



HAL
open science

Analyse probabiliste de la fissuration et du confinement des grands ouvrages en béton armé et précontraint

David, El Mahdi Bouhjiti

► **To cite this version:**

David, El Mahdi Bouhjiti. Analyse probabiliste de la fissuration et du confinement des grands ouvrages en béton armé et précontraint. Mécanique des matériaux [physics.class-ph]. Université Grenoble Alpes, 2018. Français. NNT : 2018GREAI058 . tel-01926903

HAL Id: tel-01926903

<https://theses.hal.science/tel-01926903v1>

Submitted on 19 Nov 2018

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.

THÈSE

Pour obtenir le grade de

DOCTEUR DE LA COMMUNAUTE UNIVERSITE GRENOBLE ALPES

Spécialité : **Matériaux, Mécanique, Génie-Civil, Electrochimie**

Arrêté ministériel : 25 mai 2016

Présentée par

David El Mahdi BOUHJITI

Thèse dirigée par **Frédéric DUFOUR, Professeur, G-INP** et co-encadrée par **Julien BAROTH, Maître de conférences HDR, UGA**

Thèse préparée au sein du **Laboratoire Sols, Solides, Structures et Risques (3SR)**

Dans l'**École Doctorale I-MEP2 – Ingénierie – Matériaux, Mécanique, Environnement, Énergétique, Procédés, Production**

Analyse probabiliste de la fissuration et du confinement des grands ouvrages en béton armé et précontraint

Application aux enceintes de confinement des réacteurs nucléaires : Cas VeRCoRs

Thèse soutenue publiquement le **11 Octobre 2018**, devant le jury composé de :

M. Franck SCHOEFS

Professeur à l'Université de Nantes, Président

M. Alain SELLIER

Professeur à l'Université Paul Sabatier de Toulouse, Rapporteur

M. Farid BENBOUDJEMA

Professeur à l'École Normale Supérieure Paris-Saclay, Rapporteur

Mme. Sylvie MICHEL-PONNELLE

Ingénieur-Chercheur Expert chez EDF-R&D/ERMES, Examinatrice

M. Yann LE PAPE

Chercheur Expert au Oak Ridge National Laboratory (USA), Examineur

M. Frédéric DUFOUR

Professeur à Grenoble-INP, Directeur de thèse

M. Julien BAROTH

Maître de conférences HDR à l'Université Grenoble Alpes, Co-Encadrant

M. Matthieu BRIFFAUT

Maître de conférences HDR à l'Université Grenoble Alpes, Invité

M. Benoît MASSON

Ingénieur Expert chez EDF-DIPNN-DT/CMG, Invité

M. Charles Shahrokh GHAVAMIAN

Directeur Général Associé chez SIXENSE-NECS, Invité



Analyse probabiliste de la fissuration et du confinement des grands ouvrages en béton armé et précontraint

Application aux enceintes de confinement des réacteurs nucléaires : Cas VeRCoRs

Remerciements

Tout d'abord, je tiens à exprimer mes remerciements les plus sincères à l'ensemble des membres du jury pour l'intérêt qu'ils ont démontré envers ma thématique de recherche et pour les échanges de points de vue scientifiques qui ont eu lieu à l'occasion de ma soutenance. Les remarques et questions soulevées par chacun des membres ont soumis mon travail à un niveau d'expertise élevé et m'ont permis d'être plus précis dans mon discours scientifique et d'avoir plus de recul tant sur les développements menés que sur leurs perspectives. Ce fut pour moi un grand plaisir et un honneur de débattre avec des chercheurs et experts aussi connus et appréciés dans leurs milieux respectifs. J'espère qu'à travers cette épreuve de thèse, nous serons amenés dans le futur à collaborer sur des thématiques aussi pertinentes et stimulantes intellectuellement que le présent travail de thèse.

Je remercie donc Franck SCHOEF d'avoir accepté la présidence de mon jury, Alain SELIER et Farid BENBOUDJEMA d'avoir mené la lourde tâche de rapporter mon manuscrit, Yann LE PAPE d'avoir examiné mon travail et Charles GHAVAMIAN d'avoir participé à ma soutenance en tant que membre invité. Ensuite, je tiens à remercier davantage les personnes qui ont suivi mon travail de plus près. Je remercie ainsi Sylvie MICHEL-PONNELLE qui a toujours répondu positivement à mes demandes de données et d'assistance technique logiciels et a su se rendre disponible pour partager avec moi le retour d'expérience de la R&D d'EDF. Je remercie également Matthieu BRIFFAUT pour toute l'aide apportée sur les aspects de modélisation du béton au jeune âge, entre autres, et aussi pour nos innombrables discussions qui, éventuellement, ont donné lieu à plusieurs collaborations scientifiques. Et je remercie Benoît MASSON qui, dès mon stage de fin d'études sous son encadrement chez EDF SEPTEN, a su me donner goût à la recherche ; ce qui l'a certainement mené à me proposer ce sujet de thèse. Je le remercie également pour ses multiples avis d'expert, ses conseils constructifs scientifiques mais pas que et ses constants rappels au pragmatisme.

La plus grande part de mes remerciements est, bien évidemment, adressée à mes deux principaux encadrants pour les moyens mis en œuvre pour préparer un environnement agréable de travail, pour leur bienveillance sur ma formation et ma personne, pour la confiance et la liberté qu'ils m'ont accordées tout au long de ces années de thèse et puis finalement de m'avoir fait profiter de leurs réseaux académique et professionnel. Je remercie ainsi mon directeur de thèse Frédéric DUFOUR qui, malgré ses multiples casquettes et occupations, a su se rendre très disponible pour m'apporter plus de connaissances, m'orienter dans les bonnes directions et m'apprendre la rigueur scientifique. Je remercie également Julien BAROTH qui est resté très investi dans mon travail, curieux de mes résultats et prêt à apporter l'aide nécessaire à tout moment pour faciliter mon avancement et mon progrès avec enthousiasme et optimisme constants.

Finalement, je remercie mes parents Azzeddine et Khadija, mon frère Hamza et ma sœur Kenza pour leur soutien inconditionné tout au long de ce long parcours d'étude, relativement difficile et loin d'être évident. Je remercie également ma femme Sanae pour son soutien pendant cette épreuve de thèse et pour la patience dont elle a fait preuve même aux moments où la thèse débordait sur le temps normalement consacré à la vie familiale. En signe de reconnaissance, ce mémoire vous est dédié.

Table des matières

Remerciements	i
Table des matières	ii
Résumé	v
Abstract	vii
1. Introduction générale	1
1.1 Contextes énergétique, industriel et scientifique	2
1.2 Focus sur le génie civil nucléaire et sur les enjeux de sûreté – cas des enceintes de confinement	5
1.2.1 Historique et classification	5
1.2.2 Fonction, conception et dimensionnement	7
1.2.3 Vérification de l'étanchéité et démonstration de sûreté	13
1.3 Problématique de la thèse et verrous scientifiques	17
1.4 Stratégie globale et organisation du manuscrit	18
2. Physique du vieillissement et modélisation des grands ouvrages en béton armé et précontraint	21
2.1 Introduction	22
2.2 Phénomènes associés au vieillissement des structures en béton	22
2.2.1 Thermo-hydratation	23
2.2.2 Maturité	25
2.2.3 Auto-dessiccation	26
2.2.4 Dessiccation	26
2.2.5 Retraits et fluages	28
2.2.6 Autres phénomènes	36
2.3 Effet des phénomènes de vieillissement sur la tenue des ouvrages de confinement	37
2.3.1 Effet sur la tenue mécanique	37
2.3.2 Effet sur la tenue fonctionnelle (étanchéité)	38
2.4 Stratégie de modélisation THM-F	45
2.4.1 Modélisation du comportement thermique (THM-F)	46
2.4.2 Modélisation du comportement hydrique (THM-F)	50
2.4.3 Modélisation du comportement mécanique (THM-F)	53
2.4.4 Modélisation continue des écoulements d'air sec (THM-F)	66
2.5 Conclusions	71
3. Analyse de la variabilité des paramètres en entrée du modèle THM-F – Cas du béton et de la maquette VeRCoRs	74
3.1 Introduction	75
3.2 Variabilité des paramètres thermiques	76
3.2.1 Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle thermique	76
3.2.2 Propriétés thermiques du béton VeRCoRs	78
3.2.3 Conditions thermiques aux bords de la maquette VeRCoRs	82
3.2.4 Conclusions partielles	85
3.3 Variabilité des paramètres hydriques	86
3.3.1 Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle hydrique	86
3.3.2 Propriétés hydriques du béton VeRCoRs	86
3.3.3 Conditions hydriques aux bords de la maquette VeRCoRs	89
3.3.4 Conclusions partielles	89

3.4	Variabilité des paramètres mécaniques.....	90
3.4.1	Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle mécanique	90
3.4.2	Propriétés mécaniques du béton VeRCoRs.....	94
3.4.3	Conditions mécaniques aux bords de la maquette VeRCoRs	97
3.4.4	Conclusions partielles	102
3.5	Variabilité des paramètres de perméabilité.....	105
3.5.1	Méthode d'identification des paramètres en entrée du modèle de fuite.....	105
3.5.2	Propriétés de transfert du béton VeRCoRs	106
3.5.3	Conditions aux bords de surpression à l'air sec de la maquette VeRCoRs	106
3.5.4	Conclusions partielles	107
3.6	Conclusions	107
4.	Sensibilité du vieillissement à la variabilité intrinsèque des propriétés THM du béton et à leur variabilité spatiale - Cas d'étude : le gousset VeRCoRs	109
4.1	Introduction.....	110
4.2	Stratégie globale d'analyse de sensibilité THM-F	110
4.2.1	Méthodes d'analyse et indicateurs de sensibilité.....	110
4.2.2	Approche retenue pour l'analyse de sensibilité THM-F	118
4.3	Modèles EF et réduction d'échelle	119
4.3.1	Notion de Volumes Structuraux Représentatifs	119
4.3.2	Modèle EF du VSR du gousset VeRCoRs.....	121
4.4	Analyse de sensibilité de la réponse thermique (Exemple du gousset)	124
4.4.1	Calcul de référence.....	124
4.4.2	Effet de la variabilité des paramètres en entrée.....	126
4.4.3	Comparaison entre la variabilité simulée et celle observée.....	128
4.4.4	Conclusions partielles	129
4.5	Analyse de sensibilité de la réponse hydrique (Exemple du gousset)	130
4.5.1	Calcul de référence.....	130
4.5.2	Effet de la variabilité des paramètres en entrée.....	131
4.5.3	Conclusions partielles	133
4.6	Analyse de sensibilité de la réponse mécanique (Exemple du gousset)	134
4.6.1	Calcul de référence.....	134
4.6.2	Effet de la variabilité des paramètres en entrée.....	146
4.6.3	Comparaison de la variabilité simulée et celle observée.....	157
4.6.4	Conclusions partielles	160
4.7	Analyse de sensibilité du taux de fuite global.....	161
4.7.1	Calcul de référence.....	162
4.7.2	Effet de la variabilité des paramètres en entrée.....	165
4.7.3	Conclusions partielles	168
4.8	Conclusions	169
5.	Analyse probabiliste du vieillissement – Cas d'étude : La maquette VeRCoRs	171
5.1	Introduction.....	172
5.2	Stratégie globale de couplage probabiliste.....	172
5.2.1	Méthodes stochastiques et indicateurs de sensibilité.....	172
5.2.2	Approches retenues pour l'analyse probabiliste du comportement THM-F du béton.....	178
5.3	Analyse probabiliste du comportement THM-F du béton	180
5.3.1	Distributions des paramètres influents.....	180
5.3.2	Comportement thermique au jeune âge.....	182
5.3.3	Fissuration au jeune âge.....	185

5.3.4	Comportement hydrique.....	199
5.3.5	Comportement mécanique différé.....	201
5.3.6	Débit de fuite	206
5.4	Conclusions	214
6.	Conclusions générales et perspectives.....	216
6.1	Conclusions générales et recommandations	217
6.1.1	Sur la modélisation du vieillissement	217
6.1.2	Sur les méthodes d'analyse de sensibilité et de propagation d'incertitudes	221
6.2	Thématiques de recherche en perspective	223
6.2.1	Amélioration de la modélisation du vieillissement dans les grands ouvrages	223
6.2.2	Vers une modélisation stochastique plus performante du vieillissement	224
	Bibliographie.....	226
	Annexes.....	I
A.	Paramètres d'hydratation à partir d'un essai adiabatique.....	II
B.	Identification des paramètres du fluage propre sous fluage uniaxial	IV
C.	Pertes de précontrainte instantanées selon les règles du BPEL99	V
D.	Méthodes numériques d'identification des valeurs et vecteurs propres de la matrice de covariance.....	VI
E.	Comparaison des longueurs de fluctuation pour des champs normal et lognormal.....	IX
F.	Bilan des activités pendant la thèse.....	XII
G.	Liste des figures	XVI
H.	Liste des tableaux	XXII

Résumé

Mots-clés:

Modélisation THM-F, fissuration, étanchéité, vieillissement, aléas, surfaces de réponse, plans d'expérience adaptatifs, chaos polynomial, Monte Carlo

Cette thèse porte sur le vieillissement des grands ouvrages en béton armé et précontraint dotés d'une fonction de confinement comme les bâtiments réacteurs des centrales nucléaires. Elle vise en particulier l'analyse probabiliste de l'évolution de leurs états de fissuration et de perméabilité dans le temps sous chargements Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) simultanés et variables.

L'étanchéité de telles structures est due à la faible perméabilité du béton mais reste conditionnée surtout par la maîtrise de la fissuration que ce soit au jeune âge ou durant la phase d'exploitation. Or, l'évolution de la perméabilité, l'apparition des fissures et leur propagation dépendent fortement de plusieurs aléas. Parmi ces aléas, il existe :

- (a) les conditions de mise en œuvre sur chantier (conditions de cure, disposition des armatures, présence de défauts, qualité des reprises de bétonnage, etc.).
- (b) la variabilité (intrinsèque) spatio-temporelle des propriétés du béton (résistance à la traction, module de Young, état de saturation, perméabilité, etc.).
- (c) la variabilité spatio-temporelle des chargements THM subis par la structure (conditions hygrothermiques, niveau de précontrainte, niveau de surpression, etc.).

Ainsi, la prise en compte de ces aléas dans les modèles numériques de vieillissement est une nécessité afin de permettre une meilleure évaluation de la performance de la structure dans son état présent et, surtout, permettre une prévision plus précise et plus fiable de son état futur.

Pour y parvenir, cette thèse propose une stratégie globale de modélisation stochastique Thermo-Hydro-Mécanique avec post-traitement de la Fuite (THM-F) adaptée à la complexité du problème traité, à son coût numérique et au nombre important de paramètres THM-F intervenant dans les calculs. Appliquée aux enceintes de confinement (cas de la maquette VeRCoRs), la thèse traite principalement les points suivants :

- **Modélisation du vieillissement tenant compte des effets de jeune âge à l'échelle de Volumes Structuraux Représentatifs**

La modélisation des phénomènes de vieillissement (thermo-hydratation, séchage, retraits, fluages, endommagement) est basée sur un modèle THM-F chaîné appliqué à l'échelle de Volumes Structuraux Représentatifs. En particulier, la modélisation proposée de la fissuration repose sur le couplage des lois d'échelle énergétique et des champs aléatoires autocorrélés (effet d'échelle statistique) selon une formulation locale et régularisée de l'endommagement. Cela permet une meilleure évaluation du risque de fissuration des grands ouvrages au jeune âge et pendant leur durée d'exploitation tant d'un point de vue qualitatif (amorçage et propagation spatialement aléatoires des fissures) que quantitatif (mesure de la variabilité du nombre de fissures, espacement, ouvertures). Par conséquent, la prévision de l'étanchéité est aussi améliorée en intégrant la variabilité des profils de fissuration.

- **Identification des paramètres THM-F les plus influents**

En appliquant une méthode d'analyse de sensibilité de type OFAT (*One-Factor-At-a-Time*) au modèle THM-F retenu, l'effet de la variabilité des différents paramètres en entrée sur la réponse du modèle est quantifié. Les coefficients de variation associés à chaque paramètre sont issus d'une analyse statistique des mesures expérimentales, si le nombre de mesures disponibles le permet. Sinon, ils sont issus de travaux antérieurs (étude bibliographique) ou basés sur des jugements d'expert. Cela permet éventuellement d'aboutir à une hiérarchisation des effets et à une classification des paramètres selon leur importance vis-à-vis du vieillissement (particulièrement en termes de fissuration et d'étanchéité). Ceux jugés les plus influents sont retenus par la suite pour analyser la propagation d'incertitudes dans le temps (de la phase de jeune âge à celle long terme) et d'une étape de calcul THM-F à une autre.

- **Analyse de la propagation d'incertitudes THM-F**

Des méthodes basées sur les surfaces de réponse sont utilisées pour construire des méta-modèles THM-F et analyser la propagation d'incertitudes moyennant un coût raisonnable. Ainsi, un algorithme générique basé sur les plans d'expérience adaptatifs est proposé afin de modéliser de manière stochastique la fissuration du béton à moindre coût. Pour les quantités continues (température, humidité relative, déformation, perméabilité), et en fonction des distributions des paramètres en entrée, des stratégies basées sur les chaos polynomiaux sont employées. La méthode de quadrature de Gauss est retenue pour identifier les coefficients des développements établis. Finalement, comme les méta-modèles sont explicites, la méthode de Monte Carlo est directement appliquée pour accéder à des fonctions de répartition et permettre des analyses de fiabilité (principalement pour évaluer le risque de non-conformité aux critères réglementaires d'étanchéité).

