two metal grids well anchored in concrete and serving for electrical current injection (**Fig. 1(b)**).

Resistivity measurements were done according to the “Transmission” configuration: an electric current is injected between two metal grids (C1 and C2) and the potential drop is measured between two consecutive electrodes (P1 and P2) on the same side of the PCB sensor (**Fig. 1(c)**). Thus, a total of 13 measurements is obtained through the height of the PCB sensor and the depth of each measurement is assumed to be in the middle of the electrodes where the potential drop is measured [Badr et al., 2019]. It is important to note that **Fig. 1(c)** presents the intended layout of the sensor and injection grids, as well as the intended measurement positions along the depth of the specimen. However, when casting the instrumented specimens, the embedded sensors slightly moved from this position. Therefore, the experimental resistivity profiles obtained for each specimen (**Fig. 6** and **Fig. 7**) will be presented according to the actual positions of the electrodes.

For each pair of electrodes on the sensor, an apparent resistivity is obtained by multiplying the transfer resistance (Ω), which is the ratio of the measured potential drop (mV) to the transmitted current intensity (mA), by a geometric factor (m) that accounts for the geometric conditions of the measurement [Marescot et al., 2006] [Palma Lopes et al., 2023]. During the monitoring, the instrumented specimen is connected to a commercial resistivity

meter: a Syscal Junior Switch 72 (from IRIS Instruments), injecting a square-wave current of frequency 2 Hz. Therefore, measurements are considered to be carried out in a static regime, usually called DC-resistivity.

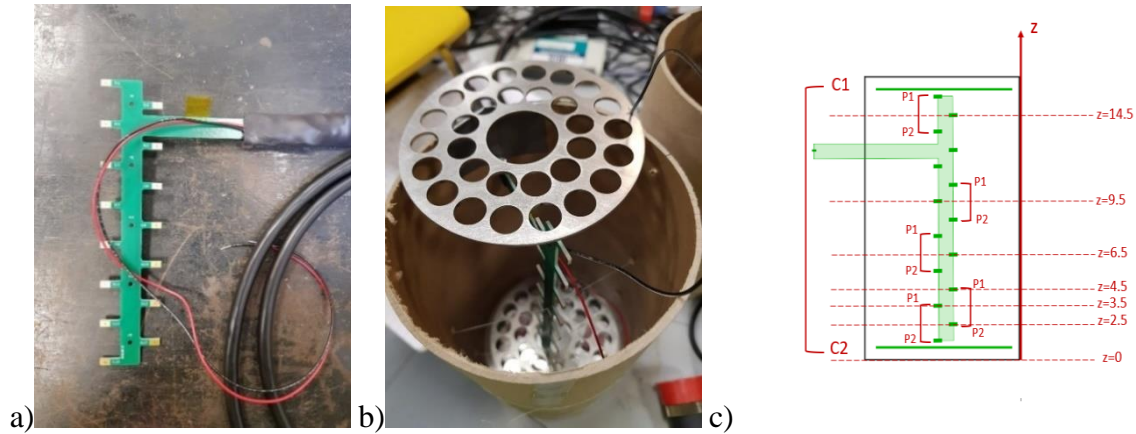


Fig. 1. Measurement method: (a) PCB resistivity sensor, (b) instrumented mold before casting, (c) measurements principle according to “transmission” configuration.

2.3. Concrete specimens and curing conditions

The experimental campaign involved different types of concrete specimens that underwent different curing conditions. **Table 2** summarizes the details corresponding to each concrete sample: name, dimensions, type of cure and corresponding experimental campaign.

First of all, several non-instrumented ($\varnothing 11 \times 22$ cm) specimens were used for mechanical and durability characterization and only one specimen (referred to as specimen D1) was used for monitoring the unidirectional drying by assessing its mass loss. Specimen D1 was cured under water for 90 days and it was then sawn in order to remove the upper and lower surfaces and keep only the core of $\varnothing 11 \times 10$ cm. Moreover, a calibration campaign was conducted on 3 cylindrical cores of $\varnothing 70 \times 75$ mm cored from a slab, which was made with the same concrete and kept under water for 90 days as well. These cores are referred to as specimens C1 to C3.

Two monitored specimens of $\varnothing 11 \times 18$ cm were used for monitoring the drying (of specimen M1) and the imbibition (of specimen M2) by means of embedded sensors. Note that due to experimental issues, drying and imbibition campaigns were carried out on two different samples, yet having similar formulation and instrumentation. Due to instrumentation constraints, instrumented specimens were not cured under water. They were rather kept in a tray containing a small quantity of water for 90 days, at a temperature of $21 \pm 0.5^\circ\text{C}$ and a relative humidity of $95 \pm 2\%$. These curing conditions were regularly controlled using a thermo-hygrometric probe (THR).

Table 2. Details of concrete samples involved in the experimental campaign.

Name	Dimensions	Embedded sensor	Type and period of cure	Corresponding experimental campaign
D1	Ø11x10 cm	No	Cured under water (90 days)	Assessing mass loss during unidirectional drying
C1 to C3	Ø70x75 mm	No	Cured under water (90 days)	Calibration campaign
M1	Ø11x18 cm	Yes	Kept in a humid environment (90 days)	Monitoring of drying by the embedded sensor
M2	Ø11x18 cm	Yes	Kept in a humid environment (90 days)	Monitoring of imbibition by the embedded sensor

2.4. Calibration campaign

Apparent resistivity profiles obtained by the embedded sensors are converted to saturation degree profiles by means of a calibration campaign. The latter was conducted on 3 concrete cores of Ø70x75 mm (C1 to C3) using the resistivity cell developed by [Du Plooy et al., 2013]. The measurement protocol assumes that moisture content is homogeneous within the volume of the Ø70x75 mm concrete core, thus the resistivity cell enables to measure the “real” resistivity of the material at different saturation rates [Villain et al. 2018]. A calibration curve is then obtained, linking the observable (electrical resistivity) to the durability indicator (saturation degree) (**Fig. 2**). The data is available in [Geffard et al., 2024].

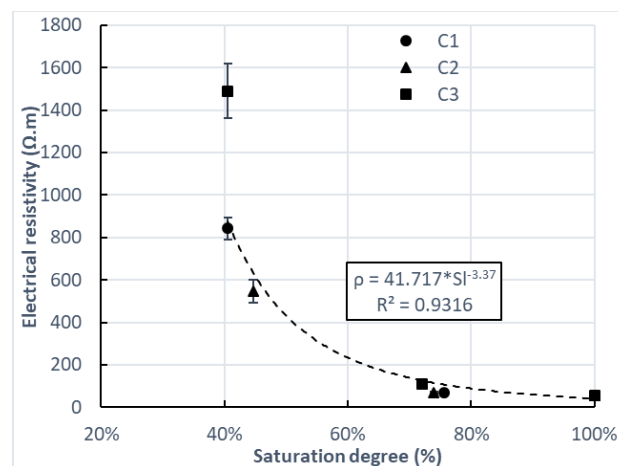


Fig. 2. Calibration curve obtained for concrete OPCC50.

The calibration curve shown in **Fig. 2** shows that for a saturation degree varying between 40% and 100%, the electrical resistivity varies between 50 Ω.m and 1500 Ω.m. The experimental points shown in the graph correspond to the average resistivity obtained throughout the resistivity cell [Du Plooy et al., 2013] for each concrete core and the error bars represent the ± standard deviation. The calibration curve (represented by a dashed line) shows

a power relationship between the electrical resistivity and the saturation degree (**Eq. 1**), in agreement with Archie's law [Archie, 1942] [Villain et al., 2018].

$$S_l = \left(\frac{\rho}{41.717} \right)^{-\frac{1}{3.37}} \quad \text{Eq. (1)}$$

2.5. Experimental conditions of the drying campaigns

As previously mentioned, two different drying campaigns were conducted on instrumented (M1) and non-instrumented (D1) specimens. Assessing the unidirectional drying of the non-instrumented cylinder by its mass loss serves as a reference method in order to validate the ability of our approach based on the use of the embedded sensor to estimate the intrinsic water permeability.

➤ Drying of non-instrumented specimen D1

This method is widely used in the literature in order to evaluate the intrinsic water permeability of concrete [Coussy et al., 2001] [Thiery et al., 2007]. The method consists of monitoring the drying of a cylindrical specimen by evaluating the kinetics of its mass loss. Specimen D1 was placed in a desiccator in which a constant temperature of $21 \pm 0.5^\circ\text{C}$ and a constant ambient relative humidity (RH_{amb}) of $55 \pm 3\%$ are maintained by means of a concentrated saline solution (magnesium nitrate). In order to ensure a unidirectional drying within the sample, the latter was covered on its lateral surface with two layers of adhesive aluminum foil (**Fig. 3(a)**). The relative mass loss ΔM was calculated using **Eq. (2)** at different times of the drying phase and the corresponding curve is shown in **Fig. 3(b)**. The latter shows a rapid increase in the mass loss during the first two months, followed by a slow increase for the rest of the drying phase.

$$\Delta M = \frac{M_{sat} - M_t}{M_{sat}} \quad \text{Eq. (2)}$$

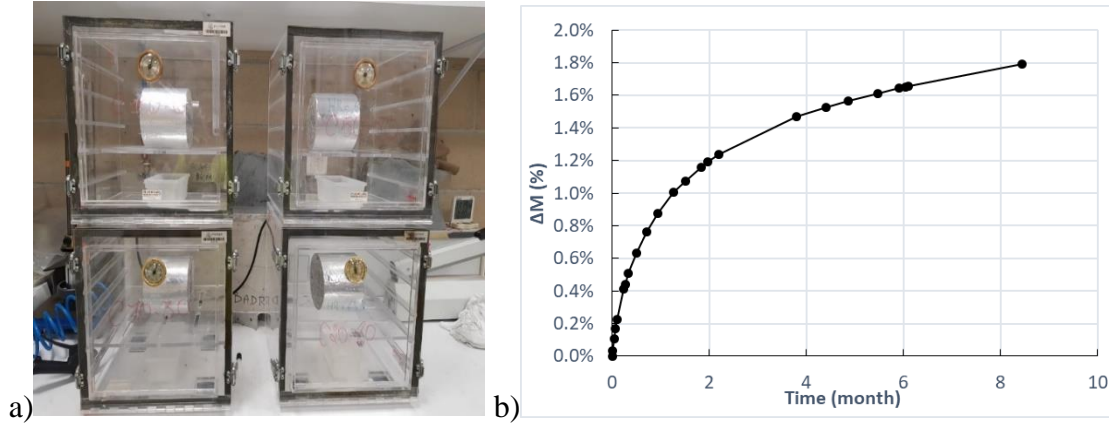


Fig. 3. Drying of sample D1: (a) specimen placed in a desiccator, (b) evolution of the mass loss (%) along the drying period.