L'applicabilité du modèle stochastique THM-F proposé aux grands ouvrages de confinement en béton armé et précontraint est évaluée en se basant sur la maquette VeRCoRs (enceinte de confinement à l'échelle 1:3) selon des critères de représentativité physique du comportement simulé, de représentativité des mesures d'incertitudes et de coût numérique.

Abstract

Keywords:

THM-L modeling, cracking, tightness, ageing, uncertainties, Surface Response Methods, Adaptive Design of Experiments, Polynomial Chaos, Monte Carlo

Concrete is a heterogeneous, multiphase and ageing material. Consequently, its properties show intrinsically spatiotemporal variations. For large reinforced and prestressed concrete structures such as Nuclear Containment Buildings (NCB), these variations directly affect the kinetic of their ageing process in terms of cracking, drying, creep and tightness. They also lead, within the structure's volume, to a non-negligible spatial heterogeneity of the concrete's behavior to the applied Thermo-Hydro-Mechanical (THM) loads during the operational lifespan. Consequently, the introduction of such variations in numerical models is a mandatory step to enhance the assessment of these structures' present behavior and the accuracy of predictive analyses of their future one.

With that aim in view, the thesis suggests a global coupling strategy of THM-L models (Thermo-Hydro-Mechanical with Leakage estimation) and non-intrusive stochastic approaches adapted for the strongly non-linear and time consuming simulations of ageing phenomena and the large number of inputs they require.

Applied to the VerCoRs mock-up (1:3 scaled containment building) at the scale of Representative Structural Volumes (RSV), this thesis addresses the following issues:

- **RSV-based modeling of concrete ageing from the early age phase**

The modeling of concrete's ageing is based on a staggered Thermo-Hydro-Mechanical with Leakage evaluation (THM-L) strategy. The model covers phenomena such as: thermo-hydration, drying, shrinkages, creeps and damage. In particular, concrete cracking is modeled according to a Stochastic Size Effect Law (SSEL) and a regularized, local and damage-based constitutive model. The spatial heterogeneity of the concrete's properties (mainly the Young's modulus) is described using Random Fields (RF). This coupling of SEL and RF leads to a better description of concrete cracking in large structures, especially under uniform loads, both qualitatively (random localization and random spacing values) and quantitatively (identification of the probability of occurrence of each cracking pattern). Accordingly, the modeling of the structural tightness is also improved since the model accounts for the variability of the cracking profiles and their effect on the computed leakage rate.

- **Most influential THM-L parameters**

Using a 1st order sensitivity analysis strategy (One-Factor-At-a-Time OFAT perturbation method), the relative effect of the THM-F parameters on the computed behavior is quantified. The considered Coefficients of Variation (CoV) are either based on available experimental measurements, literature reviews or experts' judgment (when data are lacked). The obtained results show a hierarchized list of the most influential parameters and their associated physical phenomena. A selection is then achieved to keep relevant parameters only for uncertainty propagation step and higher-order sensitivity analyses throughout the THM-L coupling path.

- **Uncertainties propagation through THM-L calculation steps**

Surface Response Methods (SRM) are used to define the associated RSV-based THM-L meta-models (accounting only for the most influential parameters identified using the OFAT sensitivity analysis). For the stochastic modeling of concrete's cracking an original Adaptive-SRM-based algorithm is suggested. Whereas for continuous quantities (strain, water content, leakage rates), a Polynomial Chaos (PC) strategy (using Hermite and Legendre polynomial basis) is retained. The PC expansion coefficients are defined using the Gauss-Quadrature method. Finally, as the meta-models are explicit within a defined and bounded domain, crude Monte Carlo Method (MCM) is applied, at low cost, aiming at the CDFs and the reliability analysis of the considered variables of interest (mainly the cracking profiles and the air leakage rate of the containment building of interest).

Eventually, the suggested SFEM shall lead operators to a better quantification of uncertainties related to the behavior of their strategic civil engineering structures. This remains a crucial step towards the enhancement of durability assessment and repair/maintenance operations planning.

1. Introduction générale

1.1 Contextes énergétique, industriel et scientifique	2
1.2 Focus sur le génie civil nucléaire et sur les enjeux de sûreté - cas des enceintes de confinement	5
1.2.1 Historique et classification	5
1.2.2 Fonction, conception et dimensionnement	7
1.2.3 Vérification de l'étanchéité et démonstration de sûreté	13
1.3 Problématique de la thèse et verrous scientifiques	17
1.4 Stratégie globale et organisation du manuscrit	18

1.1 Contextes énergétique, industriel et scientifique

En France, et bien avant l'adoption de la Loi relative à la Transition Energétique pour la Croissance Verte [LTECV, 2015], la composition du mix énergétique à venir a occupé, et occupe toujours, une place importante dans les débats publics, industriels et scientifiques sur l'énergie.

Selon les dernières statistiques officielles fournies par le Commissariat Général au Développement Durable [BEFM, 2018], la consommation d'énergie primaire¹ s'est élevée en 2017 à 248,2 Mtep² (+65% depuis les années 70) dont 53% sont produits sur le territoire national³ et près de 25% sous forme électrique. Le mix énergétique actuel correspond à (Figure 1a):

- 48% des combustibles fossiles (pétrole, charbon, tourbe, gaz naturel)
- 40% de l'énergie nucléaire
- 11% des énergies renouvelables

Afin d'alléger la facture énergétique et de favoriser les sources d'énergie décarbonée de moindre impact sur l'environnement, la LTECV fixe, entre autres, comme principaux objectifs de :

- Réduire de 50% la consommation d'énergie primaire annuelle d'ici 2050 par rapport au niveau de la consommation enregistré en 2012⁴.
- Réduire de 40% les émissions nationales de gaz à effet de serre d'ici 2030 par rapport à l'année de référence 1990.
- Porter la part des énergies renouvelables dans le mix énergétique à 40% à l'horizon de 2030.

Quant au nucléaire, il constitue aujourd'hui 71,6% de la production électrique nationale (Figure 1b), loin devant la filière hydraulique (16,3%), les centrales à gaz (7,7%), les centrales au charbon⁵ et au fioul (1,8%) et les sources renouvelables (hors hydraulique) et les bioénergies (2,6%). D'ici 2025, et toujours selon la LTECV, la contribution du nucléaire dans le mix électrique devrait être réduite à 50% en faveur d'une croissance souhaitée, mais loin d'être garantie, de la contribution des énergies renouvelables.

Toutefois, la loi prévoit aussi que l'évolution du mix énergétique – particulièrement le mix électrique où la contribution nucléaire est prédominante – ne peut pas se faire au détriment de la politique d'indépendance énergétique initiée après la seconde guerre mondiale – ce qui a d'ailleurs montré sa pertinence pendant les périodes de chocs pétroliers en 1973 et 1979 – ni au détriment de la compétitivité et du développement du tissu industriel de l'énergie français – deuxième producteur de l'électricité nucléaire, après les Etats-Unis d'Amérique –. Devant de telles ambitions

1 C'est-à-dire la première forme d'énergie directement disponible dans la nature avant toute transformation: bois, charbon, gaz naturel, pétrole, vent, rayonnement solaire, hydraulique, géothermie, etc.

2 10⁶ tonne d'équivalent pétrole

3 L'énergie électronucléaire est comptabilisée dans les 53% bien que l'uranium naturel dont est fait le combustible est jusqu'aujourd'hui intégralement importé, entre autres, du Canada, du Kazakhstan et du Niger.

4 Pendant cette année, la facture énergétique française a atteint un montant sans précédent de 69 milliards d'euros supérieur au déficit commercial du pays.

5 Le Plan Climat présenté le 6 juillet 2017 par le ministre de la Transition écologique et solidaire prévoit de cesser toute production électrique à partir du charbon d'ici 2022.

et de tels défis, les industriels de l'énergie, particulièrement l'exploitant EDF⁶, sont invités à proposer de nouveaux plans stratégiques compatibles avec les orientations précédentes. Cela passe par :

- l'évaluation de l'état actuel des centres de production d'électricité (centrales, barrages, éoliens, etc.) et la prévision de leurs états futurs à court, moyen et long termes
- l'analyse socio-technico-économique des différents scénarios de mixes électriques envisageables à l'échéance de 2025-2030. Cela dépend notamment des avancées technologiques réalisées dans le domaine des énergies renouvelables – surtout pour résoudre les problèmes d'intermittence et de stockage –, de la compatibilité du nouveau mix avec l'infrastructure énergétique existante et de l'évolution du contexte géopolitique de l'énergie.

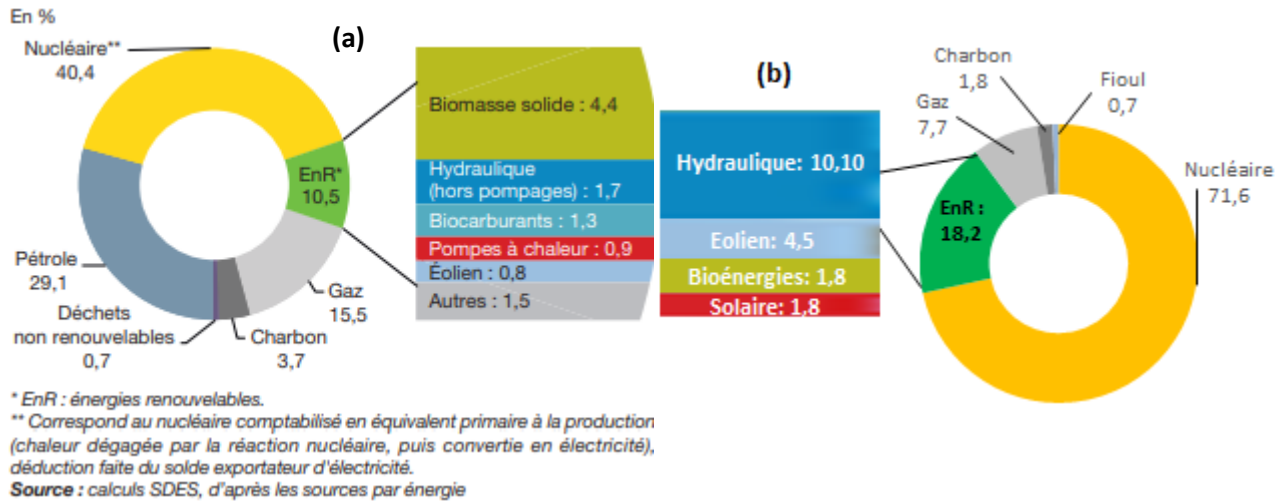


Figure 1. (a) Mix énergétique primaire français en 2017 (b) Mix électrique français en 2017 [BEFM, 2018]

Dans ce travail, un intérêt particulier est accordé à la durabilité des infrastructures de Génie Civil (GC) du parc nucléaire français. Et pour cause, l'évolution de leurs performances structurelle et fonctionnelle dans le temps conditionne la poursuite d'exploitation des centrales et affecte directement le taux de production électronucléaire. Ainsi, en 2011, et dans un contexte post-Fukushima, EDF a lancé un programme pluriannuel d'investissements de maintenance sur la durée 2014-2025, dit " Grand Carénage " [SFEN, 2014], visant à :

- Renforcer la sûreté des centrales en service en adoptant des critères de sûreté (rétroactifs) plus exigeants à la demande de l'Autorité de Sûreté Nucléaire⁷ (ASN).
- Réaliser des travaux de maintenance particulièrement élaborés des parties irremplaçables des centrales nucléaires, i.e. les cuves et les enceintes de confinement.
- Permettre la prolongation de la durée d'exploitation du parc existant au-delà des 40 ans initialement prévus. Cela ne s'oppose pas forcément à la LTECV puisque, même à 50% de contribution du nucléaire au mix électrique, les réacteurs en service devraient avoir un niveau de sûreté suffisamment élevé pour garantir la protection du réacteur et de son environnement. Dans ce

6 Electricité De France

7 L'ASN a pour mission de contrôler et réglementer, au nom de l'Etat, la sûreté nucléaire et la radioprotection en France

sens, il est utile de noter que, à niveau de sûreté égal, le coût de maintenance s'apparente moins important que celui de démantèlement ou de construction d'une nouvelle enceinte.

Afin d'atteindre ces objectifs industriels et répondre aux orientations stratégiques du pays, EDF a aussi lancé un nombre important de programmes de Recherche et Développement scientifiques. La présente thèse s'articule particulièrement autour de deux projets d'envergure:

- **Projet VeRCoRs**: Afin d'analyser expérimentalement le vieillissement⁸ des enceintes de confinement dans des conditions d'exploitation réelles, EDF a construit une maquette d'enceinte de confinement à double paroi à l'échelle 1 :3 nommée VeRCoRs⁹ [Projet VeRCoRs, 2015-2021] (Figure 2). Cette dernière, bien qu'elle soit non nucléarisée, est soumise aux mêmes conditions d'exploitation que celles courantes sur le parc nucléaire. Etant fortement instrumentée (plus de 700 capteurs, 2 km de fibre optique, pendules, etc.), la maquette permet d'accéder, en temps réel, à une base de données des mesures physiques couvrant toute sa durée d'exploitation.



Figure 2. Vue de l'extérieure de la maquette VeRCoRs (enceinte de confinement à l'échelle 1 :3) [Projet VeRCoRs, 2015-2021]

Du fait de son échelle réduite, la maquette vieillit plus rapidement que les enceintes du parc. Selon les études préliminaires du projet, un facteur 9 serait à retenir¹⁰ [Projet VeRCoRs, 2015-2021]. Donc, une durée d'exploitation de 60 ans pour une enceinte réelle serait représentée par 6,5 années seulement à l'échelle de la maquette 1 :3. Cela permet de :

- Simuler, de manière accélérée mais réaliste, le comportement différé des enceintes au bout de 60 ans d'exploitation.
- Mieux comprendre les phénomènes de vieillissement notamment en identifiant leurs origines
- Développer des maquettes numériques (clones numériques) se basant sur des modèles mathématiques physiquement représentatifs du comportement observé sur site. Dans ce sens, trois benchmarks internationaux sur les modèles de vieillissement sont prévus (deux déjà réalisés [Corbin et al., 2015], [Corbin, 2018] et un dernier à venir en 2021).

⁸ Dans cette partie introductive, la définition du vieillissement est limitée à son sens général, c'est-à-dire l'évolution des propriétés et du comportement des structures dans le temps. Les phénomènes physiques à l'origine de cette évolution seront traités plus en détails dans le chapitre suivant.

⁹ Vérification Réaliste du Confinement des réacteurs

¹⁰ Il faut noter que le facteur 9 ne concerne pas forcément tous les phénomènes de vieillissement. Ici, il s'agit plus de la cinétique de séchage.

- Démontrer la robustesse et la tenue des enceintes dans le temps au-delà de 40 ans d'exploitation.
- Démontrer la sûreté du parc nucléaire pour des durées d'exploitation de 60 ans.
- Etudier des solutions technologiques innovantes, rentables et efficaces pouvant remédier aux problématiques de vieillissement.

Dans cette thèse, la maquette VerCoRs est considérée comme un cas d'application de référence des différentes méthodologies proposées. Évidemment, cela va dans le sens de démontrer l'applicabilité et la pertinence des approches retenues à d'autres enceintes du parc nucléaire ou encore à d'autres structures GC dont les conditions d'exploitation sont similaires.

- **Chaire industrielle PERENITI :** Dans l'objectif de poursuivre le développement des connaissances, des méthodes et outils de modélisation du comportement des ouvrages sensibles pour l'énergie (barrages et centrales) et dans le souci de mieux maîtriser leurs risques associés, un partenariat Université-Industrie a été conclu en 2013 entre EDF et la Fondation Partenariale de l'Institut National Polytechnique de Grenoble sous forme de chaire industrielle nommée PERENITI¹¹ [PERENITI, 2014]. Sur une durée de 5 ans (2013-2018), portée par le professeur Frédéric DUFOUR au sein du laboratoire 3SR, cette dernière vise, entre autres, à développer des maquettes numériques capables de prévoir le comportement futur des structures sous divers chargements et de proposer des outils d'aide à la décision quant à la validation des choix de maintenance et de réparation. La présente thèse a, donc, été menée dans ce cadre-là pour apporter des éléments de réponse aux problématiques de vieillissement et de durabilité des enceintes en béton armé et précontraint en proposant des outils de modélisation numérique fiable, efficace et adaptée à la complexité du problème traité.

1.2 Focus sur le génie civil nucléaire et sur les enjeux de sûreté – cas des enceintes de confinement

1.2.1 Historique et classification

Les premiers réacteurs nucléaires civils ont été construits en France à partir des années 50. Ces derniers étaient à base de l'Uranium Naturel Graphite Gaz (UNGG – 1^{ère} génération – conception française d'EDF-CEA). Au nombre de 9, et suite à l'accident de Saint-Laurent, ces réacteurs ont été abandonnés au début des années 70 en faveur d'autres Réacteurs à Eau Pressurisée (REP – 2^{ème} génération – conception américaine de Westinghouse). Entre les années 1971 et 1999, 58 réacteurs REP ont été construits et mis en service (Figure 3). En 2007, la construction d'un nouveau Réacteur à eau Pressurisé Européen (EPR – 3^{ème} génération – conception française d'AREVA-NP) a été lancée à Flamanville.

Selon leurs puissances, ces réacteurs sont classés par palier (période de construction) :

¹¹ ProgrammE de Recherche pour l'EvaluationN de l'Intégrité des sStructures de génle civil financé conjointement, à hauteur de 1,5 millions d'euros, par trois unités d'ingénierie d'EDF basées dans la région Auvergne-Rhône-Alpes : la Division Technique Générale (DTG) à Grenoble, Le Centre d'Ingénierie Hydraulique (CIH) au Bourget du Lac et le Service Etudes et Projets Thermiques et Nucléaires (SEPTEN) à Lyon.

- Paliers CP0, CP1 et CP2 (1971-1987): Au nombre de 34 et répartis sur 9 sites, les réacteurs de ces paliers ont une puissance électrique limitée à 900 MW.
- Paliers P4 et P4' (1977-1993) : Au nombre de 20 et répartis sur 8 sites, les réacteurs de ces paliers ont une puissance électrique caractéristique de 1300 MW.

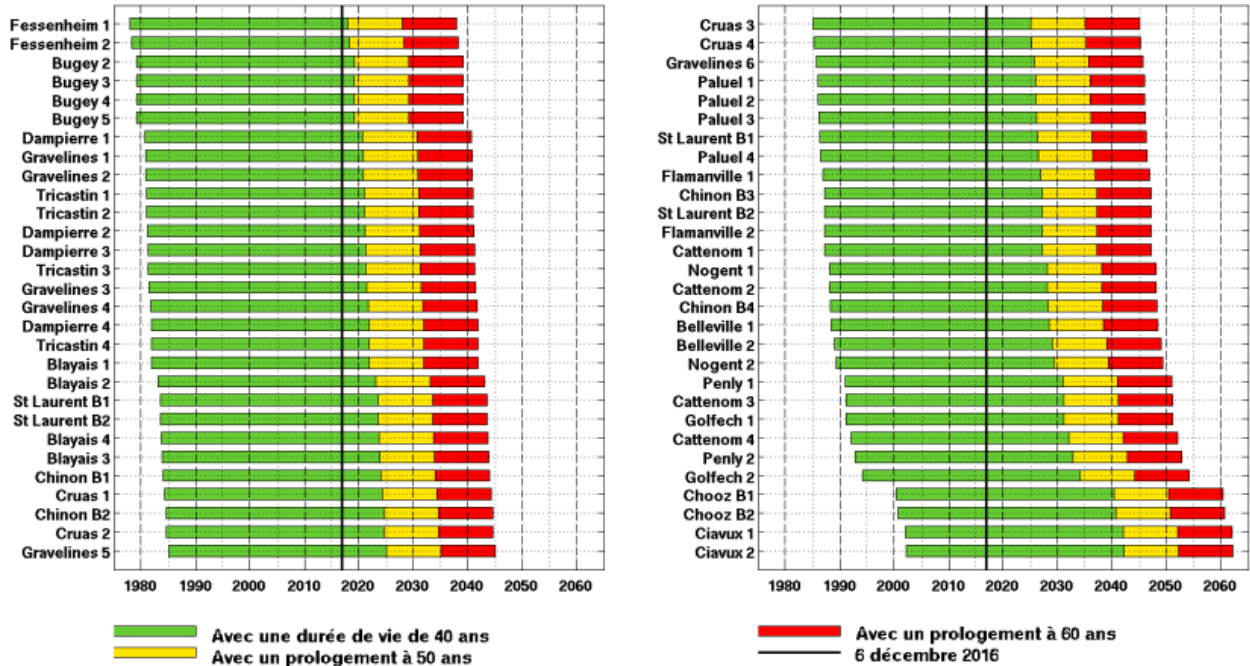


Figure 3. Durée de vie du parc nucléaire français (centrales mises en service seulement) [Boucher, 2016]

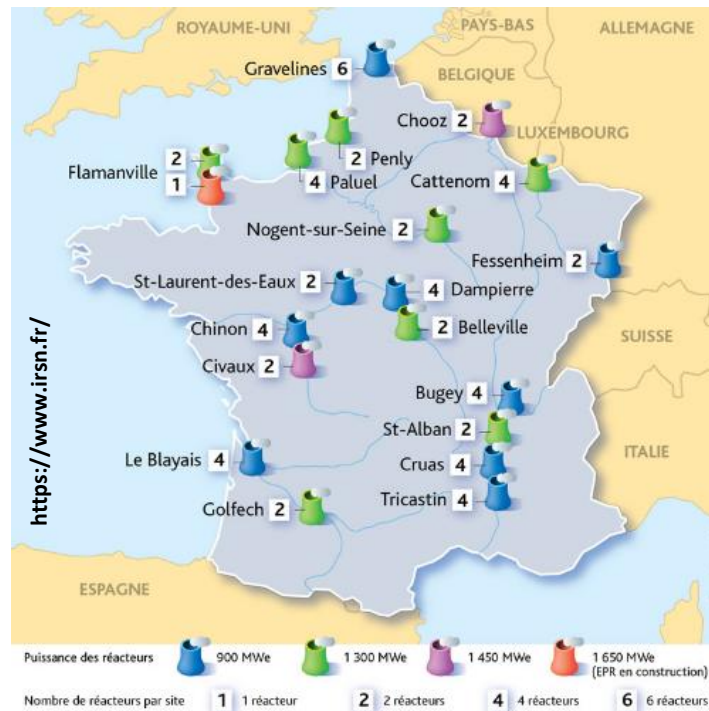


Figure 4. Répartition des 58(+1) réacteurs nucléaires en France

- Paliers N4 (1984-1999) : Au nombre de 4 et répartis sur 4 sites, les réacteurs de ces paliers ont une puissance électrique caractéristique de 1450 MW.
- Paliers EPR (2007-2018) : A ce jour, il existe un seul réacteur de ce palier en France (basé à Flamanville) dont le démarrage est prévu à la fin 2019. La puissance électrique caractéristique est de 1600 MW.

1.2.2 Fonction, conception et dimensionnement

Les puissances électriques définissent aussi la conception et le dimensionnement de la structure GC en béton qui contient le réacteur nucléaire. En particulier, plus la puissance est importante, plus les dispositifs de sécurité pour confiner le réacteur et ses produits de fission sont conséquents. Appelée " Enceintes de confinement " ou " Bâtiments Réacteur (BR) ", ces structures doivent assurer un double rôle :

- **Composante structurelle** : L'enceinte de confinement a pour premier rôle d'être une structure porteuse et de protéger le circuit primaire (constitué de la cuve de réacteur, du pressuriseur, du générateur de vapeur, et de la pompe dans la Figure 5) de toute agression externe (neige, vent, agressions chimiques, séismes, débris d'explosion, chute de solides, etc.), de résister aux charges d'exploitation opérationnelles (à température élevée autour de 35-40°C, des niveaux de précontrainte autour de 12 MPa, charges d'installation, etc.) et accidentelles (séismes, explosions, surpression suite à un accident nucléaire, etc.) à un niveau de probabilité donné (pour les constructions usuelles ce niveau est à 10^{-6} . Pour les constructions nucléaires, il est inférieur à 10^{-7}).

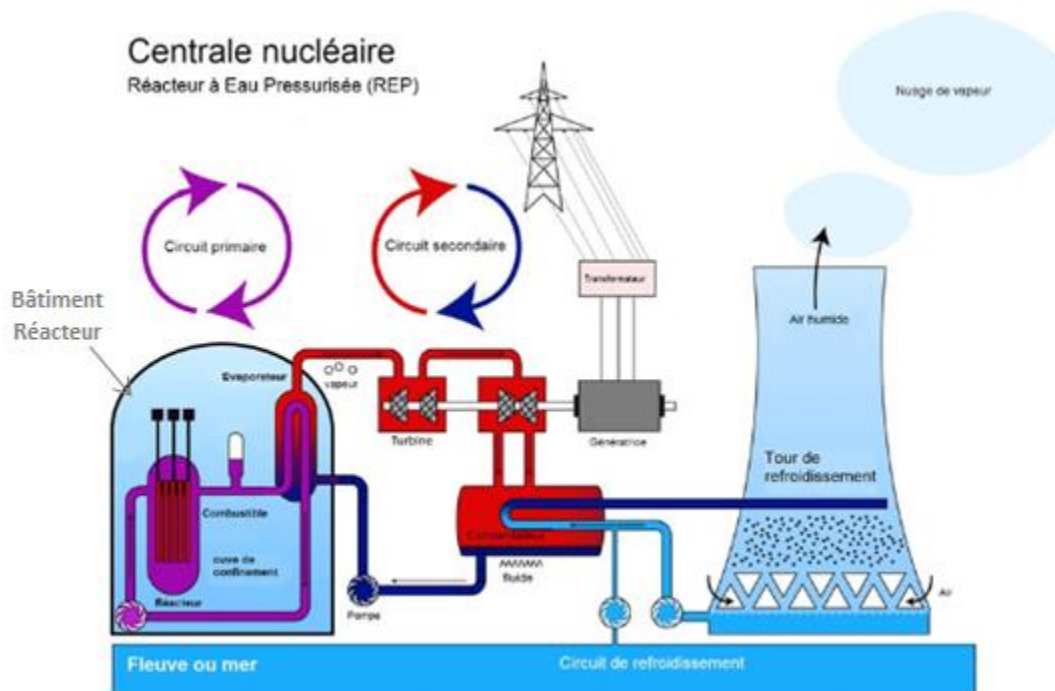


Figure 5. Schéma d'une centrale nucléaire

- **Composante fonctionnelle** : De par la sensibilité de tels ouvrages, toute centrale est dotée d'un système de " défense en profondeur " qui combine plusieurs niveaux de protection indépendants capables d'assurer le contrôle de la réactivité dans le cœur, le pilotage du

refroidissement du cœur et le confinement des produits de fission. Ainsi, le second rôle de l'enceinte est purement fonctionnel visant à retenir les produits radioactifs stockés dans le cœur du réacteur et protéger l'Homme et l'environnement de toute fuite nocive. Après l'étanchéité de la cuve et du circuit primaire dans son ensemble, le bâtiment réacteur est la troisième et dernière barrière de protection pour empêcher ces produits radioactifs d'être libérés dans l'environnement. Pour démontrer la conformité de cet ouvrage aux critères réglementaires, particulièrement ceux d'étanchéité, des arrêts réguliers du réacteur sont programmés (dits aussi "arrêt de tranche"). Pendant la durée des arrêts, et dans le cas où des pertes d'étanchéité importantes sont prévues ou avérées, des réparations sont appliquées au bâtiment réacteur suivies par des vérifications in situ avant la remise en service du réacteur. Donc, l'évolution de l'étanchéité de l'ouvrage dans le temps et les effets de réparation sont des sujets prégnants pour évaluer la durée d'exploitation effective¹² dans des conditions sûres.

En termes de conception, les enceintes ont généralement des formes qui varient entre le sphéroïdal et le sphérique ce qui permet de distribuer au mieux les diverses contraintes de chargement et d'assurer une stabilité structurelle. En France, trois variantes sont souvent considérées :

- Enceintes à paroi unique avec liner métallique (Figure 6a): Le principe de confinement de ce type d'enceintes propre aux paliers CP0, CP1 ET CP2 repose sur l'utilisation d'une structure en béton armé et précontraint couverte, du côté intrados, par un liner métallique de 6 mm d'épaisseur. La part structurelle est assurée par les éléments en béton armé et précontraint tandis que le confinement est assuré principalement par le liner.
- Enceintes à double parois sans liner métallique (Figure 6b): Ce schéma de confinement est une forme évoluée du premier adapté aux paliers P4, P4' et N4. Avec une double enceinte, et sans avoir recours à un liner métallique, deux confinements sont visés. Un premier dit "statique" est assuré par l'enceinte interne en béton armé et précontraint. Un deuxième dit "dynamique" qui consiste à récupérer les fuites éventuelles à travers l'enceinte interne au niveau de l'espace entre enceintes en dépression (de 1,5 kPa). Le principal rôle de l'enceinte externe, en béton armé non précontraint, est de protéger l'enceinte interne et le réacteur des agressions externes (protection thermique de la paroi interne, protection des câbles de précontrainte des intempéries, protection des projectiles, etc.).
- Enceintes à double parois avec liner métallique (Figure 6c): Cette variante, la plus récente, est retenue pour les paliers EPR. Elle combine les avantages des deux conceptions précédentes en optant pour une double enceinte avec liner métallique. Le confinement est donc amélioré puisqu'il est assuré par le liner métallique, par l'enceinte interne en béton armé et précontraint et par la dépressurisation de l'espace entre enceintes. L'enceinte externe est maintenue en béton armé non précontraint.

Dans ce travail, ce sont les enceintes à double parois qui sont étudiées (41 % des réacteurs mis en service en France), précisément l'évolution de l'étanchéité de leur enceinte interne. Leur dimensionnement se fait selon un certain nombre d'accidents réglementaires pénalisants comme l'Accident par Perte du Réfrigérant Primaire (APRP). Ce dernier correspond à une perte d'étanchéité dans le circuit primaire qui fait baisser sa pression de 155 bars et à 1 bar sous 300°C. Dans de telles

¹² Par opposition à la durée d'exploitation ou durée de vie de conception.

conditions, l'eau du circuit commence à bouillir quasi-instantanément ce qui résulte en un fort dégagement de mélange air-vapeur contaminé dans l'espace interne. La pression interne dans l'enceinte augmente aussi rapidement de 1 bar à 5,2 bars (valeur surestimée par sécurité de 5 à 10%) et la température de 35-40°C (températures de service normale) à 140°C-200°C [Costaz, 1997][David, 2012]. Ainsi, l'enceinte interne doit être dimensionnée pour résister à de tels chargements (de nature Thermique, Hydrique et Mécanique) et confiner le mélange air-vapeur radioactif (empêcher la Fuite). Par la suite, le terme THM-F (T : Thermique, H : Hydrique, M : Mécanique, F : Fuite) est retenu pour faire référence à la réponse multi-physique de la structure. Pendant un éventuel cas d'accident APRP, l'état de contrainte résultant est essentiellement de traction dans les deux directions principales (repère de référence cylindrique dans la Figure 9g) : autour de 4 MPa dans la direction verticale et 8 MPa dans la direction tangentielle¹³. Ces valeurs sont supérieures à la résistance à la traction usuelle du béton dans les grandes structures (autour de 3 MPa). Pour cette raison, de la précontrainte bidirectionnelle est appliquée afin de reprendre, idéalement, l'ensemble de ces efforts de traction (Figure 7). Lors de la construction, levée par levée (Figure 8), des réservations (gaines en acier et galeries) sont prévues pour loger les câbles de précontrainte et leurs ancrages. A la fin de la construction, les câbles sont introduits dans ces galeries et tendus de manière séquentielle (une portion des câbles est tendue à la fois), progressive (mise en tension par palier jusqu'à atteinte de la force maximale) et par post-tension dans les deux directions principales (Figure 7). Une fois tous les câbles tendus, les gaines sont injectées au coulis de ciment sous pression ainsi que les reprises de bétonnage.

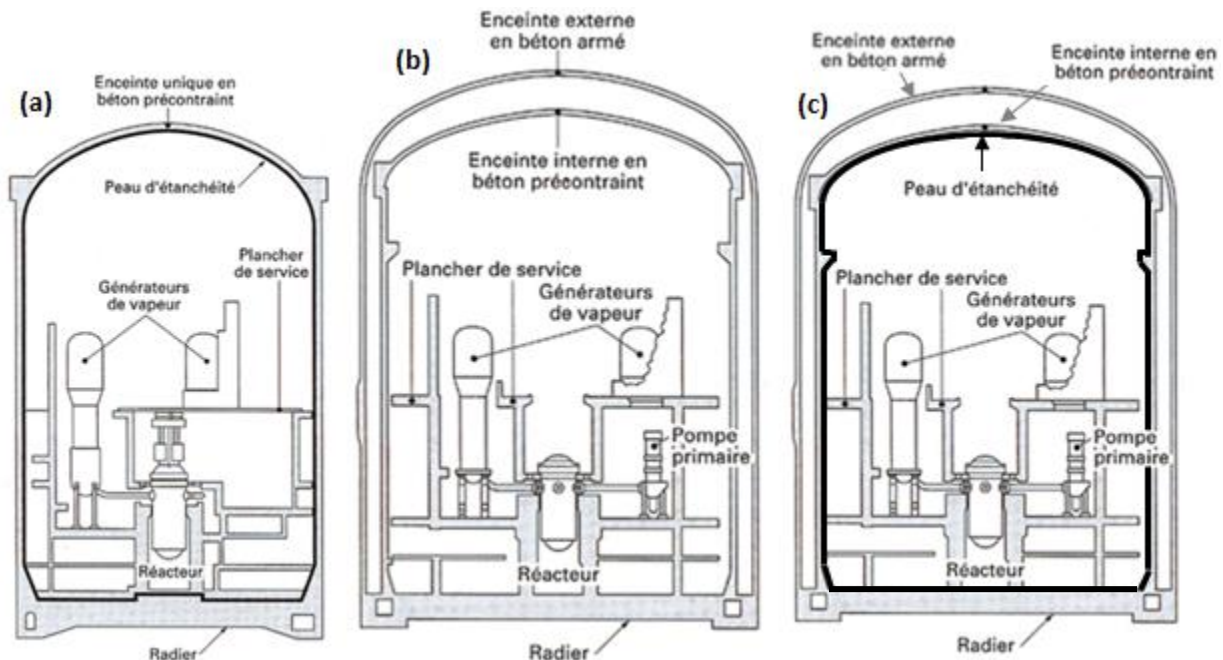


Figure 6. Schémas types de bâtiments réacteurs

(a) Enceinte à paroi simple avec liner métallique (b) Enceinte à double paroi sans liner métallique (c) Enceinte à double parois avec liner métallique (adapté de [Costaz, 1997])

¹³ Par abus de langage, et dans le reste de la thèse, les contraintes et déformations verticales et tangentielles font référence à celles des directions principales dans le repère cylindrique associé aux enceintes.

En principe, et en tenant compte des facteurs de sécurité, les valeurs de dimensionnement de la précontrainte devraient assurer autour de 12 MPa de compression dans le béton dans la direction tangentielle et 8 MPa dans la direction verticale [Granger, 1995] avec une marge de contrainte de compression (résiduelle en phase de surpression) visée de 1 MPa tout au long de la durée de vie de l'ouvrage, tenant compte des déformations différées associées au vieillissement du béton.