Moreover, gammadensimetry measurements were conducted on concrete sample D1 in order to determine the saturation rate during drying, as described in [Villain & Thiery, 2006] but by using a horizontal (instead of vertical) gamma device, equipped with a similar radioactive cesium source and a similar scintillator that receives and counts the incidental photons. In summary, the method enables to monitor the density according to the depth of the concrete sample using the Lambert law (**Eq. (3)**).

$$d = -\frac{1}{\mu l} \ln \left(\frac{N}{N_0} \right) \quad \text{Eq. (3)}$$

where d (kg/m^3) is the density of concrete, μ (m^2/kg) is the mass absorption coefficient of the material, l (m) is the thickness of the sample and N_0 and N are the number of the incidental photons emitted by the radioactive source and the number of photons that crossed the concrete sample respectively. Gammadensimetry measurements were carried out at the saturated state, the dry state (at 105°C) and at $t=6$ months of drying, in order to obtain the corresponding densities d_{sat} , d_{105} and $d_{t=6 \text{ months}}$. **Eq. (4)** presents the direct expression of the saturation rate $S_l(t)$ obtained at time t for each depth along the concrete sample.

$$S_l(t) = \ln \left(\frac{N_0(t)N^{105}}{N(t)N_0^{105}} \right) / \ln \left(\frac{N_0^{sat}N^{105}}{N^{sat}N_0^{105}} \right) \quad \text{Eq. (4)}$$

Fig. 4(a) and **(b)** respectively show the density of the concrete specimen at different states and its saturation degree profile obtained at 6 months of drying. **Fig. 4(a)** shows that the density of specimen D1 is relatively homogeneous with depth, despite the small heterogeneities probably due to the presence of voids or aggregates. Whereas, the saturation degree profile obtained at $t=6$ months shows that specimen D1 dried only from both sides and stayed relatively wet in its core, highlighting the unidirectional drying of the sample (**Fig. 4(b)**). Nevertheless,

Fig. 4(b) shows that the saturation degree profile is asymmetric, which can be explained by some uncertainties brought by a slight concrete segregation [Villain & Thiery, 2006]. Moreover, it is important to note that d_{sat} was obtained after a second saturation of specimen D1 carried out after 6 months of drying, which can also present a source of error in experimental measurements.

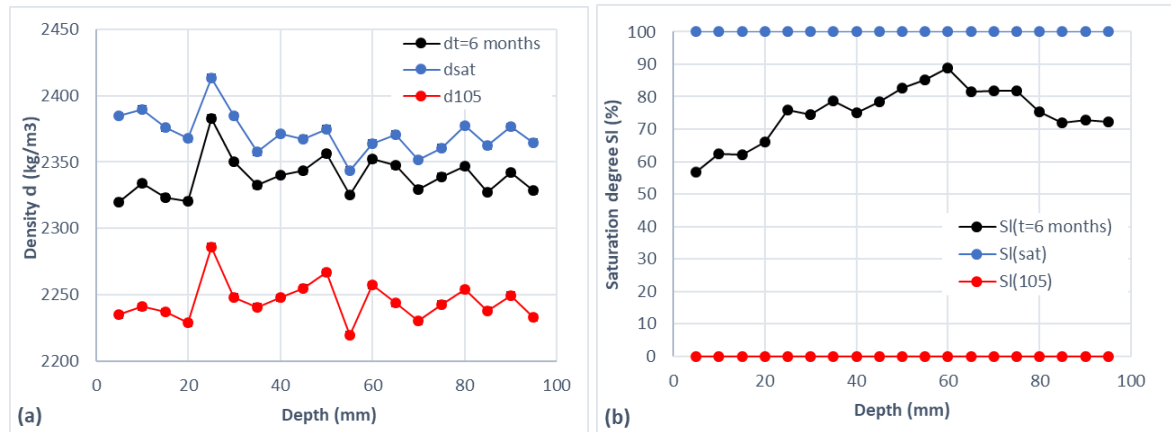


Fig. 4. Experimental results of gammadensimetry measurements conducted on specimen D1: (a) concrete density at three saturation states, (b) saturation degree calculated at 6 months of drying.

➤ Drying of monitored specimen M1

Another drying campaign was conducted on monitored specimen M1, in order to evaluate the capacity of the embedded sensor in estimating the intrinsic water permeability of concrete. The drying campaign was divided into 3 phases described in **Table 3** (t_0 being the beginning of the drying campaign). The specimen first underwent a three-dimensional drying in the oven. It was then removed from the oven and kept in a room at $T=21\pm 0.5^\circ\text{C}$ for almost one month. In the meantime, two layers of epoxy resin were applied on the lateral surface of specimen M1. The latter was then packaged in a plastic bag in order to homogenize its internal hydric state. In the last phase, the concrete specimen was placed in the oven again for one-dimensional drying. Resistivity profiles were recorded throughout the drying period ($t_0 < t < t_0+166$ days) and converted into saturation degree profiles by means of the calibration curve. Nevertheless, only saturation degree profiles obtained during the third phase (t_0+105 days $< t < t_0+166$ days) will be used for the estimation of the water permeability by fitting the hydric transport model, the latter being only applicable to one-dimensional drying.

Table 3. Drying conditions at each phase of the drying campaign conducted on specimen M1.

Time interval	Drying conditions
$t_0 < t < t_0 + 71$ days	Three-dimensional drying in the oven ($T=45^\circ\text{C}$ and $RH_{amb}=50\%$)
$t_0 + 71$ days $< t < t_0 + 105$ days	Concrete sample kept in a room at $T=21^\circ\text{C}$ while applying two layers of epoxy resin
$t_0 + 105$ days $< t < t_0 + 166$ days	Unidirectional drying in the oven ($T=45^\circ\text{C}$ and $RH_{amb}=50\%$)

2.6. Experimental conditions of the imbibition campaign

The imbibition campaign with tap water was conducted on monitored specimen M2. After 90 days of cure, sample M2 underwent a three-dimensional drying in the oven (at $T=45^\circ\text{C}$ and $RH_{amb}=75\%$) for 28 days, until reaching an average saturation rate of $57\% \pm 1\%$. The specimen was then covered with two layers of adhesive aluminum foil on its lateral surface, in order to ensure one-dimensional water penetration. The imbibition campaign lasted for 21 days and was carried out at $T=21 \pm 0.5^\circ\text{C}$ and $RH_{amb}=66 \pm 2\%$. Resistivity profiles were obtained at different times of the imbibition campaign and were converted to saturation degree profiles by means of the calibration curve.

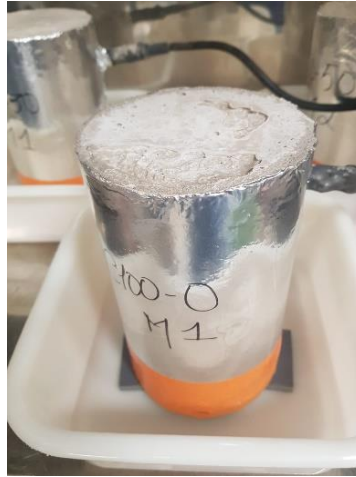


Fig. 5. Experimental set-up for the imbibition of monitored specimen M2 with tap water.

3. Monitoring results and discussion

This section presents the resistivity profiles and the saturation degree profiles obtained by the embedded sensors during drying and imbibition campaigns.

It is important to note that the embedded sensor used in this work enables the measurement of “apparent” resistivity values. The concrete being a heterogeneous material (presenting water content gradients), the transformation from measured apparent resistivity (ρ_{app}) data to the distribution of the real resistivity (ρ) of the material usually requires an inversion process [Fargier et al., 2021]. Nonetheless, given the ladder shape of the sensor and the distribution of electrodes along the depth of the concrete, the measured apparent resistivities

provide a direct estimation of the real resistivity profile [Badr et al., 2019]. Thus, we assume that $\rho_{app}(z)$ is nearly equal to $\rho(z)$, which allows us to convert resistivity profiles obtained by the embedded sensors to saturation degree profiles by means of the calibration curve (**Fig. 2**).

Moreover, the calibration campaign described in section 2.4 was conducted at a controlled ambient temperature of $20\pm 1^\circ\text{C}$, therefore resistivity profiles measured at 45°C during the drying campaign must be corrected to the reference temperature (20°C). The correction of resistivity profiles is carried out using Arrhenius' law, commonly used in the literature (**Eq. 5**) [Polder et al., 2000] [Chrisp et al. 2001] [Castellote et al., 2002] [Badr et al., 2022].

$$\rho(T_i) = \rho(T_0) e^{\frac{E_a}{R} \left(\frac{1}{T_i} - \frac{1}{T_0} \right)} \quad \text{Eq. (5)}$$

where $\rho(T_i)$ ($\Omega\cdot\text{m}$) is the resistivity of the material measured at temperature T_i (K), $\rho(T_0)$ ($\Omega\cdot\text{m}$) is the resistivity calculated for the reference temperature T_0 (K), R is the gas constant (equal to $8.314 \text{ J/mol}\cdot\text{K}$) and E_a (J/mol) is the activation energy that depends on the type of the studied concrete and its saturation rate. In this work, we used a value of E_a calculated by [Badr et al., 2022] for a CEM I based concrete with a water-to-cement ratio of 0.59 and a porosity of $15.3\%\pm 0.3\%$, therefore similar to the studied OPCC50 concrete [Eid et al., 2023].