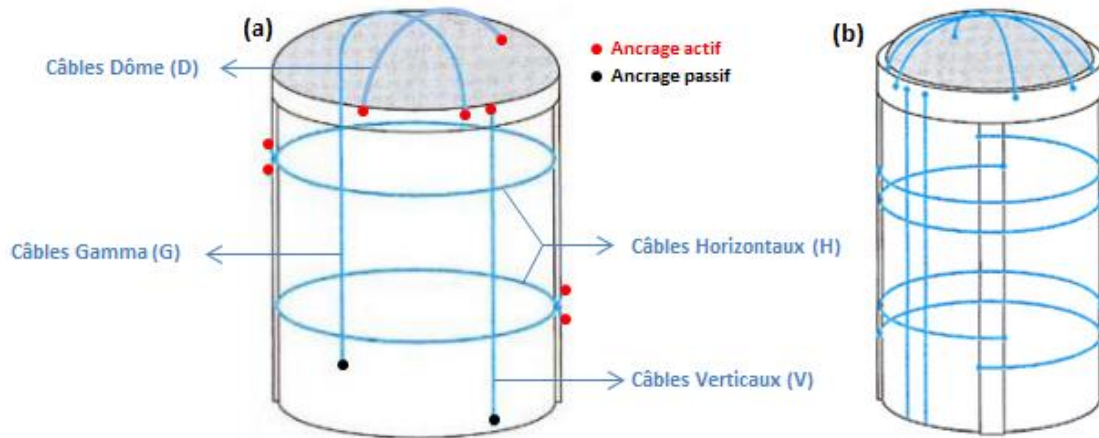


Figure 7. Principe de précontrainte des enceintes de confinement
 (a) Paliers P4, P4', N4 et EPR [Projet VeRCoRs, 2015-2021] (b) Palier CP0, CP1, et CP2 [Costaz, 1997]

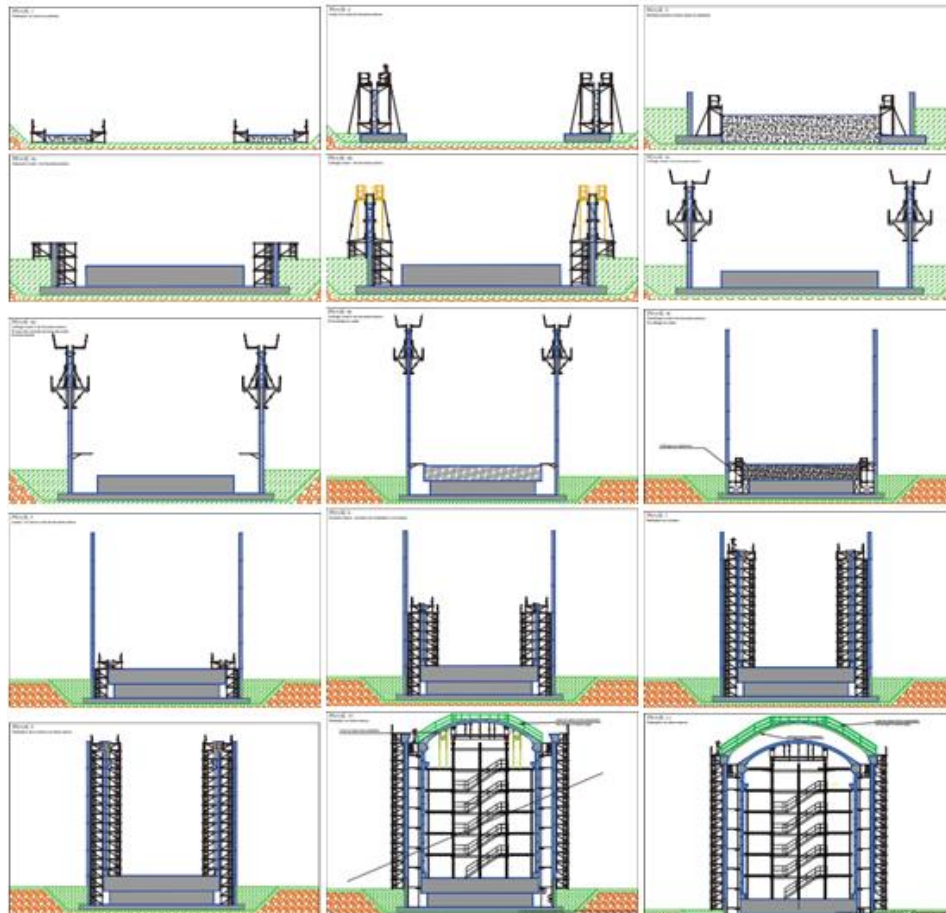


Figure 8. Phasages de construction de la maquette VeRCoRs [Projet VeRCoRs, 2015-2021]

Toutefois, bien que la phase de conception satisfasse à tous les critères “ sur plan “, l’absence de fissures une fois la structure construite et l’étanchéité parfaite du volume ne sont pas garanties à cause des complexités structurelles suivantes qui sont difficiles à prévoir avec grande précision:

- Effets structurels de bridage : L’enceinte de confinement est composée de différents Volumes Structuraux (VS) de dimensions, surtout d’épaisseurs, différentes (Table 1-Figure 9g). Le ratio des épaisseurs peut atteindre 2,5. Cela est à l’origine d’hétérogénéité des rigidités structurelles dans le volume. Ajouté aux pertes non uniformes de précontrainte dans les câbles (Figure 10), cela introduit une variabilité des précontraintes effectives dans le béton plus ou moins importante par rapport aux valeurs de conception. Il est ainsi difficile de viser 8-12 MPa de précontrainte en tout point de l’ouvrage. Les différences dimensionnelles sont aussi à l’origine d’un vieillissement hétérogène dans la structure : les éléments minces ont tendance à vieillir plus rapidement que les éléments épais. Cela donne lieu à des déformations différentielles exposant les parties relativement moins épaisses à un risque de fissuration plus important, et ce même hors situation accidentelle (cas du béton autour des traversées TAM, SAS ou autour de la ceinture torique et cas du gousset ancré dans le radier - Figure 9f).

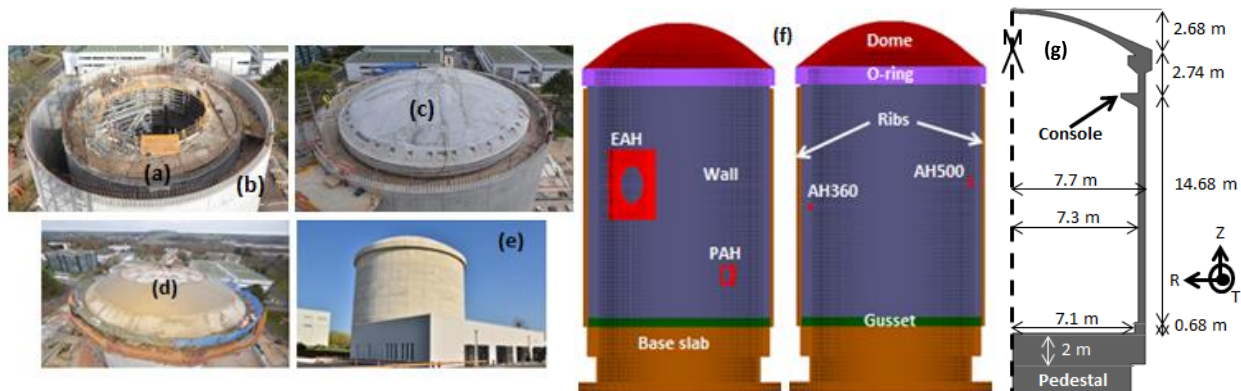


Figure 9. Schématisation des éléments structuraux des enceintes de confinement – cas de la maquette VeRCoRs [Projet VeRCoRs, 2015-2021]

(a) Enceinte interne (b) Enceinte externe (c) Dôme interne (d) Dôme externe (e) Vue globale de la maquette VeRCoRs (f) Détail 3D des éléments structuraux de l’enceinte interne : piédestal, radier, gousset, mur de confinement, console, dôme, traversées pour le matériel (TAM) et personnels (SAS), traversées pour les tuyauteries (AH360, AH500) (g) Vue 2D axisymétrique de la maquette et données géométriques (Echelle 1 :3)

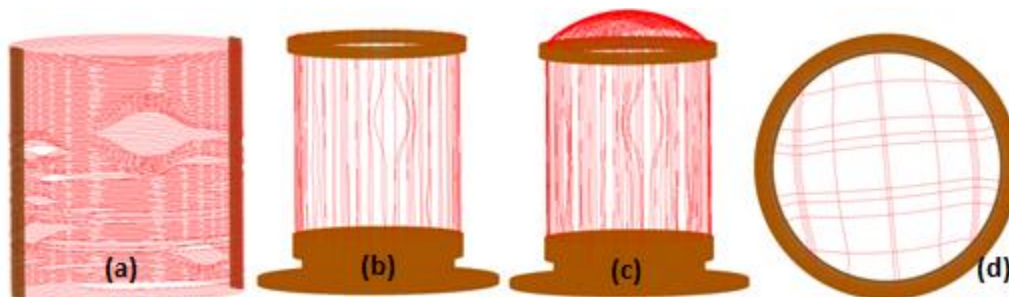


Figure 10. Schématisation réaliste des déviations et ancrages des câbles de précontrainte dans la maquette VeRCoRs [Projet VeRCoRs, 2015-2021]

(a) 122 câbles horizontaux ancrés activement dans les nervures (b) 57 câbles verticaux ancrés activement dans la ceinture torique et passivement dans le radier (c) 97 câbles Gamma ancrés activement dans la ceinture torique et passivement dans le radier (d) 18 câbles du dôme ancrés activement dans la ceinture torique

- La fissuration avant précontrainte : La fissuration du béton peut avoir lieu avant mise en tension des câbles. Particulièrement pour les éléments massifs, le risque de fissuration pendant la phase d'hydratation au jeune âge est important [Briffaut, 2010]. Dans un tel cas, la précontrainte a pour rôle de maintenir ces fissures fermées tout au long de la phase d'exploitation de l'ouvrage. Toutefois, même en supposant que les contraintes effectives en tout point restent en compression, la fermeture de fissures par précontrainte n'est que partielle et ne permet pas de restituer l'étanchéité initiale du volume avant fissuration.

Table 1. *Ordre de grandeurs des dimensions caractéristiques des éléments structuraux des enceintes de confinement françaises par palier*

Echelle		1 :1	1 :1	1 :1	1 :1	1 :3	
Puissance (MW)		900	1300	1450	1600	0	
Palier		CP0 CP1 CP2	P4 P4'	N4	EPR	P4 P4' N4	
Nombre dans le parc		34	20	4	1	1	
Nombre de parois (peau métallique)		1 (oui)	2 (non)	2 (non)	2 (oui)	2 (non)	
Elévation Diamètre interne (m)	EI	~ 59 ~ 37	~ 65 ~ 44			20 7	
	EE	-	~ 67 ~ 50			21 8	
Epaisseur Caractéristique (m)	EI	Gousset	~1.8				0.6
		Mur	0.9	0.9 1.2	1.2	1.3	0.4
	Traversées	TAM (diamètre)	~3.0 (7-8)				1.0 (2.6)
		SAS (diamètre)	~1.2 (3-3.5)				1.0 (1.1)
	Dome	~0.8-0.9				0.3	
	EE	-	0.55	0.55	1.3	0.2	
PM	0.006	-	-	0.006	-		

EI : Enceinte Interne, EE : Enceinte Externe, TAM : Tampon d'Accès Matériel, SAS : Sas de personnels, PM : Peau Métallique

- Aléas associés aux procédés et matériaux de construction sur site : A l'échelle de la structure, ces aléas portent sur la qualité de la vibration du béton – particulièrement dans des zones fortement armées –, la qualité du béton au niveau des reprises de bétonnage, le respect des plans de coffrage, la précision de la mise en place des armatures en acier et des câbles de précontrainte (d'éventuels écarts entre les dispositions sur plan et celles sur site sont à prévoir), etc. A l'échelle des matériaux, surtout le béton, les aléas entendus correspondent à la précision du dosage du béton, la variabilité inhérente des propriétés du béton à l'échelle de l'éprouvette et de la structure par rapport aux valeurs moyennes de conception, etc. Ces écarts contribuent aussi à la différence entre la réponse structurelle prévue en phase de conception et celle observée après construction.

Par conséquent, sur site, la structure construite est différente de son image parfaite sur plan avec des variabilités de propriétés du béton d'une gâchée à une autre, des fissures, des reprises de

bétonnage poreuses, des défauts ponctuels, etc. (Figure 11). Bien que cela n'affecte que très peu la tenue structurale de l'ouvrage, l'étanchéité structurale, elle, en est fortement dépendante. Si préjudiciables pour la tenue fonctionnelle, ces imperfections font l'objet de réparations et de travaux d'étanchéification [Mivelaz, 1996][IRSN, 2017] avant mise en service du réacteur: injection de résine dans le réseau de reprise de bétonnage ou dans les fissures, utilisation de polymères étanchéifiant autour des traversées, recours à des matériaux composites de revêtement, etc. Le démarrage du réacteur nucléaire ne peut avoir lieu que si ces travaux de réparation sont menés à bien et la limitation du débit de fuite à des niveaux acceptables est démontrée par des tests in situ sous le contrôle de l'ASN.

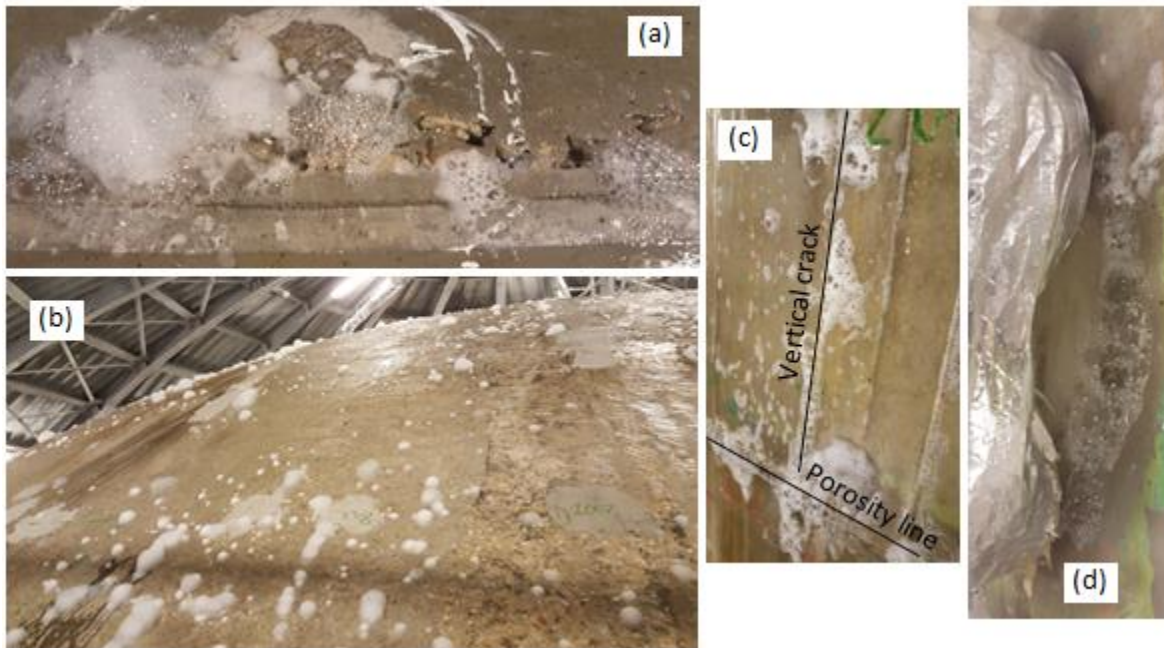


Figure 11. Exemples d'imperfections dans une enceinte de confinement (cas de la maquette VeRCoRs)
(a) Fuite à travers un nid de cailloux au niveau du gousset (b) Fuites ponctuelles au niveau du dome (c) Fuite à travers une fissure verticale (due à des déformations différentielles au jeune âge entre le gousset et le radier) et un joint de reprise de bétonnage au niveau du gousset (d) Fuite à travers une ligne de porosité autour d'une traversée du mur de confinement
[Projet VeRCoRs, 2015-2021]

1.2.3 Vérification de l'étanchéité et démonstration de sûreté

Selon le Décret d'Autorisation de Création (DAC) des réacteurs nucléaires¹⁴, l'étanchéité des enceintes de confinement – des paliers P4, P4' et N4 retenus pour ce travail – doit permettre de limiter le débit de fuite à 1,5% de la masse de gaz contenu dans l'enceinte interne par jour. La vérification de ce critère se fait via des essais de pressurisation normalisés avant la mise en service du réacteur et après mise en précontrainte de l'enceinte (visite pré-opérationnelle VPO), puis trois

¹⁴ Conformément à la réglementation en vigueur :

- Arrêté du 10 août 1984 relatif à la qualité de la conception, de la construction et de l'exploitation des installations nucléaires de base
- Décret n°2000-877 du 7 septembre 2000 relatif à l'autorisation d'exploiter les installations de production d'électricité
- Loi n°2006-686 du 13 juin 2006 relative à la transparence et à la sécurité en matière nucléaire.

ans après au premier chargement du combustible (visite complémentaire VC), ensuite tous les dix ans (visites décennales VD). Les profils de montée en pression diffèrent d'une enceinte à une autre, le principe par contre reste le même [Costaz, 1996][Asali, 2016]: une augmentation progressive de la pression interne jusqu'à l'atteinte de la valeur cible de 5,2 bars (en absolu), le maintien du palier à cette pression de dimensionnement pendant 24 heures puis diminution progressive de la surpression jusqu'au retour à la pression atmosphérique (Figure 12). Il faut noter que le test de l'étanchéité des enceintes dans des conditions réelles d'APRP (température de 140°C-200°C, surpression de 5,2 bars, étanchéité à un mélange air-vapeur) risque d'endommager la structure et de diminuer ses capacités de confinement futures. Ainsi, les essais sur enceintes se font dans des conditions moins agressives (température de 20°C, surpression de 5,2 bars, étanchéité à l'air sec).