3.1. Resistivity and saturation degree profiles obtained during the drying campaign

In this section, experimental results obtained during the drying of specimen M1 are presented. **Fig. 6(a)** and **(b)** respectively show the evolution of temperature corrected apparent resistivity profiles and the evolution of saturation degree profiles throughout the drying period. Results show that the evaporation of the liquid phase initially present in the porosity of the concrete leads to the decrease of its saturation degree and thus, the increase of its electrical resistivity [Saleem et al., 1996] [Fares et al., 2015] [Lataste et al. 2018] [Bonnet & Balayssac, 2018].

An average saturation degree of $78\%\pm 2\%$ is measured at the end of the curing period (beginning of the drying campaign t_0), showing a non-saturated state of specimen M1 (**Fig. 6(b)**). This can be explained by the curing conditions described in section 2.3. In fact, due to instrumentation constraints, the concrete sample was not kept under water during the curing period. It was rather stored in a relatively humid atmosphere, which could have led to some drying of the sample. The saturation degree of specimen M1 decreases progressively until it reaches an average value of $22\%\pm 2\%$ at the end of the drying period (t_0+166d). This saturation degree observed at the end of the drying of specimen M1 (**Fig. 6(b)**) is lower than that observed

after 6 months of drying of specimen D1 (**Fig. 4(b)**). This can be explained by the differences in the drying conditions and in the measurement techniques.

Note that a saturation degree of $22\% \pm 2\%$ is not within the range of values studied during the calibration campaign (**Fig. 2**) and presented in red dashed lines on **Fig. 6(a)** and **(b)**. This value of saturation degree is obtained using **Eq. 1**, considering that the latter is applicable even for resistivity values exceeding $1500 \Omega.m$. This assumption may not be valid for such high resistivity values and thus, the exponential form of the calibration curve may present a source of error in the experimental results. In fact, the saturation degree profile observed at t_0+166d is almost homogeneous in the depth of the concrete sample (**Fig. 6(b)**), whereas the apparent resistivity profile shows a sharp gradient at t_0+166d of drying (**Fig. 6(a)**). Finally, the excessive drying of specimen M1 prevented the latter from being used for the imbibition campaign. That is why the imbibition was carried out on specimen M2, whose prior drying was better controlled.

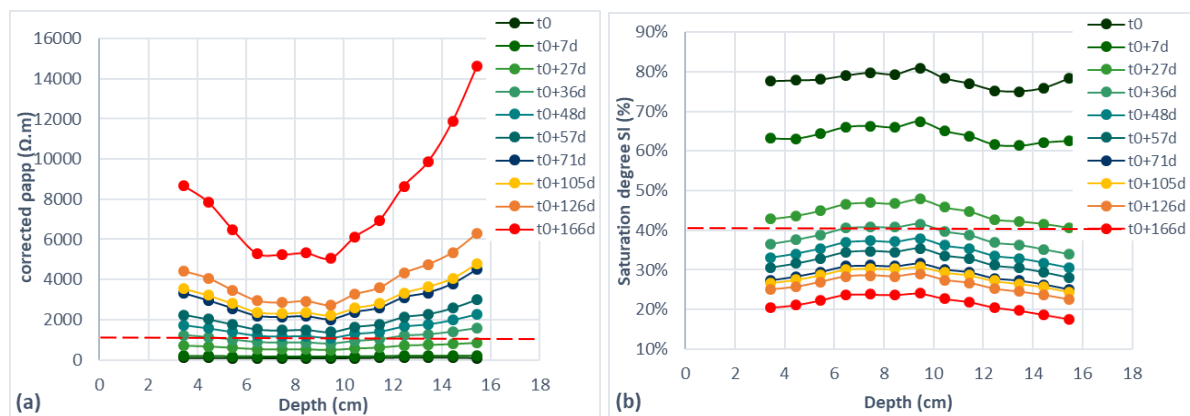


Fig. 6. Experimental results obtained during the drying of specimen M1: (a) temperature corrected apparent resistivity profiles, (b) saturation degree profiles.

3.2. Resistivity and saturation degree profiles obtained during the imbibition campaign

Fig. 7(a) and **(b)** respectively show apparent resistivity profiles and saturation degree profiles obtained at different times of the imbibition campaign. Note that $t_0(imb)$ is the initial state and $z=0$ cm is the lower surface of specimen M2 through which the tap water penetrates. Results highlight the effect of water penetration increasing the saturation degree of concrete and thus leading to the decrease of its electrical resistivity.

Fig. 7(a) shows that apparent resistivity values vary between $120 \Omega.m$ and $300 \Omega.m$ during the imbibition period. These values are within the range of values studied in the calibration campaign (**Fig. 2**). Moreover, **Fig. 7(b)** shows that the initial saturation degree

profile measured at $t_0(\text{imb})$ is nearly flat throughout the depth of the specimen (despite the presence of local heterogeneities of small magnitude). The saturation degree starts with the mean value (of 57%) at both sides of the specimen (at $z=5.55$ cm and $z=16.55$ cm). As water penetrates into the poral space at $z=0$ cm of the concrete, a gradient of saturation degree appears and continues to increase gradually. After 3 weeks of imbibition ($t_0(\text{imb})+21\text{d}$), the saturation degree measured at $z=5.55$ cm reaches 71%, while maintaining approximately the same initial value (58%) at $z=16.55$ cm. The fact that the upper surface of the specimen maintains the same dry state even after 21 days of imbibition can be explained either by the initial state of the specimen or by a possible evaporation of water at the upper surface which was not covered during the imbibition campaign.

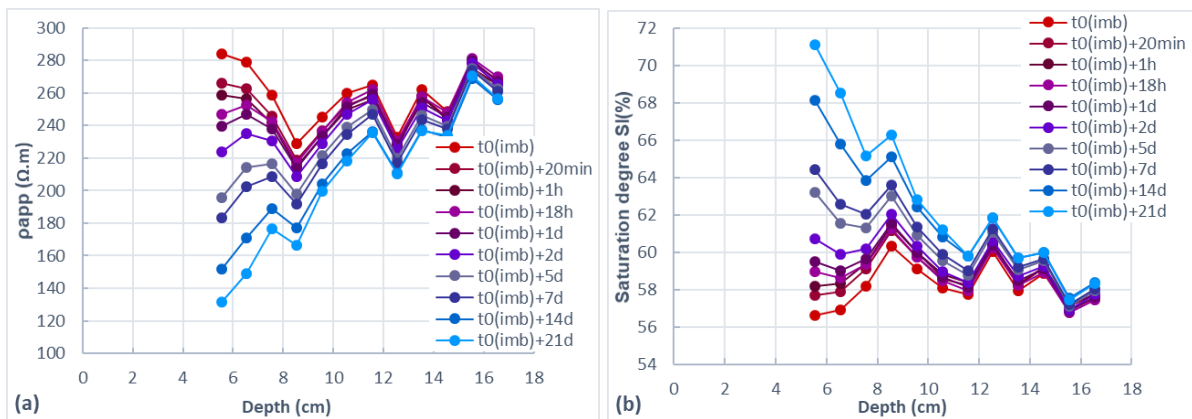


Fig. 7. Experimental results obtained during the imbibition of specimen M2: (a) apparent resistivity profiles, (b) saturation degree profiles.

4. Estimation of the intrinsic permeability

Saturation degree profiles obtained experimentally with the embedded sensors were used to determine the intrinsic water permeability of concrete OPCC50, by adjusting a hydric transport model to experimental data.

First of all, a brief description of the model is presented. The intrinsic water permeability is then estimated in adsorption and desorption conditions, by fitting the hydric transport model on saturation degree profiles obtained during the imbibition of specimen M2 and the drying of specimen M1. In order to validate the capacity of the embedded sensor in estimating the water permeability, the latter is compared to that estimated during the drying of specimen D1 (serving as a reference method).

4.1. Hydric model applied in unsaturated conditions

In porous materials, two different phases are considered: the gas phase (g) and the liquid phase (l). The simplified hydric model considers that the transport of gas phase can be neglected, as long as the ambient relative humidity remains greater than about 50% [Thiery et al., 2007] [Reuge et al., 2023]. In this case, the transport is ruled only by the flow of the liquid phase. The velocity of the liquid phase v_l (m/s) in the concrete depth is then described by Darcy's law (**Eq. (6)**), where η_l (Pa.s) is the dynamic viscosity of phase l , P_l (Pa) is the total pressure of phase l , K_l (m²) and $k_{r,l}$ (-) are the intrinsic and relative permeabilities of the liquid phase respectively:

$$v_l = -\frac{K_l k_{r,l}}{\eta_l} \frac{\partial P_l}{\partial x} \quad \text{Eq. (6)}$$

The water sorption phenomenon in concrete depends on the local relative humidity RH (which by definition is equal to $\frac{P_v}{P_{v,sat}}$ at a specific temperature, in this case at $T=20^\circ\text{C}$) and is described by the Van Genuchten (VG) model (**Eq. (7)**) [Van Genuchten, 1980] commonly used in the literature [Baroguel-Bouny, 1994] [Mainguy et al., 2001] [Thiery et al., 2007] [Bonnet & Balayssac, 2018].

$$S_l(RH) = \left[1 + \left(-\frac{d_w RT}{M_w a} \frac{1}{a} \ln(RH) \right)^{\frac{1}{(1-m)}} \right]^{-m} \quad \text{Eq. (7)}$$

where $S_l(RH)$ is the saturation degree representing the volumetric ratio of liquid water in the concrete's porosity ϕ (%), d_w (kg/m³) and M_w (kg/mol) are respectively the density and the molar mass of the liquid water and a (Pa) and m (-) are VG parameters adjustable to experimental measurements.

The capillary pressure P_c (Pa) existing in unsaturated pores is the difference between gas and liquid total pressures (**Eq. (8)**) and is expressed as a function of S_l and VG parameters a and m (**Eq. (9)**). Note that in the simplified model, P_g is considered constant and equal to the atmospheric pressure P_{atm} .

$$P_c(S_l) = P_g - P_l \quad \text{Eq. (8)}$$

$$P_c(S_l) = a \left(S_l^{\frac{-1}{m}} - 1 \right)^{1-m} \quad \text{Eq. (9)}$$

According to [Van Genuchten, 1980], liquid relative permeability can be estimated by **Eq. (10)** with $q=2$. In fact, **Eq. (10)** represents a semi-empirical expression which can be

adjusted to experimental measurements and is only valid in adsorption conditions. In desorption conditions, there is no simple model under the form of an analytical expression. From [Baroguel-Bouny et al., 2011], $k_{r,l(des)}$ could be determined by a complex method that involves an integration of capillary pressure expressions. **Eq. (11)** represents an empirical expression of the liquid relative permeability under desorption conditions, where coefficients α and β vary according to the variation of q in **Eq. (10)** [Baroguel-Bouny et al., 2011] [Reuge et al., 2023]. Note that coefficient α is adjusted to ensure similar slopes between the $k_{r,l(ads)}$ and $k_{r,l(des)}$ expressions for saturation degrees ranging between 30% and 90%, while coefficient β is adjusted to optimize the fit of numerical simulations to experimental measurements.

$$k_{r,l(ads)} = S_l^{\frac{1}{2}} \left[1 - \left(1 - S_l^{\frac{1}{m}} \right)^{m-1} \right]^q \quad \text{Eq. (10)}$$

$$k_{r,l(des)} = \exp \left[\ln(10) * \beta * \frac{S_l - 1}{1 + 2.34 * S_l^{0.05} - 3.32 * S_l^{\alpha}} \right] \left(2 - \frac{0.7}{S_l^{0.315}} \right) / 1.3 \quad \text{Eq. (11)}$$

In this study, the hydric transport model is firstly adjusted to experimental saturation degree profiles obtained during the imbibition of specimen M2 by varying the value of q in **Eq. (10)**. The corresponding $k_{r,l(des)}$ expressions are then used in order to simulate the drying of specimens D1 and M1. **Table 4** presents the three values of q considered in this study and the corresponding values of coefficients α and β . **Fig. 8** shows relative permeabilities corresponding to the coefficients appearing in **Table 4** as a function of the saturation degree.

Table 4. Considered values of coefficient q in the expression of $k_{r,l(ads)}$ and corresponding values of coefficients α and β in the expression of $k_{r,l(des)}$.

q ($k_{r,l(ads)}$)	α ($k_{r,l(des)}$)	β ($k_{r,l(des)}$)
0.25	1.2	12.15
0.7	1.9	17
2	2.7	21

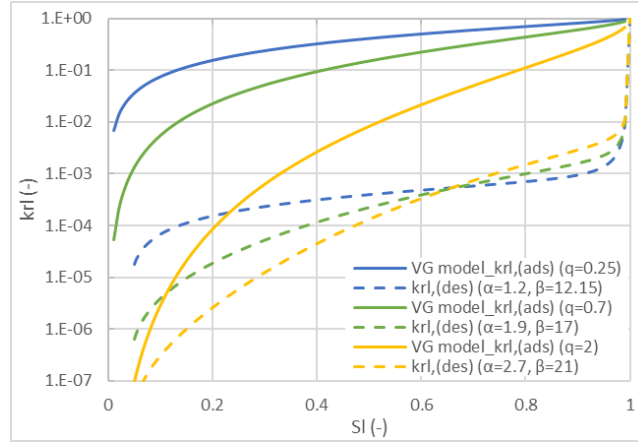


Fig. 8. Considered relative permeabilities in adsorption and desorption conditions as a function of the saturation degree.

Given that the transport of the gas phase is neglected, the transfer model is then reduced to the mass balance equation of the liquid phase given by **Eq. (12)**.

$$\frac{\partial}{\partial t} (\varphi S_l) - \frac{\partial}{\partial x} \left[\frac{K_l k_{r,l}(S_l)}{\eta_l} \frac{\partial P_l}{\partial x} \right] = 0 \quad \text{Eq. (12)}$$

It should be noted that the input parameters of the model are material properties (porosity, intrinsic permeability and adsorption and desorption parameters) and the output parameter is the saturation degree profile $S_l(RH)$. Numerical simulations are carried out using a finite element solver software called FlexPDE® based on an iterative procedure, an adaptive time step and an adaptive mesh.

4.2. Estimation of the intrinsic water permeability in adsorption conditions

As mentioned above, the hydric transport model is firstly adjusted to experimental saturation degree profiles obtained in adsorption conditions (imbibition of specimen M2) using **Eq. (10)**. Different values of q are considered (**Table 4**) in order to find the expression of $k_{r,l(ads)}$ that best fits the experimental data.

It is important to note that there are 3 unknown input parameters: the adjustable VG parameters a and m and the intrinsic water permeability K_l . This being, the input parameters of concrete OPCC50 are estimated based on a literature review summarized in **Table 5**. The latter presents input data of different concretes similar to OPCC50 (in terms of formulation and porosity). Note that VG parameters (a and m) presented in **Table 5** were obtained experimentally by assessing the water vapor sorption isotherms of the different concretes under adsorption and/or desorption conditions and intrinsic permeability values were obtained by adjustment of the Van Genuchten model to drying and/or imbibition experiments. **Table 5**

illustrates a disparity in the values of parameter a under adsorption and desorption conditions, whereas the value of parameter m remains nearly identical in both scenarios.

Table 5. Input data of different concretes comparable to the studied concrete OPCC50.

Concrete	E/C	ϕ (%)	$a(des)$ (MPa)	$a(ads)$ (MPa)	m (-)	K_l ($10^{-21} m^2$)
OPCC60 [Ben Fraj et al., 2012]	0.48	14.0		4.75	0.40	
B1 [Ibro et al., 2021]	0.43	13.2		8.48	0.41	250
B1 [Ibro et al., 2021]	0.43	13.2	35.29		0.43	2.5
BO [Baroguel-Bouny, 1994]	0.48	12.0	18.62		0.44	3
B1* [Ranaivomanana, 2010]	0.45	12.3	17.98		0.31	3

Table 6 summarizes the input parameters considered for the simulation of the imbibition of specimen M2. The adopted VG parameters $a(ads)$ and m were obtained by adjustment of the Van Genuchten model to experimental data and are respectively equal to 18 MPa and 0.4. The initial value S_{i0} (%) corresponds to the saturation degree profile measured by the embedded sensor at $t_{0(imb)}$ (see **Fig. 7(b)**). The boundary conditions $S_{l_{ext1}}$ (%) and $S_{l_{ext2}}$ (%) represent respectively the saturation degrees at the lower face and the upper face of specimen M2, as shown in **Fig. 9**. $S_{l_{ext1}}$ is set at 100% given that the lower face of specimen M2 is in contact with water, while $S_{l_{ext2}}$ depends on the ambient relative humidity and is calculated using **Eq. (7)**. Finally, **Eq. (10)** is used to express the liquid relative permeability under adsorption conditions, considering the three different values of q appearing in **Table 4**. The intrinsic permeability is estimated by adjusting the hydric transport model to the saturation degree profile obtained by the embedded sensor after 3 weeks of imbibition (at $t_{0(imb)}+21d$), as shown in **Fig. 10**.

Table 6. Input parameters considered for the simulation of the imbibition of specimen M2.

Porosity	ϕ (%)	14.1
Adsorption parameters	$a(ads)$ (MPa)	18
	m (-)	0.4
Intrinsic permeability	K_l (m^2)	
Initial values	S_{i0} (%)	S_l (%) profile measured by the embedded sensor at $t_{0(imb)}$ (Fig. 7(b))
Ambient relative humidity	RH_{amb} (%)	$66 \pm 2\%$
Boundary conditions	$S_{l_{ext1}}$ (%)	100%
	$S_{l_{ext2}}$ (%)	44.17% (Eq. (7))
Liquid relative permeability	$k_{rl,(ads)}$ (-)	Eq. (10)

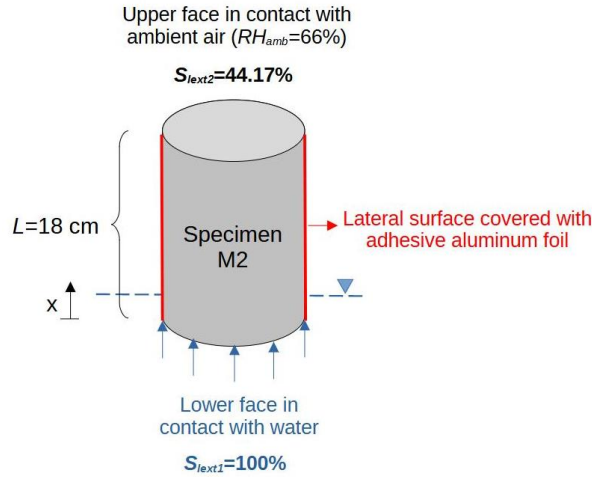


Fig. 9. Boundary conditions considered for the simulation of the imbibition of specimen M2.

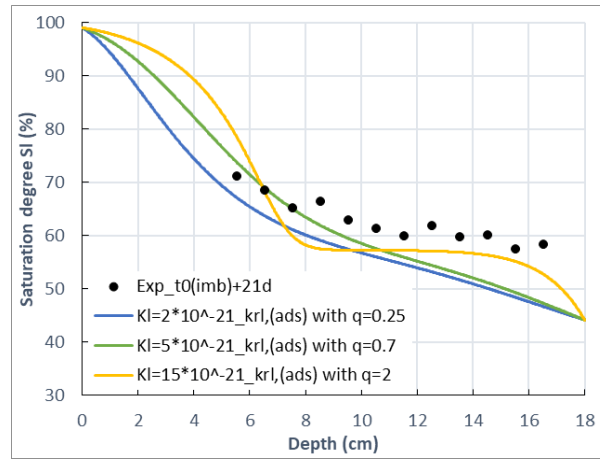


Fig. 10. Estimation of the intrinsic permeability by adjustment of the hydric transport model to the saturation degree profile obtained at $t_0(imb)+21d$ using different expressions of $k_{rl,(ads)}$.