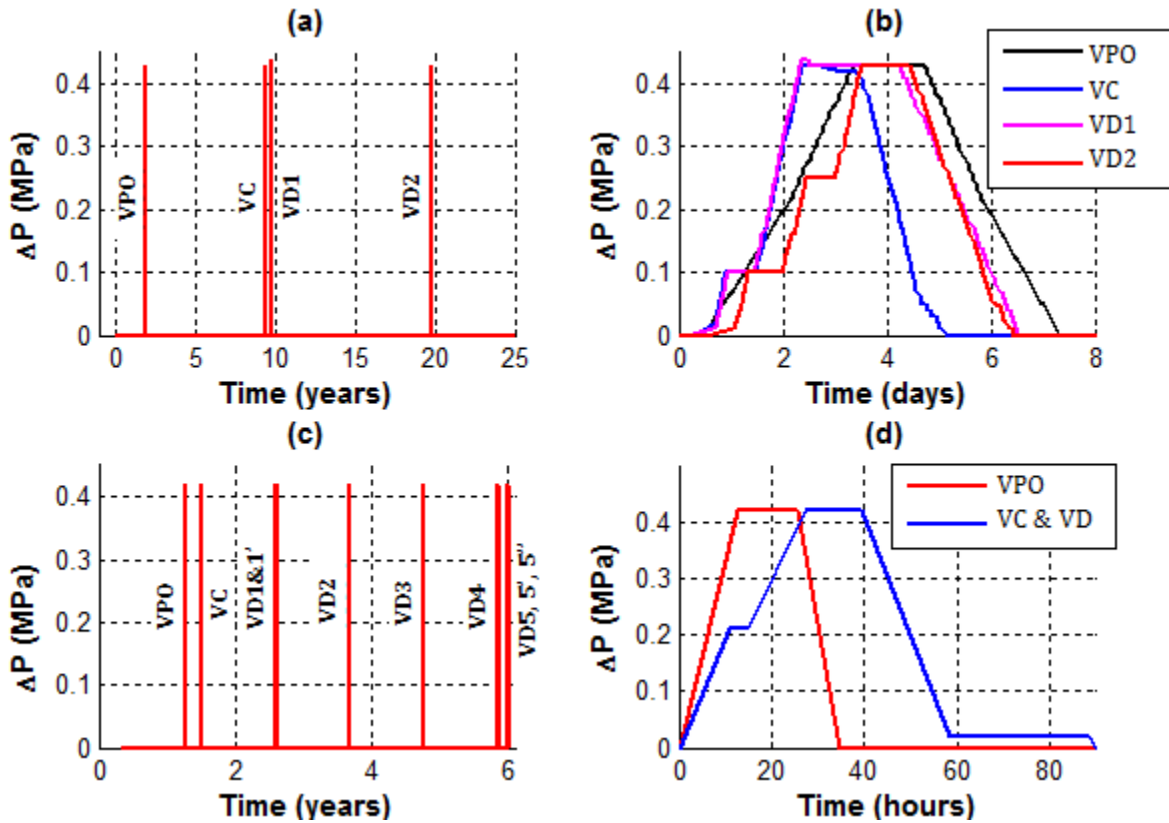


Figure 12. Exemples de programmes et de profils de surpression – exprimée en pression relative
(a-b) Enceinte opérationnelle du parc nucléaire (Echelle 1 :1) (c-d) Maquette VeRCoRs (Echelle 1 :3) [Bouhjiti et al., 2018a]

En termes de débit de fuite, le résultat d'un essai normalisé est considéré conservatif car le débit de fuite à l'air sec serait, en principe, plus important que le débit du mélange air-vapeur. En effet, la vapeur dégagée dans l'enceinte en situation d'APRP aurait tendance à condenser dans la porosité du béton ce qui diminuerait le débit sortant des produits contaminés. Malgré cela, des coefficients de sécurité sont appliqués :

- Un premier qui consiste à réduire le seuil réglementaire de fuite de 25 %. EDF vise ainsi une étanchéité inférieure à 1,125% de la masse de gaz contenu dans l'enceinte par jour. Cette marge est descriptive des effets de vieillissement sur la perte d'étanchéité pendant les dix années

d'exploitation avant l'arrêt de tranche suivant. Ce seuil doit être vérifié tenant compte de toutes les opérations de maintenance préalablement effectuées ainsi que les étanchéifications réalisées.

- Un deuxième qui consiste à transposer le débit de fuite normalisé (à l'air sec) à celui d'APRP (au mélange air-vapeur) avec un facteur 1. Il est à noter que, dans ce travail, le débit de fuite transposé n'est pas traité. Le lecteur pourra se référer aux travaux de [Billard, 2003][Lagcha, 2006] sur cette thématique-là.

Aussi, afin d'inspecter et de suivre la performance de la structure, toujours en vue d'une démonstration de sûreté, des mesures régulières sont faites pendant la phase d'exploitation et particulièrement durant les périodes d'arrêt de tranche. Ces mesures sont menées à différentes positions de l'enceinte et portent sur (Figure 13) :

- Les températures dans le béton grâce à des thermocouples.
- Les déformations dans le béton (particulièrement des côtés intrados et extrados) grâce à des extensomètres à cordes vibrantes.
- Les ouvertures de fissures grâce à des mesures directes par fissuromètres ou indirectes par post-traitement des déformations observées (mesures moins précises car la position du capteur de déformation de la zone fissurée n'est pas forcément connue).
- Les déplacements radiaux et verticaux grâce à des pendules et des fils Invar respectivement.
- Les tensions dans les câbles de précontrainte grâce à des dynamomètres
- Le taux de fuite global à travers l'enceinte interne par une méthode dite " absolue " [EDF, 2017] qui consiste à mesurer les variations de pression de l'air sec contenu dans l'enceinte P_{EI} et à corriger cette mesure en fonction des variations de températures moyennes T_{EI} et de pression partielle de vapeur d'eau. Le système de mesure contient deux manomètres reliés à l'enceinte interne par une conduite pneumatique, un baromètre relié à l'espace entre enceinte, un capteur de pression atmosphérique, des sondes thermiques, des capteurs d'hygrométrie. Le taux de fuite normalisé (rapporté à une température ambiante T_{amb} et une pression atmosphérique P_{atm}) s'écrit [1]:

$$Q_{EI}^{norm}(\text{Normo m}^3/\text{jour}) = \frac{P_{EI}}{P_{atm}} \frac{T_{amb}}{T_{EI}} \frac{\frac{\Delta P_{EI}}{P_{EI,0}} - \frac{\Delta T_{EI}}{T_{EI,0}}}{\Delta t} V_{EI} \quad [1]$$

$$\Delta P_{EI} = P_{EI}(t_0 + \Delta t) - P_{EI}(t_0), \Delta T_{EI} = T_{EI}(t_0 + \Delta t) - T_{EI}(t_0)$$

- Les taux de fuite localisée à travers les singularités de l'enceinte (fissures, lignes de porosité, défauts ponctuels, etc.) du côté extrados de l'enceinte avec une boîte collectrice de fuite équipée de débitmètre (Figure 13). Ces mesures sont précédées par une auscultation visuelle de la distribution des différentes singularités notamment par aspersion d'eau savonneuse sur les zones débitantes (Figure 11).

Toutes ces mesures sont enregistrées dans une centrale d'acquisition et de traitement des données pilotées par un ordinateur auquel sont reliés tous les capteurs. Leur analyse permet de :

- Avoir une appréciation globale, en temps réel et de manière régulière, sur la qualité de l'ouvrage pendant sa durée d'exploitation.

- Valider les différents modèles numériques visant à simuler le comportement des enceintes. Ces modèles ne peuvent servir à prévoir le comportement futur des enceintes que si leur représentativité des comportements actuel et passé est démontrée.



Figure 13. Boîte collectrice de fuite après aspersion de la surface d'eau savonneuse [Asali, 2016]

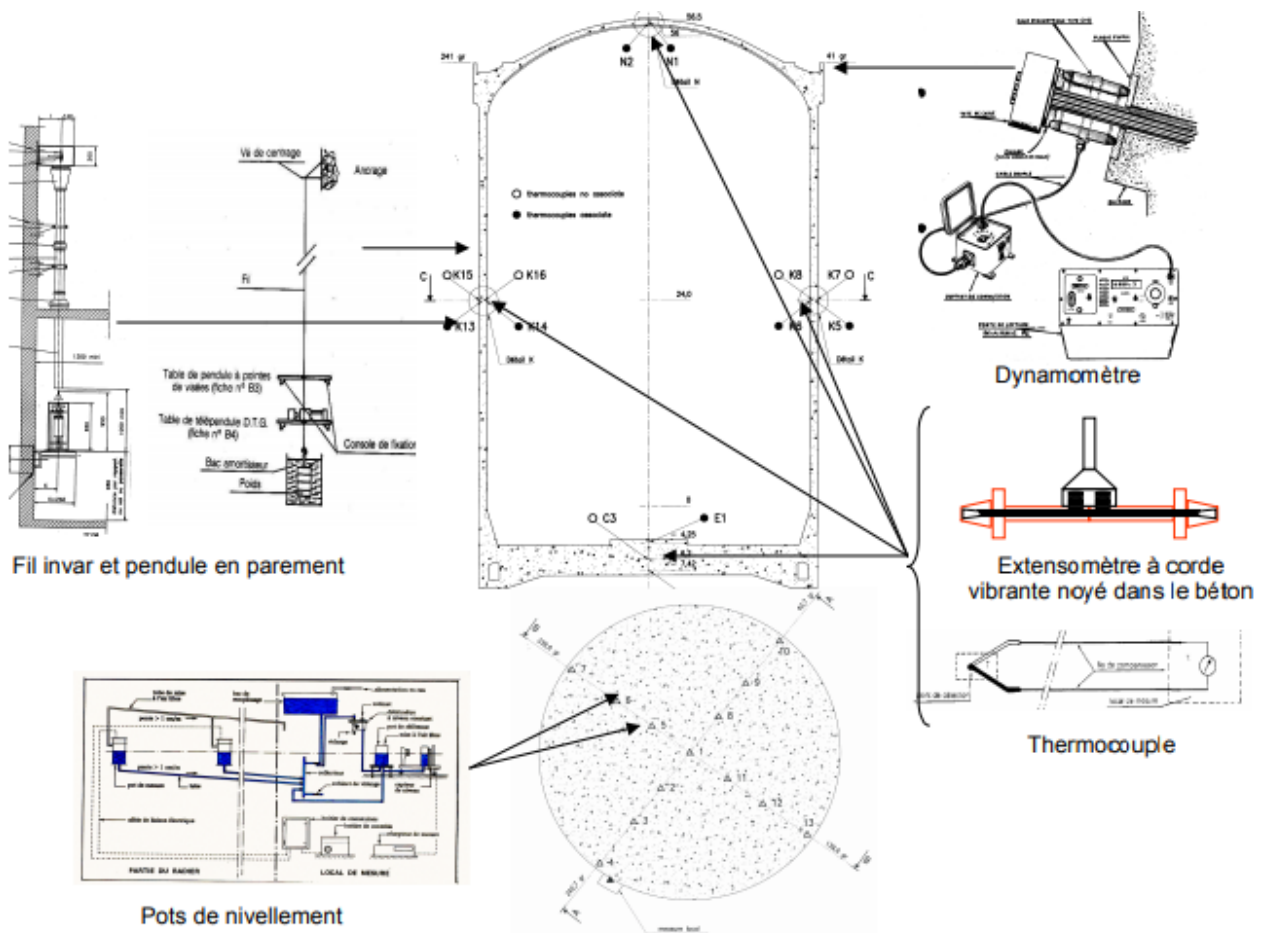


Figure 14. Instrumentation type d'une enceinte de confinement de réacteur nucléaire [Courtois et al., 2011]

1.3 Problématique de la thèse et verrous scientifiques

La présente thèse s'inscrit dans la perspective d'améliorer les prévisions numériques de l'évolution de l'étanchéité des enceintes de confinement des réacteurs nucléaires sous les effets de vieillissement. En particulier, elle a pour objectif de répondre au besoin de définir une méthodologie globale de simulation par EF capable d'estimer en aveugle les taux de fuite des enceintes nucléaires en phase d'essai de pressurisation et d'en évaluer les incertitudes associées. Ceci constitue un sujet de préoccupation primordial pour EDF afin de :

- Mieux maîtriser le risque de dépassement du taux de fuite des seuils réglementaires
- Mieux anticiper les travaux de réparation et d'étanchéification
- Prévoir la période d'indisponibilité de l'unité de production électronucléaire
- Estimer le coût associé aux travaux pendant l'arrêt de tranche et à la réduction de la production électronucléaire.

En l'état actuel des connaissances physiques et des modèles numériques, plusieurs solutions existent dans la littérature permettant de décrire la perméabilité du béton sous un chargement simultané THM-F. Donc, l'objectif premier du présent travail, à dominante numérique et méthodologique, n'est pas de proposer de nouvelles lois de comportement¹⁵ mais de définir une stratégie globale permettant d'utiliser les lois physiques existantes, et moyennant un coût numérique raisonnable, dans un cadre probabiliste avec prise en compte des nombreuses incertitudes en entrée (aléas matériau, structure et chargement) susceptibles d'affecter la réponse du béton.

Pour ce faire, trois verrous scientifiques et techniques sont à lever :

- **Réduction de l'échelle de modélisation THM-F** : L'étanchéité des structures est particulièrement dépendante de leur état d'endommagement et de fissuration. La modélisation de ces phénomènes nécessite généralement un maillage suffisamment fin (de l'ordre centimétrique) pour capter correctement l'amorçage des fissures et leur propagation dans le volume et pour avoir une description fine des hétérogénéités géométriques et matériau. Cependant, pour des structures de dimensions décimétriques, et compte tenu des capacités actuelles de calcul, le recours à de telles finesses de maillage induirait des coûts trop importants ce qui limite l'applicabilité des modèles d'endommagement aux grandes structures.

¹⁵ La nature hétérogène et multiphasique du béton complexifie l'identification des processus physico-chimiques à l'origine de l'évolution de son comportement, notamment parce qu'il est difficile d'accéder expérimentalement à la contribution de chaque phase et de chaque composant au comportement global observé. Et ce, malgré les avancées récentes dans les techniques d'instrumentation à petite échelle (tomographies aux rayons X ou neutroniques, spectroscopies, nano-indentation, etc.). Un travail conséquent reste à faire pour assurer la transition des phénomènes physiques entre échelles (du micro au macro et vice-versa). En particulier, et par manque d'information à différentes échelles à l'égard de phénomènes complexes comme le fluage et retrait du béton, diverses hypothèses sont annoncées dans la littérature associées à des processus physiques différents (maturité, microfissuration, migration d'eau, consolidation, etc.). Bien que, pour chaque formalisme, les modèles développés et après calage numérique reproduisent les observations expérimentales, il est important de souligner que la contribution de chaque processus à ces phénomènes reste inconnue. Il s'agit ici d'un verrou de nature expérimentale qui n'est pas levé dans ce travail mais dont l'importance est cruciale vis-à-vis de l'amélioration des connaissances.

- **Identification des paramètres les plus influents:** Les modèles THM-F font intervenir un nombre important d'hypothèses et de paramètres physiques. Toutefois, ces derniers n'ont pas le même effet sur la réponse de la structure. Ne connaissant pas les effets de chacun de ces paramètres sur la réponse THM-F, il reste difficile d'identifier les sources de la variabilité de la réponse structurelle observée sur site et d'interpréter les écarts entre les résultats numériques (en aveugle) et les mesures expérimentales. Cela limite la compréhension du vieillissement et remet en cause la validité des modèles associés. Ainsi, l'analyse de sensibilité du modèle à la variation des paramètres en entrée et aux hypothèses de modélisation permet de :

- Hiérarchiser les paramètres selon leur importance et influence sur la réponse du modèle. Ceux s'avérant relativement plus influents doivent être identifiés avec grande précision et leur variabilité mesurée et prise en compte dès la phase de conception.

- Hiérarchiser les processus physiques associés aux paramètres influents vis-à-vis du comportement d'intérêt. Cela permet de définir les origines de vieillissement et proposer ainsi des solutions technologiques ciblées et appropriées.

- Démontrer l'importance des hypothèses physiques sur lesquelles repose le modèle ou la possibilité de s'en passer car d'effet négligeable sur la réponse d'intérêt. Cela va dans le sens de proposer des découplages entre phénomènes et de réduire l'ordre de non-linéarité dans les simulations sans dégrader la représentativité physique du modèle.

- **Définition de méthodes stochastiques adaptées :** Les sources d'incertitudes associées au comportement THM-F sont nombreuses (variabilité spatio-temporelle des propriétés THM-F, des effets structuraux, des chargements THM-F, etc.). Compte tenu du nombre important de paramètres impliqués et des durées de calcul envisagées, l'application directe des méthodes de Monte Carlo semble difficilement réalisable. Des méthodes alternatives doivent être définies en accord avec les spécificités des réponses THM-F et sans réduire la représentativité physique des résultats. En particulier, les stratégies pourvues doivent permettre :

- Une modélisation réaliste de la fissuration en termes de localisation et propagation aléatoire dans le volume.

- La propagation d'incertitudes d'une étape de calcul THM-F à une autre avec un temps de calcul optimisé.