Fig. 10 shows that, for the considered input parameters shown in **Table 6**, numerical simulations fit well the experimental saturation degree profile obtained by the embedded sensor at 21 days of imbibition. In order to properly estimate the values of q and K_I that best fit the experimental data, the Root Mean Square Error (RMSE (%)) is calculated between experimental and numerical saturation degree profiles, as shown in **Table 7**. The latter shows that the calculated RMSE (%) are close when comparing between the considered values of q and K_I , with a minimal value obtained for $q=2$ and $K_I=15 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$.

The variation of coefficient q appearing in the expression of $k_{rl,(ads)}$ highly influences the shape of the saturation degree profile. **Fig. 10** shows that, for $q=0.25$ and $q=0.7$, numerical profiles exhibit a gradual decrease in the saturation degree near the penetration face and a slight divergence from the experimental profile in the upper part of the specimen. For these two values of q , the estimated intrinsic permeability is of $\sim 10^{-21} \text{ m}^2$. However, for $q=2$, the numerical

profile shows a sharp drop in the saturation degree with a relatively good fit deeper into the specimen. Achieving this close fit between the model and the experimental data required a higher value of K_l (around 10^{-20} m^2).

To conclude, the intrinsic permeability estimated by the simulation of the imbibition experiment ranges between 10^{-21} m^2 and 10^{-20} m^2 , depending on the value of the exponent q . This order of magnitude of permeability is comparable to findings in existing literature (**Table 5**) and will be further compared to that estimated by the drying experiments.

Table 7. RMSE (%) calculated between experimental and numerical saturation degree profiles for the different values of q and K_l .

$q (-) / K_l (\text{m}^2)$	$0.25 / 2 \cdot 10^{-21}$	$0.7 / 5 \cdot 10^{-21}$	$2 / 15 \cdot 10^{-21}$
RMSE (%)	7.38	6.07	4.95

4.3. Estimation of the intrinsic water permeability in desorption conditions

4.3.1. Drying of specimen D1

In this section, the transport model is adjusted to experimental results obtained by the reference methods: mass loss curve and saturation degree profile obtained by gammadensimetry at $t=6$ months of drying. The input parameters considered for the simulation of the unidirectional drying of sample D1 are presented in **Table 8**.

As previously mentioned, the values of parameters a and m vary between adsorption and desorption conditions (**Table 5**), as adsorption and desorption isotherms typically differ. However, given the number of unknown parameters, we assume that parameters a and m do not vary and maintain the previously adopted values in the imbibition simulation ($a=18 \text{ MPa}$ and $m=0.4$). The initial value S_{l0} is set at 100% (given the prior saturation of specimen D1), while the boundary conditions $S_{l_{ext1}}$ and $S_{l_{ext2}}$ (representing the saturation degrees at both ends of specimen D1) depend on the ambient relative humidity and are both calculated using **Eq. (7)**. Finally, **Eq. (11)** is used to express the liquid relative permeability under desorption conditions, considering the three pairs of values (α, β) appearing in **Table 4**.

Table 8. Input parameters considered for the simulation of the unidirectional drying of specimen D1.

Porosity	ϕ (%)	14.1
Desorption parameters	$a(des)$ (MPa)	18
	m (-)	0.4
Intrinsic permeability	K_i (m ²)	
Initial values	S_{i0} (%)	100%
Ambient relative humidity	RH_{amb} (%)	55±3%
Boundary conditions	$S_{l_{ext1}}$ (%)	35.52% (Eq. (7))
	$S_{l_{ext2}}$ (%)	35.52% (Eq. (7))
Liquid relative permeability	$k_{rl,(des)}$ (-)	Eq. (11)

Fig. 11(a) and **(b)** show that an intrinsic permeability of $80 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$ allows a close fit between the model and the experimental measurements obtained during the unidirectional drying of specimen D1. Moreover, **Table 9** shows that the RMSE (%) computed between numerical and experimental profiles are relatively low and notably close, especially when calculated between mass loss curves.

Results indicate better fitting between the saturation degree profiles (**Fig. 11(b)**) compared to the mass loss curves (**Fig. 11(a)**). Indeed, **Fig. 11(a)** shows that, for the different considered expressions of $k_{rl,(des)}$, the model underestimates the mass loss when compared to experimental data. This discrepancy may be attributed to experimental uncertainties associated with the drying protocol, particularly in controlling the amount of saline solution used to maintain a constant ambient relative humidity. Conversely, notable alignments are observed between the model and the saturation degree profile obtained by gammadensimetry at $t=6$ months of drying, regardless of the expression of $k_{rl,(des)}$ (**Fig. 11(b)**). Minor discrepancies are observed (especially at both ends of the specimen) and can be explained by the slight segregation initially present within the material, as well as by the uncertainty introduced by the gammadensimetry measurement (which is of 5% for the 1 cm ray beam used in this work) [Villain et Thiery, 2006].

In conclusion, the intrinsic permeability estimated by the simulation of the unidirectional drying of specimen D1 is of $80 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$. This value allows a good alignment with the saturation degree profile obtained by gammadensimetry. According to **Table 9**, the minimum RMSE value is obtained when considering $\alpha=2.7$ and $\beta=21$. The discrepancies observed when fitting the model to the mass loss curve can be attributed to experimental uncertainties. These findings will serve as a reference to validate the capacity of the embedded sensor in estimating the intrinsic permeability of concrete.

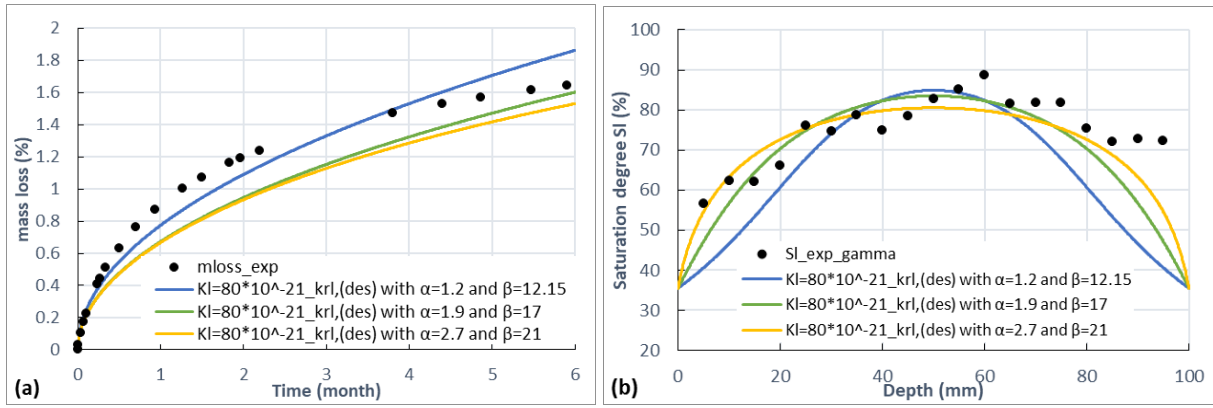


Fig. 11. Estimation of the intrinsic permeability by adjustment of the hydric transport model to experimental data obtained during the unidirectional drying of specimen D1: (a) adjustment to the mass loss curve, (b) adjustment to the saturation degree profile obtained by gammadensimetry at $t=6$ months of drying.

Table 9. RMSE (%) calculated between numerical simulation and experimental measurements obtained during the drying of specimen D1.

(α, β)	(1.2, 12.15)	(1.9, 17)	(2.7, 21)
K_l (m^2)	$80 \cdot 10^{-21}$	$80 \cdot 10^{-21}$	$80 \cdot 10^{-21}$
RMSE (%) on mass loss curves (Fig. 11(a))	0.11	0.16	0.17
RMSE (%) on saturation degree profiles (Fig. 11(b))	13.2	8.32	6.18

4.3.2. Drying of specimen M1

In this section, the intrinsic permeability obtained by the reference methods (drying of specimen D1) is compared to that estimated by the embedded sensor during the drying of specimen M1. The input parameters considered for the simulation of the drying of instrumented specimen M1 are summarized in **Table 10**. Adjusting the transport model to the experimental saturation degree profiles was somehow complicated, given the particular drying conditions experienced by specimen M1.

First of all, it is important to note that specimen M1 underwent different conditions during the drying campaign (as described in **Table 3**). Yet, only the last phase (corresponding to unidirectional drying) is considered for numerical simulations. Therefore, we consider that the unidirectional drying starts at t_0+105d and that the initial saturation state of sample M1 (S_{i0}) corresponds to the saturation degree profile obtained at t_0+105d . The intrinsic permeability is therefore estimated by fitting the transport model to the available saturation degree profiles, obtained at t_0+126d and t_0+166d . **Table 11** presents each time limit considered in the unidirectional drying phase and its equivalent in the actual drying campaign.

Since the initial state of sample M1 represents a sufficiently dry state, the resulting boundary conditions required an adjustment of the previously adopted parameters a and m , setting them to 12 MPa and 0.47 respectively. The boundary conditions (S_{lex1} and S_{lex2}) are then computed using **Eq. (7)**.

Finally, the liquid relative permeability is expressed using **Eq. (11)**. Nonetheless, the parameter set previously conducted on coefficients α and β appearing in **Eq. (11)** was not feasible for simulating the drying of specimen M1. The only possible adjustment was observed when setting α and β to 1.2 and 12.15 respectively.

Table 10. Input parameters considered for the simulation of the unidirectional drying phase of specimen M1.

Porosity	ϕ (%)	14.1
Desorption parameters	$a(des)$ (MPa)	12
	m (-)	0.47
Intrinsic permeability	K_l (m ²)	
Initial values	S_{l0} (%)	S_l (%) profile measured by the embedded sensor at t_0+105d (Fig. 6(b))
Ambient relative humidity	RH_{amb} (%)	50±1%
Boundary conditions	S_{lex1} (%)	15.95% (Eq. (7))
	S_{lex2} (%)	15.95% (Eq. (7))
Liquid relative permeability	$k_{rl,(des)}$ (-)	Eq. (11) only with $\alpha=1.2$ and $\beta=12.15$

Table 11. Adjustment of the exact times of the actual drying campaign to the considered times in the unidirectional drying phase.

Exact time of the drying campaign	Corresponding time in the unidirectional drying phase
$t_0 + 105d$	t_0'
$t_0 + 126d$	$t_0' + 21d$
$t_0 + 166d$	$t_0' + 60d$

The intrinsic permeability estimated by the simulation of the drying of specimen D1 ($K_l = 80 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$) appears to be slightly low. That is why, the transport model is fitted to the experimental saturation degree profiles using a higher value of K_l , equal to $800 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$. **Fig. 12** shows that, for $K_l = 800 \cdot 10^{-21} \text{ m}^2$, numerical simulations fit well the experimental profiles at different times of the unidirectional drying phase. A slight overestimation of the saturation degree is observed in the upper part of the specimen (from $z=8 \text{ cm}$ to $z=16 \text{ cm}$) at $t_0' + 60d$, due to the asymmetric saturation degree profile obtained by the embedded sensor.

The complexity of the simulation of the unidirectional drying of specimen M1 may have several explanations. First of all, as indicated in **Table 3**, specimen M1 was previously subjected to a three-dimensional drying phase for about two months. Thus, it was already dry enough at the beginning of the unidirectional drying phase (at $t_0' = t_0 + 105d$) considered in the

numerical simulations. This being, it may be difficult to simulate the drying of a previously dried sample, even while considering a high value of intrinsic permeability. Besides, this high permeability value can be explained by the possible presence of an Interfacial Transition Zone (ITZ) between the PCB sensor and the surrounding concrete, which leads to an increase in the porosity and consequently an increase in permeability [Scrivener & Nemat, 1996] [Zheng et al., 2009]. Moreover, the conversion of resistivity profiles measured by the embedded sensor to saturation degree profiles may present some uncertainties. First of all, resistivity profiles measured at 45°C were corrected using Arrhenius' law as described in section 3. The application of Arrhenius' law is based on a study conducted by [Badr et al., 2022] on a concrete similar to OPCC50 and thus, some parameters may not be well adapted to our studied concrete. Additionally, the calibration curve shown in **Fig. 2** was used to convert the apparent resistivity profiles to saturation degree profiles. Nevertheless, most of resistivity values measured during the drying of specimen M1 were not in the range of values studied in the calibration campaign. This experimental protocol may account for the complexity encountered when simulating the drying the specimen M1.

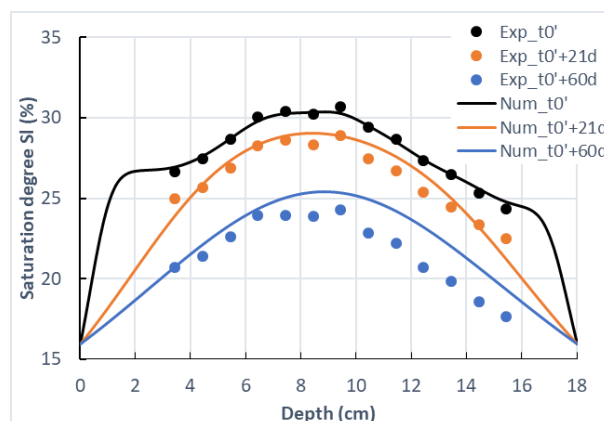


Fig. 12. Estimation of the intrinsic permeability by adjustment of the hydric transport model to experimental saturation degree profiles obtained by the embedded sensor during the unidirectional drying phase of specimen M1.

In order to compare between the different simulated experiences, **Table 12** summarizes the parameters used for the simulation of the drying and the imbibition phenomena (sorption parameters, liquid relative permeability expression and intrinsic permeability), that allowed the optimal alignment of the model with experimental data.

Table 12. Input parameters used for the adjustment of the transport model to experimental data obtained during the different experimental campaigns.

Sample	Experimental campaign	$a(ads)$ (MPa)	$a(des)$ (MPa)	m (-)	q (Eq. (10))	(α, β) (Eq. (11))	K_l (10^{-21} m^2)
M2	Monitoring of the imbibition by the embedded sensor	18		0.4	2		15
D1	Assessing mass loss during unidirectional drying		18	0.4		(2.7, 21)	80
M1	Monitoring of the drying by the embedded sensor		12	0.47		(1.2, 12.15)	800

First of all, **Table 12** shows that the intrinsic permeability estimated when simulating the unidirectional drying of specimen M1 ($\sim 10^{-19} \text{ m}^2$) is 10 times higher than that estimated by the simulation of the drying of specimen D1 and the imbibition of specimen M2 ($\sim 10^{-20} \text{ m}^2$). This can be attributed to the excessive prior drying of specimen M1, likely resulting in the formation of new micro fissures and thus, an increase in the permeability. Despite the disparity observed in the results, the intrinsic permeability values estimated in this study align with the magnitudes commonly found in the literature [Baroguel-Bouny, 1994] [Thiery et al., 2007] [Ibro et al., 2021] [Reuge et al., 2023].

In general, the chosen parameters a and m showed a good agreement between the model and the experimental data. An adjustment of these parameters was necessary specifically for simulating the unidirectional drying of sample M1, which experienced particular drying conditions. Moreover, it is important to note the variation of parameters a and m between adsorption and desorption isotherms, although they were treated as invariant. The attempt to fit the model to the saturation degree profile obtained during the imbibition of specimen M2 was challenging using literature-based values of a under desorption conditions (see **Table 5**). This difficulty stemmed partly from measurement limitations starting 5.5 cm from the penetration face, affecting accuracy near the water front. Additionally, the conversion of “apparent” resistivity to approximate “real” resistivity in a homogeneous material might be inadequate in the presence of strong water gradients during imbibition. Consequently, interpreting these results might require an inversion process to derive more accurate resistivity profiles. These experimental uncertainties likely contributed to the requirement for a relatively high value of a during the imbibition simulation.

Finally, **Table 12** illustrates some discrepancies in the results of relative permeability expression and the corresponding coefficients among the simulated experiments. These differences arise from variations among the samples and their experimental conditions, as well as uncertainties inherent in the model itself. It is important to note that the expressions of relative permeabilities (**Eq. (10)** and **Eq. (11)**) are empirical laws adjusted to fit experimental data. Despite these variations, the simulation results indicate that the variation in the expressions of $k_{rl,(ads)}$ and $k_{rl,(des)}$, as well as the parameter set performed on coefficients q , α and β primarily affects the shape of numerical profiles and does not have a significant effect on the estimated intrinsic permeability values.

5. Conclusions and outlook

The objective of the present paper is to show the feasibility of estimating the intrinsic permeability of concrete using saturation degree profiles, obtained by monitoring concrete specimens with embedded resistivity sensors. From this study, the following conclusions can be drawn:

- The embedded resistivity sensors make it possible to evaluate the saturation degree profiles of concrete in the core of the sample and to monitor it over time in an accurate and trustable way. A calibration curve is needed to convert the resistivity profiles into saturation degree profiles.
- The hydric transport model that was chosen to fit the saturation degree profiles is well adapted to assess the concrete permeability K_l . However, this model depends on other parameters that are difficult to adjust, which can reduce the accuracy of the estimated K_l . In particular, parameters a and m were chosen based on previous studies and adjusted to achieve the best fit between the model and the experimental data. Using similar values for both adsorption and desorption conditions may need further investigation, as adsorption and desorption isotherms differ.
- The relative permeability expressions used in this study successfully aligned the model to experimental data. The discrepancies in coefficients between the simulated experiments stem from differences in experimental conditions and uncertainties in the model regarding the relative permeability expressions.
- The permeability values obtained align closely with those reported in the literature, indicating the reliability of our approach.

These results thus are very promising for the development of concrete monitoring by embedded resistivity probes. Indeed, the concrete permeability found by analyzing the resistivity profiles, could be used in durability model for estimating the service life of concrete. Also, an interesting prospect of this research would be the estimation of the chloride diffusion coefficient, also a major transport property of concrete. This could be studied by using the same embedded resistivity sensor in saturated conditions, for example during a chloride diffusion campaign.

Acknowledgments

Authors would like to thank the “Agence Nationale de la Recherche” for funding the ANR-20-CE22-0008 DEMCOM project. We are also grateful to Jean-Luc Geffard from Université Gustave Eiffel, Denis Fournol from Nantes Université and Laurence Guiheneuf from Capacités for their contribution to the experimental program.

References

Abbas, A., Carcasses, M., & Ollivier, J. P. (1999). Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation. *Materials and structures*, 32, 3-8. <https://doi.org/10.1007/BF02480405>.

AFPC-AFREM. (1997). Compte-rendu des Journées Techniques Durabilité des Bétons, « Méthodes Recommandées pour la Mesure des Grandeurs Associées à la Durabilité ». *Laboratoire Matériaux et Durabilité des Constructions INSA, Toulouse*, 283.

Archie, G. E. (1942). The Electrical Resistivity Log as an Aid in Determining Some Reservoir Characteristics. *Transactions of the AIME*, 146(01), 54-62. <https://doi.org/10.2118/942054-G>.

Badr, J., Fargier, Y., Palma-Lopes, S., Deby, F., Balaýssac, J. P., Delepine-Lesoille, S., Cottineau, L.M. & Villain, G. (2019). Design and validation of a multi-electrode embedded sensor to monitor resistivity profiles over depth in concrete. *Construction and Building Materials*, 223, 310-321. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.06.226>.

Badr, J., Mahfoud, E., Villain, G., Balaýssac, J. P., Palma Lopes, S., Fargier, Y., & Yven, B. (2022). Temperature Effect on Electrical Resistivity Measurement Using an Embedded Sensor to Estimate Concrete Water Content. *Applied Sciences*, 12(19), 9420. <https://doi.org/10.3390/app12199420>.