- L'accès à une description probabiliste du taux de fuite des enceintes et à une quantification du risque de dépassement des seuils réglementaires moyennant un coût numérique raisonnable.

1.4 Stratégie globale et organisation du manuscrit

Afin d'adresser la problématique de la thèse et de lever les verrous scientifiques énumérés ci-dessus, la stratégie globale proposée dans ce travail se décline en six étapes (Figure 15) :

- Etape 1 : Etablir une analyse fonctionnelle et structurelle de l'ouvrage GC d'intérêt.
- Etape 2 : Définir des modèles appropriés à la simulation du comportement de l'ouvrage.
- Etape 3 : Identifier les sources d'incertitudes et la variabilité des paramètres en entrée.
- Etape 4 : Analyser la sensibilité du modèle (après validation) aux incertitudes identifiées.

- Etape 5 : Analyser les effets de propagation d’incertitudes sur la réponse simulée.
- Etape 6 : Evaluation de la performance et de la conformité de l’ouvrage GC étudié dans la durée.

Le manuscrit est ainsi décomposé en six chapitres, chacun représentatif de l’une des étapes précédentes et appliqué au cas de la maquette VerCoRs :

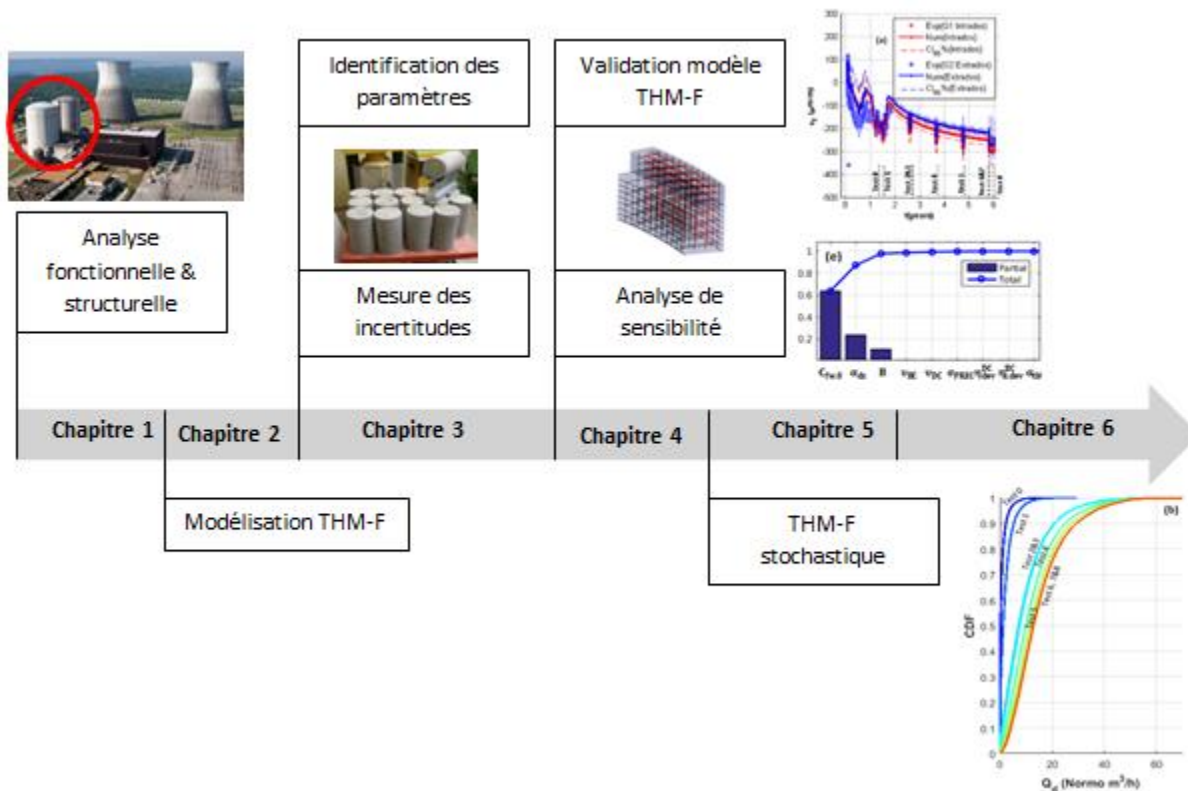


Figure 15. Stratégie globale de la thèse

- Ce premier chapitre introductif (Etape 1) permet d’analyser la conception des enceintes de confinement (géométrie, matériau, procédés de construction, etc.), de présenter les fonctions pour lesquelles elles sont conçues (confinement, tenue mécanique, etc.), de définir les marges de de sûreté admissibles (critères réglementaire de fuite, dispositifs de sûreté, etc.) et les sources de nocivité affectant les niveaux de sûreté et induisant des réparations (vieillessement du béton).
- Le deuxième chapitre (Etape 2) détaille d’abord la physique des phénomènes de vieillissement du béton avant de préciser leurs effets sur les performances structurelle et fonctionnelle des ouvrages massifs (particulièrement en termes de fissuration et de perméabilité). Enfin, et conformément aux hypothèses physiques retenues, le chapitre propose et justifie une stratégie de modélisation THM-F chaînée selon des critères de représentativité physique des phénomènes de vieillissement et d’adaptabilité à l’échelle structurelle visée.
- Le troisième chapitre (Etape 3) commence par analyser succinctement les différentes sources d’incertitudes et en propose une classification. Ensuite, en se basant sur les données accessibles pour la maquette VerCoRs, il présente les mesures d’incertitudes associées aux paramètres THM-F du modèle retenu. Deux niveaux sont distingués : l’échelle matériau (variabilité

des propriétés THM-F du béton, erreurs sur la mesure, etc.) et l'échelle structure (variabilité des conditions aux bords THM-F et des effets structurels).

- Le quatrième chapitre (Etape 4) apporte des éléments de réponse à la question des paramètres les plus influents sur le vieillissement des ouvrages. D'abord, il introduit la notion de Volumes Structurels Représentatifs qui correspond à l'échelle structurelle réduite de modélisation retenue par la suite. Ensuite, il détaille la stratégie proposée d'analyse de sensibilité de la réponse THM-F aux variabilités identifiées dans le précédent chapitre. Finalement, le chapitre propose une liste réduite des paramètres influents et des simplifications du modèle THM-F.
- Le cinquième chapitre (Etape 5) s'intéresse à la modélisation stochastique des réponses THM-F. Il propose un schéma probabiliste basé sur des méta-modèles du modèle THM-F dans sa version simplifiée (tenant compte des résultats de l'analyse de sensibilité) et en ne considérant que les paramètres les plus influents lors de la propagation d'incertitudes. La pertinence des méthodes et algorithmes mis au point est démontrée en se basant sur le cas VeRCoRs ; particulièrement en termes d'aptitude à quantifier les incertitudes à l'échelle structurelle et à définir des fonctions de répartitions associées aux réponses THM-F à un coût raisonnable.
- Le sixième et dernier chapitre présente les principales conclusions du présent travail et propose des recommandations pratiques pour des analyses similaires à celles menées dans cette thèse (notamment en vue d'une évaluation fiable de la performance des ouvrages – Etape 6). Le chapitre explore aussi les axes de recherche en perspective et les pistes d'amélioration de la modélisation stochastique THM-F des grands ouvrages en béton armé et précontraint.

Dans ce travail, les lois de comportement sont implémentées via Mfront et tous les calculs EF sont menés avec le solveur Code_Aster® (compatible avec le langage Python). Les post-traitements et analyses probabilistes des résultats sont établis avec Matlab.

2. Physique du vieillissement et modélisation des grands ouvrages en béton armé et précontraint

2.1 Introduction	22
2.2 Phénomènes associés au vieillissement des structures en béton	22
2.2.1 Thermo-hydratation	23
2.2.2 Maturité	25
2.2.3 Auto-dessiccation	26
2.2.4 Dessiccation	26
2.2.5 Retraits et fluages	28
2.2.5.1 Retrait chimique	29
2.2.5.2 Retrait d'auto-dessiccation	29
2.2.5.3 Déformation thermique	31
2.2.5.4 Retrait de dessiccation (ou de séchage)	32
2.2.5.5 Fluage propre et fluage de dessiccation	32
2.2.6 Autres phénomènes	36
2.3 Effet des phénomènes de vieillissement sur la tenue des ouvrages de confinement	37
2.3.1 Effet sur la tenue mécanique	37
2.3.2 Effet sur la tenue fonctionnelle (étanchéité)	38
2.3.2.1 Ecoulement à travers la masse du béton	38
2.3.2.2 Ecoulement à travers les fissures	42
2.3.2.3 Ecoulement à travers des singularités structurelles	44
2.4 Stratégie de modélisation THM-F	45
2.4.1 Modélisation du comportement thermique (THM-F)	46
2.4.1.1 Effets de l'hydratation et de la température sur les propriétés thermiques	47
2.4.1.2 Conditions aux bords et échanges thermiques	49
2.4.2 Modélisation du comportement hydrique (THM-F)	50
2.4.2.1 Jeune âge	50
2.4.2.2 Long terme	50
2.4.2.3 Conditions aux bords et échanges hydriques	52
2.4.3 Modélisation du comportement mécanique (THM-F)	53
2.4.3.1 Retraits et déformations	53
2.4.3.2 Endommagement et fissuration	57
2.4.3.3 Effets d'échelle statistique et matériau	60
2.4.4 Modélisation continue des écoulements d'air sec (THM-F)	66
2.4.4.1 Ecoulement à travers la masse	66
2.4.4.2 Ecoulement à travers les fissures	69
2.4.4.3 Loi de raccordement de la perméabilité (du diffus au localisé)	69
2.5 Conclusions	71

2.1 Introduction

Le béton, comme tous les matériaux, est par nature en déséquilibre thermodynamique permanent (déséquilibres chimique, thermique, hydrique et mécanique). Plusieurs mécanismes se mettent en place afin de tendre, dans la durée, vers un état stable et équilibré entre les différentes phases constituantes du béton et leur environnement avoisinant. Sauf dans le cas de conditions maîtrisées dans un laboratoire, cet état d'équilibre est difficile à atteindre du fait des changements perpétuels de l'environnement. Le vieillissement n'est autre que l'effet de ces processus sur l'évolution des propriétés du béton dans le temps et sur l'évolution de sa réponse aux chargements Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) appliqués. Donc, ce chapitre a pour objectif de :

- Rappeler les différents processus THM associés au vieillissement du béton dans les ouvrages.
- Enumérer les conséquences du vieillissement sur les tenues fonctionnelle et mécanique des ouvrages de confinement.
- Explorer les différentes approches de modélisation THM-F (-F pour Fuite): théories, modèles et couplages.

Les choix des stratégies de modélisation du comportement THM-F du béton – objet de couplage probabiliste par la suite – sont principalement orientés de manière à favoriser :

- Les approches continues à l'échelle du matériau du fait de leur adaptabilité à la modélisation de grandes structures avec un coût numérique réduit.
- Les découplages entre certains phénomènes, tout en restant physiquement représentatifs des comportements global et local du béton.
- La prise en compte des principaux facteurs (hors facteurs pathologiques) s'avérant affecter la durabilité des ouvrages – particulièrement les enceintes de confinement – dans des conditions d'exploitation usuelles (calcul limité aux accidents de dimensionnement).

2.2 Phénomènes associés au vieillissement des structures en béton

Dans ce travail, deux phases de vieillissement sont distinguées :

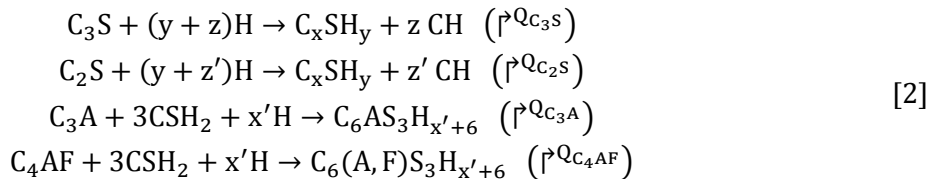
- **Phase de jeune âge :** Les termes " jeune âge " réfèrent à la période d'hydratation (processus chimique [Taylor, 1997][Bye, 1999]) et de prise (processus physique de percolation et de densification s'accompagnant par un accroissement des propriétés mécaniques [Acker, 1988][Nonat et al., 1992][de Schutter et al., 1996][de Schutter, 1999]) du béton variant de quelques jours après le déversement à quelques mois [Granger, 1995]. Cette durée est fonction de la formulation initiale du béton (surtout du rapport massique Eau/Ciment [Powers et al., 1946][Mills, 1966][Waller, 1999]) et des conditions hygrothermiques environnantes (humidité relative [Bažant et al., 1972][Acker, 2003][Un et al., 2011] et température de cure [Kjellsen et al., 1992][Lin et al., 2009]). En pratique, la durée de la phase de jeune âge peut être limitée à 28 jours bien que la poursuite de l'hydratation et la croissance des propriétés mécaniques continuent au-delà (pendant des années voire des décennies [Granger, 1995]).
- **Phase de long terme :** Le comportement long terme fait principalement référence au comportement du béton durci sous les charges d'exploitation usuelles. Dans le cas des enceintes de

confinement, ces charges correspondent à une température de service inférieure à 50°C, à une humidité relative supérieure à 10%, à une précontrainte en compression limitée à 30% de la résistance à la compression (comportement élastique en compression) et à des injections d'air (sec) sous pression de 0,52 MPa (en absolu) [Boucher, 2016][Bouhjiti et al., 2018a].

Les différents phénomènes (de vieillissement) intervenant pendant ces phases, par ordre chronologique et causal, sont les suivants :

2.2.1 Thermo-hydratation

- **Bases chimio-physiques :** L'hydratation du béton est la réaction chimique des différentes phases du ciment (l'alite C_3S , la bélite C_2S , l'aluminate de calcium C_3A et la céliste C_4AF , les alcalins Na_2O , K_2O et la silice réactive, etc.) avec l'eau [2]. Ces réactions correspondent à une succession de dissolution progressive des réactifs anhydres qui sursaturent la solution où ils se trouvent, pour ensuite précipiter [Le Chatelier, 1904][Scrivener et al., 2015]. Suite à la formation de nouveaux produits, hydratés et stables dans l'eau, les réactifs non précipités sont plus solubles et sursaturent la solution et ainsi de suite jusqu'à la fin de toutes les réactions. De nature exothermique [Bogue, 1929][Bogue, 1995][Taylor, 1997][Bye, 1999], l'hydratation du ciment s'accompagne par une augmentation de la température au fur et à mesure que les réactions progressent avant de décroître quand leurs cinétiques s'affaiblissent (Figure 16).



C : oxyde de calcium (CaO), S : Dioxyde de silicium (SiO_2), A: Oxyde d'aluminium (Al_2O_3), F : Oxyde fer (Fe_2O_3) H: eau (H_2O), Q_X la chaleur dégagée par l'hydratation de la phase X.

- **Dépendances :** En plus de la composition chimique du ciment, le comportement thermique au jeune âge et la cinétique d'hydratation sont affectés par le volume s'hydratant et les conditions hygrothermiques de cure :

- Pour un béton et un type de ciment donnés, le pic thermique atteint est d'autant plus élevé que le volume s'hydratant et la température de cure sont importants (thermo-activation [Arrhenius, 1915]). Toutefois, l'augmentation de la chaleur pendant l'hydratation (par effet de volume ou par apport externe de chaleur) n'induit pas forcément des degrés d'hydratation¹⁶ plus importants. Il semblerait même que les degrés d'hydratation sont sensiblement plus importants pour des températures de cure plus faibles (Figure 17 - [Kjellsen et al., 1992]). En partie, cela peut s'expliquer par la présence d'une couche hydratée d'aluminates plus importante en phase d'initiation (Figure 16) pour des températures élevées. Ces couches de protection sont par suite plus difficiles à dissoudre après la phase dormante et ralentiraient l'hydratation des C_3S (composant majoritaire).

- La thermo-hydratation des grains de ciment est favorisée dans des environnements à humidité relative élevée. En effet, l'hydratation des composants du ciment ne peut avoir lieu que

16 Le degré d'hydratation $\xi = \frac{m_{CH}}{m_{CH} + m_{CA}}$ est la portion du ciment hydraté (m_{CH}) par rapport à la masse totale du ciment (hydraté m_{CH} et anhydre m_{CA}).

lorsque l'humidité relative est supérieure à 75%-80% [Bažant et al., 1972][Acker, 2003][Un et al., 2011]. Dans des conditions endogènes, la poursuite d'hydratation jusqu'au taux ultime est conditionnée (théoriquement) par un dosage en eau équivalent (au moins) à 38% du poids de ciment [Powers et al., 1946]. Cependant, si l'hydratation a lieu dans un milieu à faible humidité relative, elle risque d'être retardée et limitée car l'eau perdue par séchage ne contribue pas à l'hydratation.