Baroghel-Bouny, V. (1994). Caractérisation des pâtes de ciment et des bétons- Méthodes, analyse, interprétations, LCPC, Paris, France, 468p.

Baroghel-Bouny, V., Thiéry, M., & Wang, X. (2011). Modelling of isothermal coupled moisture-ion transport in cementitious materials. *Cement and Concrete Research*, 41(8), 828-841. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2011.04.001>.

Bäßler, R., Mietz, J., Raupach, M., & Klinghoffer, O. (2000, January). Corrosion monitoring sensors for durability assessment of reinforced concrete structures. In *Proc. SPIE* Vol. 3988, pp. 32-39. <https://doi.org/10.1117/12.383168>.

Bonnet, S., & Balayssac, J. P. (2018). Combination of the Wenner resistivimeter and Torrent permeameter methods for assessing carbonation depth and saturation level of concrete. *Construction and Building Materials*, 188, 1149-1165. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2018.07.151>.

Castellote, M., Alonso, M. C., Andrade, C. (2002). Standardization, to a reference of 25 °C, of electrical resistivity for mortars and concretes in saturated or isolated conditions. *ACI Materials Journal*, 99, 119-127. <https://doi.org/10.14359/11703>.

Chrisp, T. M., Starrs, G., McCarter, W. J., Rouchotas, E., & Blewett, J. (2001). Temperature-conductivity relationships for concrete: An activation energy approach. *Journal of materials science letters*, 20, 1085-1087. <https://doi.org/10.1023/a:1010926426753>.

Coussy, O., Baroghel-Bouny, V., Dangla, P., & Mainguy, M. (2001). Evaluation de la perméabilité à l'eau liquide des bétons à partir de leur perte de masse durant le séchage. *Revue française de génie civil*, 5(2-3), 269-284. <https://doi.org/10.1080/12795119.2001.9692307>.

Du Plooy, R., Lopes, S. P., Villain, G., & Derobert, X. (2013). Development of a multi-ring resistivity cell and multi-electrode resistivity probe for investigation of cover concrete condition. *NDT & E International*, 54, 27-36. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2012.11.007>.

Eid, M. A., Villain, G., Bonnet, S., & Lopes, S. P. (2023). Monitoring du séchage de bétons au laitier par capteur noyé de résistivité en vue de l'estimation des propriétés de transport. *Academic Journal of Civil Engineering*, 41(4), 108-116. <https://doi.org/10.26168/ajce.41.4.13>.

Fabien, A., Choinska, M., Bonnet, S., Pertue, A. & Khelidj, A (2021): Aggregate size effects on the mechanical behaviour and on the gas permeability at damaged state of cement-based materials with and without slag, *European Journal of Environmental and Civil Engineering*, <https://doi.org/10.1080/19648189.2021.1915881>

Fares, M., Villain, G., Fargier, Y., Thiery, M., Dérobert, X., & Lopes, S. P. (2015). Estimation of water content gradient and concrete durability indicators using capacitive and electrical probes. In *International Symposium Non-Destructive Testing in Civil Engineering (NDT-CE 2015)*, 15-17 September 2015, Berlin, Germany, 9p.

Fargier, Y., Villain, G., Lopes, S. P., & Fares, M. (2021). Optimized retrieval of 1D-resistivity profiles in cover concrete by electrical sounding measurements. *Journal of Applied Geophysics*, 193, 104413. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2021.104413>.

Ben Fraj, A., Bonnet, S., & Khelidj, A. (2012). New approach for coupled chloride/moisture transport in non-saturated concrete with and without slag. *Construction and Building Materials*, 35, 761-771. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2012.04.106>.

Geffard, J.L., Eid, M.A., Villain, G., Palma Lopes, S., Dérobert, X. & Bonnet S. (2024). Calibration of ND evaluation of water and chloride contents of concretes mixed with Portland cement and BFS. <https://doi.org/10.57745/HG5RXF>. Recherche Data Gouv. Access Link: <https://entrepot.recherche.data.gouv.fr/privateurl.xhtml?token=ee3a7a14-3efd-4274-b17e-70d6957b23b1>.

Ibro, M. A., Verdier, J., Geoffroy, S., Cagnon, H., & Bourbon, X. (2021). Prediction of moisture transfer in cement-based materials: use of a porous network model to access transfer parameters. *Cement and Concrete Research*, 142, 106310. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2020.106310>.

Klinkenberg, L. J. (1941) The permeability of porous media to liquids and gases, in 'Drilling and Production Practice', American Petroleum Institute, New York, 1941, pp. 200-214.

Kollek, J. J. (1989). The determination of the permeability of concrete to oxygen by the Cembureau method a recommendation. *Materials and Structures*, (22): 225-230.

Lafhaj, Z., Richard, G., Kaczmarek, M., & Skoczylas, F. (2007). Experimental determination of intrinsic permeability of limestone and concrete: Comparison between in situ and laboratory results. *Building and Environment*, 42(8), 3042-3050. <https://doi.org/10.1016/j.buildenv.2006.07.039>.

Lataste J.F., Villain G., Balayssac J.P., 4- Electrical Methods, IN Non-Destructive Testing and Evaluation of Civil Engineering Structures, Ed. by Jean-Paul Balayssac & Vincent Garnier, Elsevier, London, 2018, pp. 139-172. <https://doi.org/10.1016/B978-1-78548-229-8.50004-2>.

Lataste, J. F., Sirieix, C., Breysse, D., & Frappa, M. (2003, May). Improvement of electrical resistivity measurement for non-destructive evaluation of concrete structures. In *2nd International RILEM workshop on life prediction and aging management of concrete structures*, pp. 93-102. <https://doi.org/10.1617/2912143780.009>.

Mainguy, M., Coussy, O., & Baroghel-Bouny, V. (2001). Role of air pressure in drying of weakly permeable materials. *Journal of engineering mechanics*, 127(6), 582-592. [https://doi.org/10.1061/\(ASCE\)0733-9399\(2001\)127:6\(582\)](https://doi.org/10.1061/(ASCE)0733-9399(2001)127:6(582)).

Marescot, L., Rigobert, S., Lopes, S. P., Lagabrielle, R., & Chapellier, D. (2006). A general approach for DC apparent resistivity evaluation on arbitrarily shaped 3D structures. *Journal of applied geophysics*, 60(1), 55-67. <https://doi.org/10.1016/j.jappgeo.2005.12.003>.

Martínez, I., & Andrade, C. (2009). Examples of reinforcement corrosion monitoring by embedded sensors in concrete structures. *Cement and Concrete Composites*, 31(8), 545-554. <https://doi.org/10.1016/j.cemconcomp.2009.05.007>.

McCarter, W. J., Chrisp, T. M., Butler, A., & Basheer, P. A. M. (2001). Near-surface sensors for condition monitoring of cover-zone concrete. *Construction and Building Materials*, 15(2-3), 115-124. [https://doi.org/10.1016/S0950-0618\(00\)00060-X](https://doi.org/10.1016/S0950-0618(00)00060-X).

Multon, S., Verdier, J., Villain, G., Sogbossi, H., Dérobert, X., Cagnon, H., & Balayssac, J. P. (2022). Non-destructive measurements for the evaluation of the air permeability of concrete structures. *Measurement*, 196, 111204. <https://doi.org/10.1016/j.measurement.2022.111204>.

Palma-Lopes, S., Eid, M. A., Ibrahim, H., Villain, G., & Bonnet, S. (2023). Estimation de facteurs géométriques pour des mesures de résistivité avec des géométries de complexité croissante dans le béton. *Academic Journal of Civil Engineering*, 41(4), 194-201. <https://doi.org/10.26168/ajce.41.4.23>.

Polder, R., Andrade, C., Elsener, B., Vennesland, Ø., Gulikers, J., Weidert, R., Raupach, M. (2000). Test methods for on-site measurement of resistivity of concrete. *Materials and Structures*, 33(10), 603-611. <https://doi.org/10.1007/BF02480599>.

Presuel-Moreno, F., Liu, Y., & Wu, Y. Y. (2013). Numerical modeling of the effects of rebar presence and/or multilayered concrete resistivity on the apparent resistivity measured via the Wenner method. *Construction and Building Materials*, 48, 16-25. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2013.06.053>.

Priou, J., Lecieux, Y., Chevreuil, M., Gaillard, V., Lupi, C., Leduc, D., ... & Schoefs, F. (2019). In situ DC electrical resistivity mapping performed in a reinforced concrete wharf using embedded sensors. *Construction and Building Materials*, 211, 244-260. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2019.03.152>.

Ranaivomanana, H. (2010). Transferts dans les milieux poreux réactifs non saturés : application à la cicatrisation de fissure dans les matériaux cimentaires par carbonatation. *Doctoral dissertation, Université de Toulouse, Université Toulouse III-Paul Sabatier*, 347p.

Reuge, N., Bignonnet, F., & Bonnet, S. (2023). Sensitivity analysis of a physicochemical model of chloride ingress into real concrete structures subjected to long-term exposure to tidal cycles. *Applied Ocean Research*, 138, 103622. <https://doi.org/10.1016/j.apor.2023.103622>.

Saleem, M., Shameem, M., Hussain, S. E., & Maslehuddin, M. (1996). Effect of moisture, chloride and sulphate contamination on the electrical resistivity of Portland cement concrete. *Construction and building materials*, 10(3), 209-214. [https://doi.org/10.1016/0950-0618\(95\)00078-X](https://doi.org/10.1016/0950-0618(95)00078-X).

Scrivener, K. L., & Nematı, K. M. (1996). The percolation of pore space in the cement paste/aggregate interfacial zone of concrete. *Cement and concrete research*, 26(1), 35-40. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(95\)00185-9](https://doi.org/10.1016/0008-8846(95)00185-9).