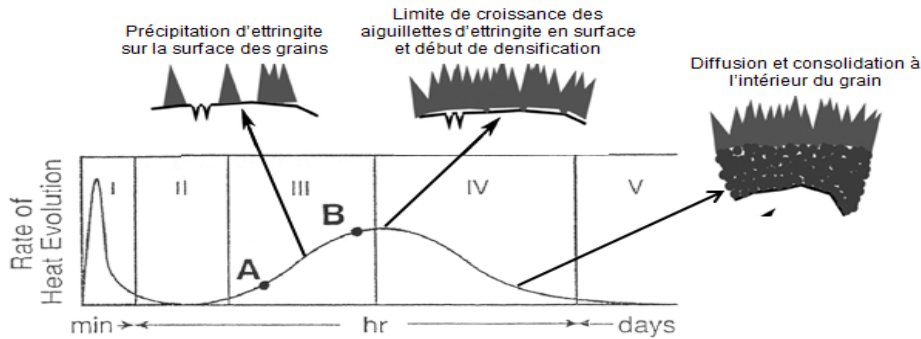


Figure 16. Evolution de la chaleur dégagée pendant l'hydratation et schématisation du durcissement [Scrivener et al., 2015]. Phase I : Période d'initiation se caractérisant par le passage en solution des ions et par une dissolution rapide et exothermique (1^{er} pic de chaleur) avec libération d'ions de calcium, de silicates, d'aluminates, d'alcalins et surtout de sulfates C_3S . Phase II : Période d'induction (dormante). La chaleur dégagée s'amortit suite à la lente dissolution des C_3S avec libération des OH^- et la formation des CSH sans précipitation de CH. La réaction d'ions de C_3A avec le gypse contribue aussi à cet amortissement et à son maintien. Le béton peut être manié pendant cette phase. Phase III : Période d'accélération. Le dégagement de chaleur reprend et s'accompagne cette fois-ci de la précipitation des CH et de la dissolution de tous les anhydres. Une précipitation de l'ettringite, des CH et des CSH s'en suit. La prise est un résultat de cette précipitation dont la fin correspond au 2nd pic observé. Phase IV : Période de décélération. Le dégagement de chaleur s'affaiblit de nouveau avec une croissance des couches d'hydrates (durcissement) et une dissolution de l'ettringite AFT en AFM. Seule la diffusion à travers les pores de gel et grains dans les produits d'hydratation est déterminante de l'avancement de la réaction. Eventuellement, un autre pic peut avoir lieu suite à l'épuisement du gypse qui décrirait une reprise d'hydratation des C_3S . Phase V: Période de consolidation. La croissance des hydrates n'est plus possible au niveau de la surface des grains (Notion de limite de croissance). L'hydratation est progressivement orientée vers l'intérieur du grain induisant une densification des produits d'hydratation.

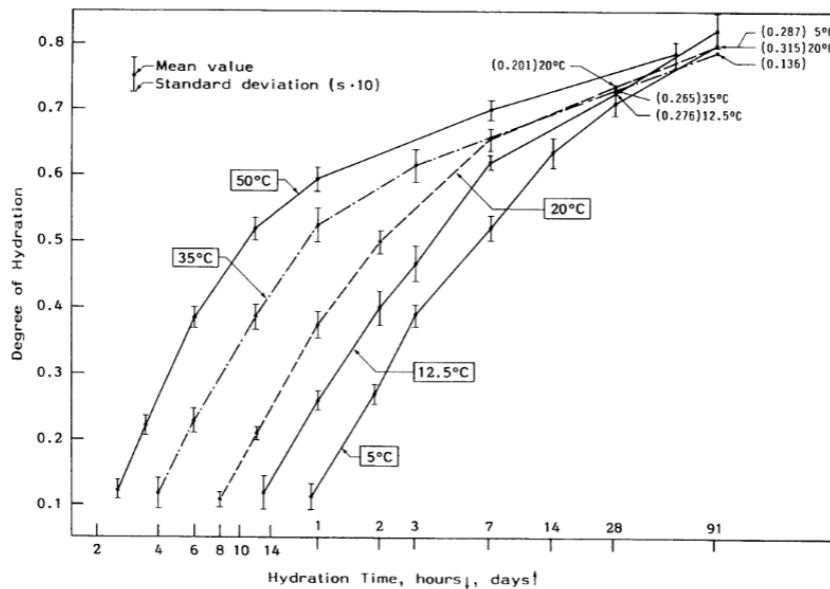


Figure 17. Effet de la température sur l'évolution du taux d'hydratation [Kjellsen et al., 1992]

- **Hypothèses retenues par la suite :** Pour la majorité des structures, le dosage en eau et en ciment et les conditions de cure sont choisis de telle sorte à favoriser l'hydratation à des humidités relatives importantes. Ainsi, seuls les effets de la température et de la composition du béton sur l'hydratation sont considérés par la suite.

2.2.2 Maturité

- **Bases physiques :** La maturité du béton est le processus de percolation des hydrates qui confère à la pâte de ciment et au béton ses propriétés mécaniques à l'état durci (module de Young, résistance à la compression, résistance à la traction, coefficient de Poisson, énergie de fissuration, propriétés viscoélastiques, coefficient de dilatation thermique, etc.). En effet, les propriétés mécaniques du béton au jeune âge n'ont de sens physique qu'à partir du moment où la pâte a suffisamment durci. A cet effet, la percolation, telle que définie dans [Acker, 1988], se manifeste à un seuil d'hydratation où les grains rentrent en contact selon un chemin de percolation assez étendu et enchevêtré pour créer une rigidité mécanique apparente [Torrenti et al., 1992][Torrenti et al., 2005].

- **Dépendances :** La valeur du seuil de percolation dépend en premier lieu du dosage en eau et en ciment définissant la quantité des hydrates formés. Toutefois, en présence de granulat, cette dépendance est moindre suite à la réduction des chemins de percolation (Figure 18 – [Torrenti et al., 2005]). Généralement, la valeur du seuil de percolation du béton varie autour d'un taux d'hydratation de 20 % [Van Breugel, 1991][de Schutter, 1999][Torrenti et al., 2005]. Dépendante du taux d'hydratation, la maturité du béton est aussi sensible aux conditions de cure thermiques et hydriques. En particulier, plus la température de cure est importante, plus rapide est l'évolution des propriétés mécaniques vers celles du béton durci. Aussi, plus faible est l'humidité relative ambiante, moins important est le taux d'hydratation ultime (une fois les réactions d'hydratation interrompues); ce qui induit des propriétés mécaniques réduites à l'état durci par limitation d'hydratation.

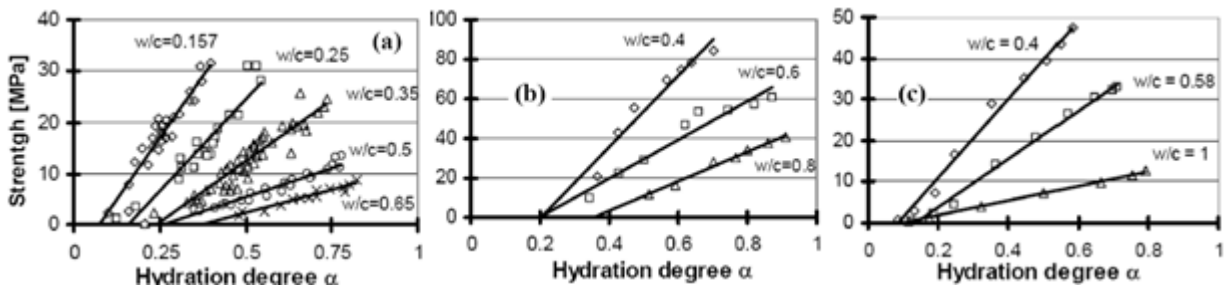


Figure 18. Evolution de la résistance à la compression en fonction du taux d'hydratation et des rapports massiques Eau/Ciment [Torrenti et al., 2005]
(a) pâte de ciment (b) mortier (c) béton

- **Hypothèses retenues par la suite :** S'intéressant au comportement du béton, et au vu des résultats expérimentaux dans la Figure 18c, les hypothèses d'un seuil de percolation constant et indépendant de la composition du béton sont retenues par la suite.

2.2.3 Auto-dessiccation

- **Bases physiques :** Au jeune âge et en absence de flux hydrique externe, l'eau libre dans la porosité se transforme en eau liée chimiquement aux hydrates ; ce qui induit une décroissance de l'humidité relative interne. Il s'agit dans ce cas d'une perte d'eau par auto-dessiccation. La présence de flux hydriques séchant accélère la perte d'eau libre et limite davantage l'avancement de la réaction d'hydratation. Dans le cas des ouvrages massifs, l'effet du séchage sur l'hydratation serait limité à une fine couche de béton en peau du fait de la faible cinétique de transferts hydriques par rapport à ceux thermiques (10^3 à 10^4 fois plus faible [Acker, 2001]). Dans cette zone, les deux phénomènes d'hydratation et de séchage sont fortement couplés. Toutefois, il reste toujours préférable d'empêcher tout flux hydrique sortant du béton voire saturer l'air ambiant pour favoriser l'hydratation et la maturité du béton.
- **Dépendances :** L'auto-dessiccation est thermo-activée. Plus la température est importante, plus la cinétique de consommation d'eau par hydratation [Kjellsen et al., 1992] est rapide. N'ayant pas d'effet notable sur le taux d'hydratation ultime, la température n'aurait pas d'effet sur l'amplitude de l'auto-dessiccation (seulement dépendant du ratio massique Eau/Ciment et de la composition chimique du ciment [Powers et al., 1946]).
- **Hypothèses retenues par la suite :** En accord avec les effets retenus pour décrire la cinétique d'hydratation, seuls les effets de la température (thermo-activation) et de la composition du béton sur la cinétique d'auto-dessiccation sont considérés par la suite.

2.2.4 Dessiccation

- **Bases physiques :** Sur le long terme (béton durci), d'autres processus – physiques cette fois-ci et non chimiques – sont à l'origine de la variation de la teneur en eau dans la porosité du béton [Johannesson, 2002]: Le premier désigne la diffusion (thermo-activée) de la vapeur d'eau – occupant les pores connectés – dans la phase gazeuse constituée par l'air. Cette diffusion dépend notamment du flux hydrique appliqué sur les surfaces libres du béton. Le second décrit la condensation et l'évaporation dans les pores ce qui correspond aux différents changements de phases qui peuvent avoir lieu dans la porosité. Ces phénomènes sont concomitants ; ce qui rend l'interprétation physique des essais de séchage moins évidentes. Il est à noter que la variation de la teneur en eau peut être dans le sens de séchage de la porosité (désorption) ou son humidification (sorption) en fonction du gradient d'humidité relative entre la surface libre du béton et son environnement. En présence de cycle de séchage et d'humidification, un comportement irréversible des transferts hydriques à l'échelle des pores capillaires est observé [Granger, 1995][Johannesson, 2002] accompagné d'un aspect hystérétique (Figure 19).

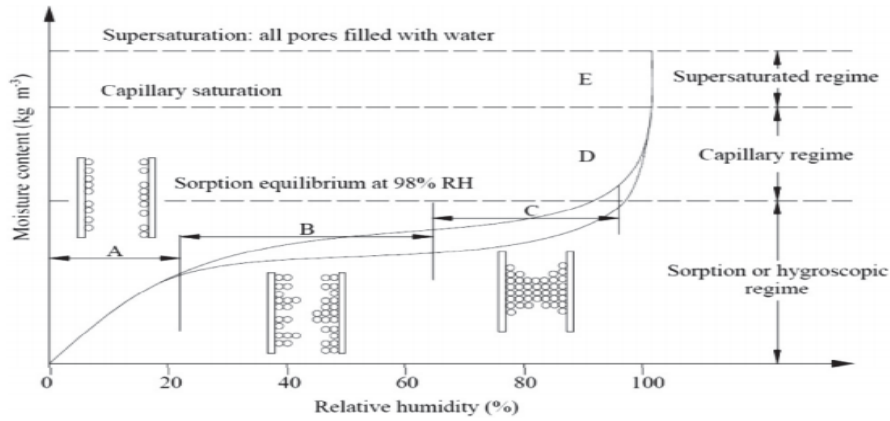


Figure 19. Courbe type de sorption-désorption d'un béton [Issaadi et al., 2015].

A : Monocouche de molécules d'eau adsorbées. B : Multicouche de molécules d'eau adsorbées. C : Couches interconnectées (condensation capillaire interne). D : Eau libre dans les capillaires. E : Régime de saturation parfaite (pores remplis d'eau)

- **Dépendances :** Le phénomène de séchage est thermo-activé. Plus la température est importante, plus la cinétique de diffusion des particules d'eau dans le volume du béton est rapide vers l'extérieur pour le séchage (Figure 20a - [Caré, 2008]) (vers l'intérieur du béton pour l'humidification [Nguyen et al., 2010]). Toutefois, contrairement à l'auto-dessiccation, l'effet de la température sur la perte de masse d'eau sous flux hydriques ne se limite pas à la cinétique mais affecte aussi la diffusivité du milieu. Cette dernière est d'autant plus importante que la température est élevée ce qui mène à des teneurs en eau plus faibles (cas de séchage - Figure 20b).

Cela peut s'expliquer par la diminution de la viscosité de l'eau et par l'augmentation du réseau poreux séchant [Brue, 2011]. Pour les structures massives, le séchage a généralement lieu en présence de chargements mécaniques (de compression type précontrainte ou de traction). Tant que ces contraintes sont inférieures aux limites élastiques, elles n'auraient qu'un faible effet sur les transferts hydriques dans le béton [Lassabatère et al., 1997][Wyrzykowaski et al., 2015][L'Hermite et al., 1968][Tanabe et al., 1993]. En présence de fissuration (notamment de peau) ou d'endommagement généralisé, la diffusivité de l'eau dans le volume est plus importante du fait de l'accroissement du réseau poreux connecté. Quant à l'hystérésis résultante des cycles de séchage et d'humidification, elle dépend, d'une part, du rapport volumique entre l'eau et la vapeur dans la porosité connectée, l'historique de sorption-désorption [Rockland et al., 1986] et de sa température (particulièrement pour des valeurs supérieures à 60°C [Ishida et al., 2007][Daïan, 1988][Poyet, 2009]) et, d'autre part, de la configuration géométrique du réseau poreux (la théorie de l'effet bouteille d'encre - *the ink bottle-neck theory* - Figure 21 - [Kraemer, 1931]). Pour les grands ouvrages, la succession des cycles de séchage et d'humidification n'affecte que le béton en peau et beaucoup moins le comportement hydrique moyen du volume séchant [Granger, 1995][Boucher, 2016][Bouhjiti et al., 2018a].

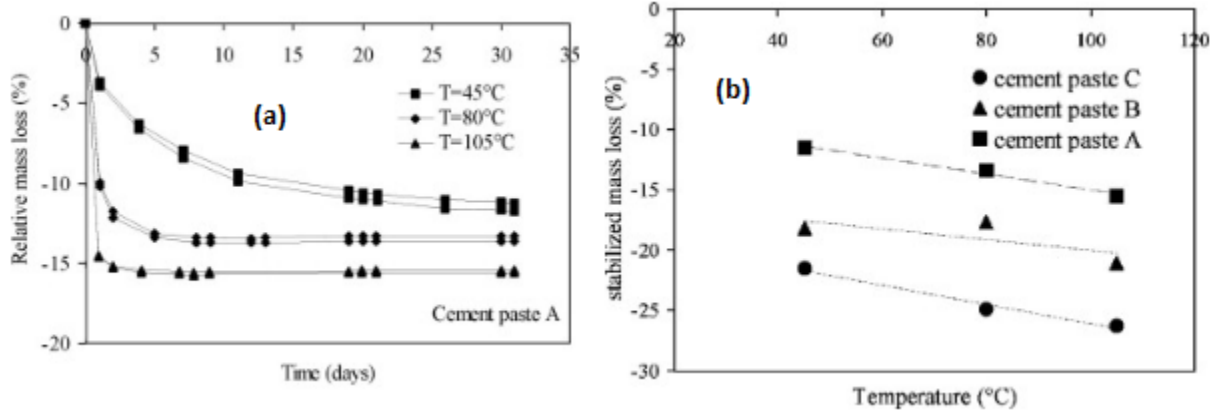


Figure 20. (a) Effet de la température sur la cinétique de séchage ou de perte de masse (b) Effets de la température et du ratio Eau/Ciment sur la perte de masse à l'équilibre hydrique [Caré, 2008]
 A : E/C=0.35 – B : E/C=0.45 – C : E/C=0.60

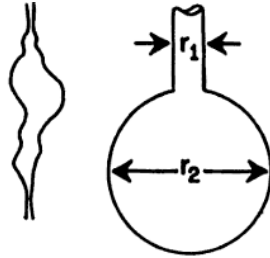


Figure 21. Schématisation de l'effet bouteille d'encre [Kraemer, 1931].

En cas d'adsorption, la condensation a lieu en premier dans l'espace de plus grand rayon r_2 tandis qu'en cas de désorption la condensation se fait au niveau du bouchon de rayon inférieur r_1 . Selon la loi de Kelvin, pour une certaine teneur en eau, la pression est plus importante pendant la sorption que pendant la désorption. Ce qui fait qu'il est plus facile de vider la porosité de son eau que de la remplir.

- **Hypothèses retenues par la suite :** Dans la majorité des cas, l'exposition du béton à des flux hydriques n'est permise que lorsque l'hydratation du béton a suffisamment avancé. C'est d'ailleurs l'un des objectifs de l'application des conditions de cure. Ainsi, l'hydratation et le séchage sont considérés comme deux processus successifs (chaînés). Les effets de température sont retenus et sur la cinétique de séchage (thermo-activation) et sur la diffusivité du béton. Les effets de la fissuration sur la réponse hydrique moyenne sont négligés, d'une part, parce qu'ils sont localisés et n'affecte que le béton à proximité des lèvres de la fissuration et, d'autre part, parce que les conditions hydriques au niveau des fissures (particulièrement celles à faibles ouvertures) sont encore mal connues.

2.2.5 Retraits et fluages

Plusieurs observations démontrent la variation du volume du béton entre les états frais et durci. Ces variations sont le résultat direct de l'hydratation du béton (ciment précisément) et la variation de sa teneur en eau. Dans des conditions endogènes, trois types de retrait sont distingués :

2.2.5.1 Retrait chimique

- **Bases physiques :** Les produits d'hydratation du ciment occupent un volume supérieur à celui de leurs formes anhydres mais inférieur au mélange initial de l'eau et du ciment. Cette diminution du volume est descriptive du retrait chimique (dit aussi retrait de Le Chatelier [Le Chatelier, 1904]) accompagnant la consommation d'eau par hydratation et la densification des hydrates. Pendant les premières heures d'hydratation et tant que le seuil de percolation n'est pas atteint, le retrait endogène (total) est égal à celui chimique. Une fois ce seuil atteint, la structure des hydrates solides s'oppose de plus en plus aux variations volumiques limitant ainsi le retrait apparent (Figure 22). Le retrait chimique suivant l'hydratation se poursuit sans qu'il y ait réarrangement de la structure pour combler les vides créés. Le retrait chimique se traduit alors par l'augmentation de la porosité capillaire [Jensen, 2005] (Figure 23).