Smyl, D. (2020). Electrical tomography for characterizing transport properties in cement-based materials: A review. *Construction and Building Materials*, 244, 118299. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.118299>.

Thiery, M., Baroghel-Bouny, V., Bourneton, N., Villain, G., & Stéfani, C. (2007). Modélisation du séchage des bétons : analyse des différents modes de transfert hydrique. *Revue européenne de génie civil*, 11(5), 541-577. <https://doi.org/10.1080/17747120.2007.9692945>.

Torrent, R. J. (1992). A two-chamber vacuum cell for measuring the coefficient of permeability to air of the concrete cover on site. *Materials and structures*, 25, 358-365. <https://doi.org/10.1007/BF02472595>.

Van Genuchten, M. T. (1980). A closed-form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*, 44(5), 892-898. <https://doi.org/10.2136/sssaj1980.03615995004400050002x>.

Villain, G., Baroghel-Bouny, V., Kounkou, C., & Hua, C. (2001). Mesure de la perméabilité aux gaz en fonction du taux de saturation des bétons. *Revue française de génie civil*, 5(2-3), 251-268. <https://doi.org/10.1080/12795119.2001.9692306>.

Villain, G., & Thiery, M. (2006). Gammadensimetry: A method to determine drying and carbonation profiles in concrete. *Ndt & E International*, 39(4), 328-337. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2005.10.002>.

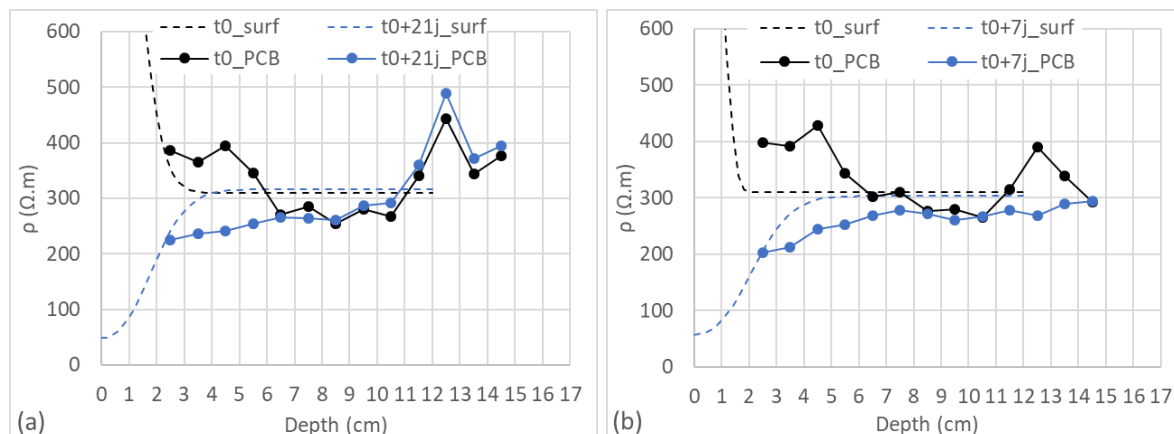
Villain, G., Garnier, V., Sbartai, Z. M., Derobert, X., & Balayssac, J. P. (2018). Development of a calibration methodology to improve the on-site non-destructive evaluation of concrete durability indicators. *Materials and structures*, 51, 1-14. <https://doi.org/10.1617/s11527-018-1165-4>.

Yang, K., Basheer, P. A. M., Bai, Y., Magee, B. J., & Long, A. E. (2014). Development of a new in situ test method to measure the air permeability of high-performance concretes. *NDT & E International*, *64*, 30-40. <https://doi.org/10.1016/j.ndteint.2014.02.005>.

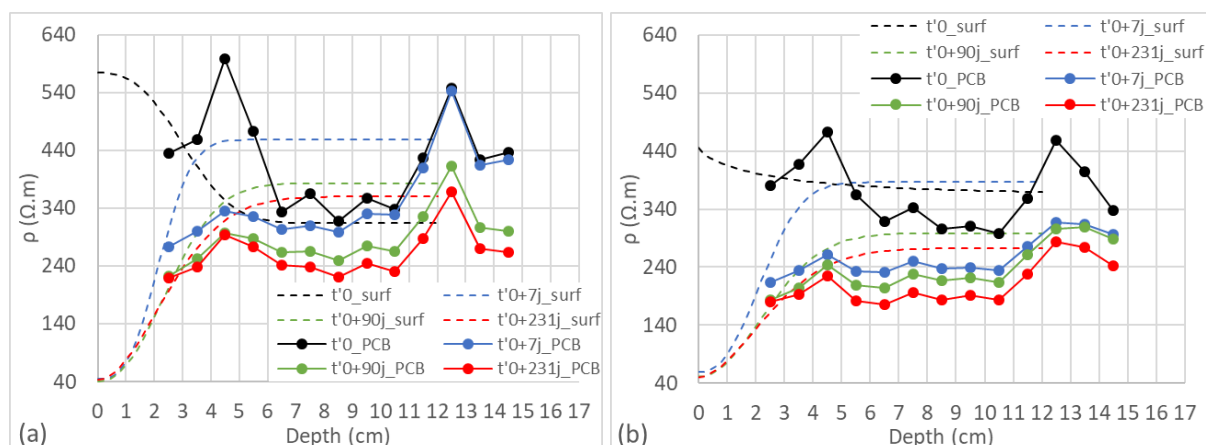
Zheng, J. J., Wong, H. S., & Buenfeld, N. R. (2009). Assessing the influence of ITZ on the steady-state chloride diffusivity of concrete using a numerical model. *Cement and Concrete Research*, *39*(9), 805-813. <https://doi.org/10.1016/j.cemconres.2009.06.002>.

Annexe C

Profils de résistivité obtenus par capteurs noyés et par mesures surfaciques des dalles du béton C70-30, durant les phases I et II de marnage :



C.1. Profils de résistivité obtenus par mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) durant la phase I de marnage, pour les dalles du béton C70-30 : (a) **config. 1**, (b) **config. 2**.



C.2. Profils de résistivité obtenus par mesures surfaciques (en lignes pointillées) et par capteurs noyés (en traits pleins) à différentes échéances de la phase II de marnage, pour les dalles du béton C70-30 : (a) **config. 1**, (b) **config. 2**.

Titre : Monitoring of propriétés électriques du béton par capteurs noyés en vue de la modélisation des phénomènes de transport hydrique et ionique au cours de cycles de marnage

Mots clés : monitoring, résistivité, laitier, teneur en eau et en chlorures, propriétés de transfert

Résumé : Cette thèse est réalisée dans le cadre du projet « ANR-DEMCOM » qui s'intéresse à la durabilité des ouvrages maritimes, exposés à la pénétration des chlorures provenant de l'eau de mer. Ce phénomène peut provoquer la corrosion des armatures métalliques, conduisant ainsi à la dégradation de la structure. Dans la zone de marnage partiellement saturée en raison des cycles d'humidification/séchage, le transport des chlorures se fait par convection avec l'eau liquide, qui est un phénomène plus rapide que la diffusion. La zone de marnage est donc la zone la plus sensible à la pénétration des chlorures. La quantification des propriétés de transfert du béton est donc essentielle pour la modélisation des phénomènes de transfert. Le laitier de haut fourneau est couramment utilisé en environnement maritime, grâce à ses effets positifs sur les propriétés de transfert du béton. Dans cette thèse, les propriétés de transfert du béton sont estimées à partir de profils de degré de saturation et de profils en chlorures, obtenus par capteurs noyés de résistivité.

Pour ce faire, des éprouvettes instrumentées sont soumises à la pénétration des chlorures sous différentes conditions : en conditions saturées (lors d'un essai de diffusion) et en conditions non saturées (lors d'essais d'imbibition et de marnage), afin d'essayer de découpler l'eau des chlorures. L'ensemble de ces essais est réalisé sur 3 formulations de béton ne différant que par leur taux de laitier, afin d'étudier l'effet du laitier sur les propriétés de transfert. Le capteur noyé utilisé dans ce travail permet de mesurer la résistivité électrique en fonction du temps et de la profondeur de l'éprouvette. Les profils de résistivité sont enregistrés lors des différents phénomènes et sont ensuite convertis en profils de degré de saturation et profils en chlorures, grâce à des courbes et des surfaces de calibration. Enfin, l'estimation des propriétés de transfert est réalisée par ajustement d'un modèle de transport aux profils hydriques et ioniques obtenus expérimentalement.

Title: Monitoring of concrete electrical properties by embedded resistivity sensors, for the modelling of the hydric and ionic transport phenomena encountered during marine tide

Keywords: monitoring, electrical resistivity, slag, water and chloride content, transfer properties

Abstract: This thesis is carried out within the "ANR-DEMCOM" project, which focuses on the durability of maritime structures exposed to the penetration of chlorides from seawater. This phenomenon can lead to the corrosion of steel reinforcements, resulting in the degradation of the structure. In the tidal zone, which is partially saturated due to wetting/drying cycles, chloride transport occurs through convection with liquid water, a faster process than diffusion. Therefore, the tidal zone is the most sensitive to chloride penetration. Quantifying the transfer properties of concrete is essential for the modelling of transfer phenomena in concrete. Blast furnace slag is commonly used in maritime environments due to its positive effects on the transfer properties of concrete. In this thesis, the transfer properties of concrete are estimated using saturation degree and chloride profiles, obtained by embedded resistivity sensors.

Thus, instrumented specimens are exposed to chloride penetration under different conditions: in saturated conditions (during a diffusion test) and in unsaturated conditions (during imbibition and tidal cycles), in an attempt to decouple water from chlorides. All these tests are carried out on three concrete formulations that differ only in their slag content, in order to study the effect of slag on transfer properties. The embedded sensor used in this work measures electrical resistivity over time and over the entire thickness of the specimen. Resistivity profiles are recorded during the various phenomena and are then converted into saturation degree profiles and chloride profiles using calibration curves and calibration surfaces. Finally, the transfer properties are estimated by fitting a transport model to the saturation degree profiles and chloride profiles obtained experimentally.