- **Dépendances :** L'amplitude du retrait chimique est principalement dépendante de la teneur en eau et en ciment et de la composition chimique du ciment [Powers et al., 1946]. Etant proportionnelle au processus d'hydratation, la cinétique du retrait chimique dépend aussi des conditions hygrothermiques.

- **Hypothèses retenues par la suite :** Etant donné les dépendances communes du retrait chimique et de l'hydratation, le retrait chimique peut être directement défini en fonction du taux d'avancement de la réaction d'hydratation.

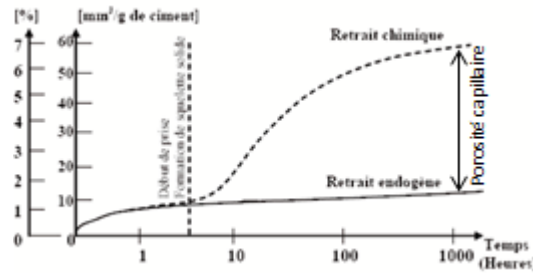


Figure 22. Evolution des retraits chimique et endogène [Jensen, 2005]

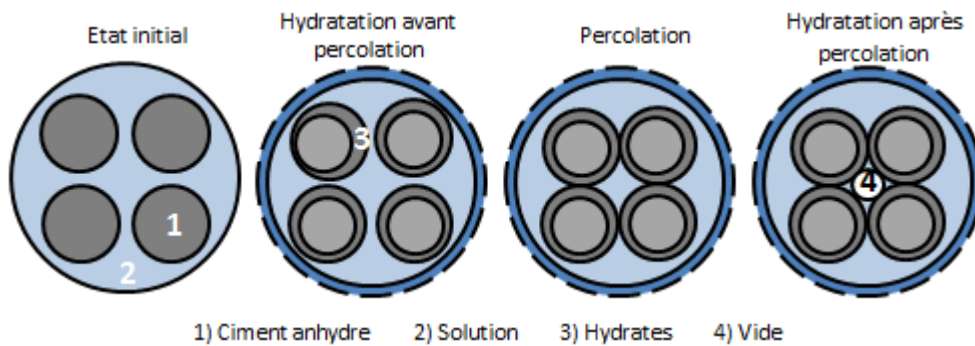


Figure 23. Schématisation du retrait chimique

2.2.5.2 Retrait d'auto-dessiccation

- **Bases physiques :** La poursuite de la réaction d'hydratation induit une consommation continue de l'eau dans les pores capillaires, donc, une réduction progressive de leur humidité relative interne. Et ce même après dépassement du seuil de percolation. Une première conséquence

de cela est la décélération de la cinétique d'hydratation. La deuxième conséquence correspond à un deuxième type de retrait endogène dit d'auto-dessiccation [Persson, 1998][Jensen et al., 2002]. D'un point de vue mécanique, les pressions capillaires dues à la décroissance de l'humidité relative (Lois de Laplace et de Kelvin [3] – Figure 24) dans les pores induisent des efforts de traction sur les ménisques d'eau et, par équilibre mécanique, de compression sur les hydrates entraînant leur contraction. A l'échelle macroscopique, le squelette solide se contracte sous l'effet des contraintes de compression auto-équilibrées pour donner lieu à un retrait apparent par auto-dessiccation¹⁷.

$$P_C = -2 \frac{\gamma}{r} = \frac{\rho_{\text{liq}} RT}{M^{\text{gaz}}} \ln(\text{HR}) \quad [3]$$

P_C la pression capillaire (Pa), γ : la tension superficielle de l'eau $\gamma = 0.0687$ N/m, r : le rayon moyen du ménisque liquide-gaz (m), ρ_{liq} : la masse volumique de l'eau, R : la constante des gaz parfaits $R=8.314$ SI, M^{gaz} : la masse molaire de la phase gazeuse (vapeur d'eau + air), T : La température (°K).

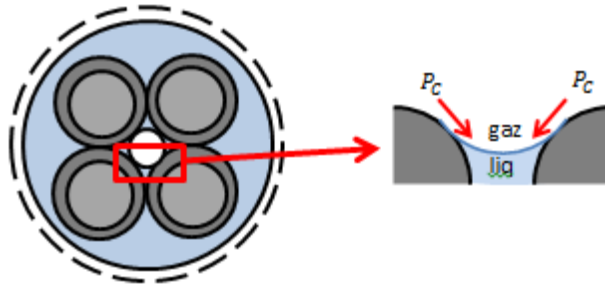


Figure 24. Schématisation des pressions capillaires à l'origine du retrait d'auto-dessiccation

- **Dépendances :** L'amplitude du retrait d'auto-dessiccation et sa cinétique sont directement liés à la réaction d'hydratation. Elles dépendent alors de la composition chimique du ciment, du ratio Eau/Ciment, des conditions hygrothermiques. Particulièrement, les observations expérimentales faites par [Le Chatelier, 1904] mettent en évidence un gonflement et une densification des produits d'hydratation quand leur hydratation et leur maturation se fait dans un milieu saturé (immersion permanente dans l'eau). Ce gonflement¹⁸ est dû à l'absorption d'eau par les pores de gel. Les molécules d'eau agissent contre les forces de cohésion et tendent à éloigner les particules du gel, créant ainsi une pression de compression sur les parois de porosité se manifestant par un gonflement du volume (Effet inverse du retrait par auto-dessiccation).

- **Hypothèses retenues par la suite :** Pour les applications courantes (à l'air libre et non immergé dans l'eau) et en l'absence de facteurs expansifs, les éventuels gonflements peuvent être négligés. Le retrait endogène est, donc, directement lié à la cinétique d'hydratation.

¹⁷ La nuance entre le retrait endogène et le retrait d'auto-dessiccation est rarement faite. En toute rigueur, il faut dire que le retrait endogène est égal au retrait chimique avant que le seuil de percolation soit atteint. Au-delà de ce seuil, le retrait endogène désigne la somme du retrait chimique responsable de la porosité capillaire et du retrait d'auto-dessiccation responsable du retrait volumique apparent [Bouasker, 2007]

¹⁸ Une autre forme de gonflement peut être observée pendant les premières heures d'hydratation pour des bétons dont les ciments ont un caractère expansif. [Neville, 2004] précise que les facteurs expansifs forment de l'ettringite qui gonfle la pâte de ciment avant que des stabilisateurs (laitier de haut fourneau par exemple) réagissent lentement avec les sulfates de calcium pour ainsi arrêter l'expansion. Pour ces types de béton, il se peut que le retrait d'auto-dessiccation se compense par le gonflement ettringitique et qu'au final aucun retrait apparent ne soit observé (d'où leur utilité)

2.2.5.3 Déformation thermique

- **Bases physiques :** La variation de la température au jeune âge s'accompagne par une variation volumique positive (chauffage) en début d'hydratation puis négative (refroidissement) quand sa cinétique s'affaiblit. Une fois l'hydratation achevée, le champ de température dans le volume du béton est surtout dépendant des transferts thermiques avec l'extérieur (thermique linéaire).

- **Dépendances :** L'amplitude de la déformation thermique induite dépend bien évidemment de la quantité de chaleur amenée par l'hydratation, de la température ambiante, des conditions d'échange thermique avec l'environnement (conduction, convection naturelle ou forcée, rayonnement) et du coefficient de dilatation thermique (CDT). Ce dernier est naturellement dépendant de la composition du béton mais surtout du taux d'hydratation et de la teneur en eau :

- [Laplante et al., 1994] ont observé que la valeur du CDT d'un béton frais décroît en fonction de son taux d'hydratation avant de se stabiliser à une valeur constante une fois la percolation établie. Au jeune âge, le CDT dépend de plusieurs facteurs qui se résument à l'avancement de la réaction (CDT du ciment hydraté ~ 11 à $20 \mu\text{m} / \text{m} / ^\circ\text{C}$), la nature des granulats (CDT ~ 5 à $12 \mu\text{m} / \text{m} / ^\circ\text{C}$), le volume de la pâte de ciment, le rapport Eau/Ciment (CDT de l'eau $\sim 260 \mu\text{m} / \text{m} / ^\circ\text{C}$), la composition du ciment, la finesse du ciment et son histoire thermique. En général, les valeurs de CDT varient autour de $20 \mu\text{m} / \text{m} / ^\circ\text{C}$ (voire plus) pour les bétons frais et autour de $10 \mu\text{m} / \text{m} / ^\circ\text{C}$ pour des bétons durcis [Bjontegaard, 1999]. La transition est rapide et s'étend sur quelques heures (temps nécessaire pour que le CDT ne dépende plus du CDT de l'eau mais de celui du réseau poreux percolé).

- La valeur du CDT varie amplement en fonction de la teneur en eau du béton (Figure 25). Les observations expérimentales établies par [Sellevold et al., 2006] mènent à conclure que le CDT décroît en premier lieu suite à la formation du squelette solide (avant seuil de percolation). La poursuite de la consommation d'eau par hydratation et après percolation serait la cause d'une augmentation du CDT. La caractérisation de cette évolution reste toutefois difficile à établir et nécessite une meilleure compréhension des mécanismes physiques et chimiques via plus d'essais expérimentaux à des températures et teneurs en eau contrôlées.

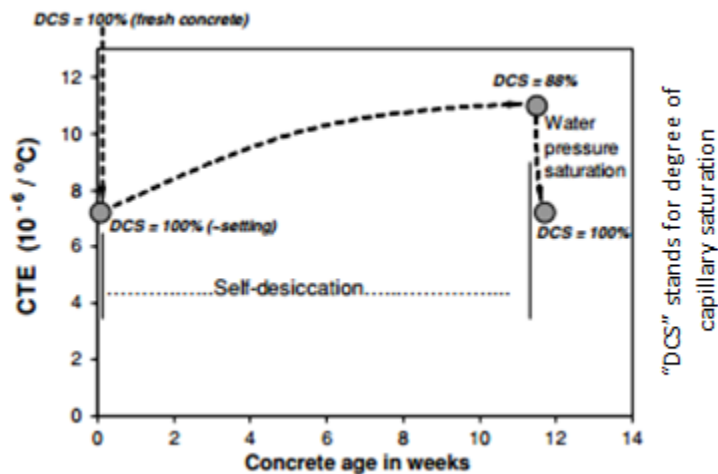


Figure 25. Dépendance du CDT à la teneur en eau [Sellevold et al., 2006]
(CTE : Coefficient of Thermal Expansion)

- **Hypothèses retenues par la suite :** Etant donné la transition rapide du CDT en phase d'hydratation et le manque de données sur son évolution en fonction de l'humidité relative, l'hypothèse d'un CDT constant pendant les phases de jeune âge et long terme est retenue.

Aux retraits précédents, s'ajoutent des déformations induites par des chargements exogènes (séchage, sollicitations mécaniques externes) :

2.2.5.4 Retrait de dessiccation (ou de séchage)

- **Bases physiques :** Le même raisonnement tenu dans le cas du retrait d'auto-dessiccation est applicable pour le retrait de séchage également (ou de dessiccation). La perte d'eau libre dans la porosité réduit l'humidité relative interne ce qui génère des tensions capillaires sur les surfaces des grains hydratés et mène à une contraction volumique macroscopique (Lois de Laplace et de Kelvin [3] – Figure 24). Pour les structures massives, et à cause d'une sensibilité plus importante aux bords aux variations hydriques, ces tensions sont plus importantes en peau qu'au cœur du volume. Ainsi, la rétraction des volumes aux bords est empêchée par le cœur qui est à une humidité relative plus importante. Du fait de ce gradient de retraits, des contraintes de traction se développent en peau et, dans le cas où elles dépassent la résistance à la traction du béton, induisent de la fissuration. Cela va dans le sens d'augmenter la surface des échanges hydriques sans trop affecter le comportement moyen du volume (couplage fort hydro-mécanique limité au béton en peau) [Granger, 1995]. Néanmoins, localement les coefficients d'échange hydriques peuvent être modifiés.
- **Dépendances :** Etant dépendant du champ de teneur en eau dans le volume du béton, le retrait de dessiccation est sensible également au ratio massique de l'eau et du ciment [Bissonnette et al., 1999], aux conditions hygrothermiques appliquées et aux cycles de séchage et d'humidification [Sabri, 1982][Granger, 1995][Hilaire, 2014].
- **Hypothèses retenues par la suite :** Le retrait de dessiccation est défini directement en fonction de la teneur en eau du béton (ou son humidité relative ou taux de saturation). Ainsi, les effets qui affectent ces grandeurs hydriques sont pris en compte lors de la définition du retrait également. Ne disposant pas de données suffisantes au sujet de l'évolution du coefficient d'échange hydrique en fonction de l'état de surface du béton (particulièrement en fonction de sa fissuration), l'hypothèse d'un facteur constant est considérée.

2.2.5.5 Fluage propre et fluage de dessiccation

- **Bases physiques :** Il est important de rappeler que les précédents retraits (endogène et de dessiccation) ne concernent que la pâte de ciment. Ces derniers sont, donc, empêchés partiellement dans le béton à cause de la présence d'agrégat (relativement plus rigide). Cela est à la source de contraintes internes de traction aux interfaces ciment-granulats [Zimmerman et al., 2009][Briffaut et al., 2013]. Aussi faut-il noter que, à cause des gradients de déformation entre le cœur du béton et sa peau (résultat des gradients thermiques en phase d'hydratation et des gradients hydriques de séchage), des contraintes internes plus généralisées peuvent naturellement avoir lieu même si macroscopiquement aucun chargement n'est appliqué (notion d'autocontraintes) [Benboudjema, 2002]. Ces états de contrainte induisent, au-delà de la fissuration de peau mentionnée ci-dessus, un comportement différé du béton : phénomènes de fluage. Ces derniers sont d'autant plus importants que l'amplitude des contraintes appliquées (de nature endogène ou exogène) est élevée. Deux types de fluage sont distingués :

- Fluage propre : Le fluage propre désigne la déformation différée du béton sous contraintes provenant d'un chargement externe et en absence de flux hydriques externes. Plusieurs mécanismes sont proposés pour expliquer les origines du fluage propre :

- [Ulm et al., 1999] proposent que l'évolution des tensions capillaires internes en phase d'hydratation, en plus des chargements externes appliqués, seraient à l'origine du caractère fluant du béton.
- [Ghosh, 1973] propose de considérer l'effet de la pression osmotique due à la création de nouveaux hydrates et la contraction des grains de ciment en cours d'hydratation comme responsable directe des déformations différées sous chargement.
- [Bažant et al., 1989a] proposent de relier la déformation de fluage à l'évolution des propriétés mécaniques du béton et à sa maturité selon la théorie de solidification.
- [Rossi et al., 2012] proposent que le fluage propre est dû à l'accroissement du retrait d'auto-dessiccation sous contraintes.
- [Sellier et al., 2012] estiment que la consolidation couplée à l'accroissement de la microfissuration dans le volume du béton seraient à l'origine du fluage.

Ces formalismes sont tous basés sur l'hypothèse d'un fluage propre causé par le processus d'hydratation, de maturation et de solidification. Toutefois, même à un âge de chargement avancé par rapport à l'hydratation du béton, et même au-delà d'une année, le caractère vieillissant du béton se manifeste toujours, bien que la cinétique de l'évolution des propriétés mécaniques se soit fortement réduite [Granger, 1995][Niyogi et al., 1973]. Par conséquent, des mécanismes additionnels devraient être à l'origine des déformations différées de fluage. Une des théories la plus reprise et adoptée (en plus des interprétations précédentes) est celle de la migration de l'eau se trouvant dans les pores capillaires et inter-feuillets CSH [Lohtia, 1970][Bažant et al., 1997] se manifestant par des glissements des feuillets CSH et par la restructuration de leur arrangement [Vandamme et al., 2009]. Elle permet d'expliquer le fluage propre à court et long termes :

- Sur le court terme, la présence de contraintes internes induit un déséquilibre thermodynamique dans les zones où l'eau est adsorbée (Figure 26a). Afin de retrouver un nouvel équilibre l'eau adsorbée diffuse vers les pores capillaires, où il y a moins de tension, créant ainsi une déformation additionnelle à celle élastique [Bažant et al., 1982][Granger, 1995][Ulm et al., 1998][Benboudjema, 2002][Briffaut, 2010]. Au jeune âge, l'équilibre à établir inclut aussi la variation de la pression capillaire par hydratation et le durcissement de la pâte cimentaire.
- Sur le long terme, le caractère fluant du béton serait associé à la relaxation de contraintes ou micro contraintes dans les zones d'adsorption empêchée [Ruetz, 1968][Bažant et al., 1982][Ulm et al., 1998] (Figure 26b). Le fluage peut s'expliquer ainsi par un glissement des feuillets CSH soumis à une contrainte de cisaillement. Ce glissement permet de soulager les zones de surtension jusqu'à épuisement successif des sites de fluage activés par cette relaxation. Cela explique aussi la décroissance de la cinétique du fluage avec le temps.

L'irréversibilité du fluage propre quant à elle serait due aux dislocations au niveau de l'eau inter-couches CSH d'une part, et d'autre part aux décharges élastiques après microfissurations induisant ainsi des non-linéarités entre contrainte et déformation (au-delà de 50% de la résistance ultime dans le cas d'un chargement en compression [Bažant, 1992]).

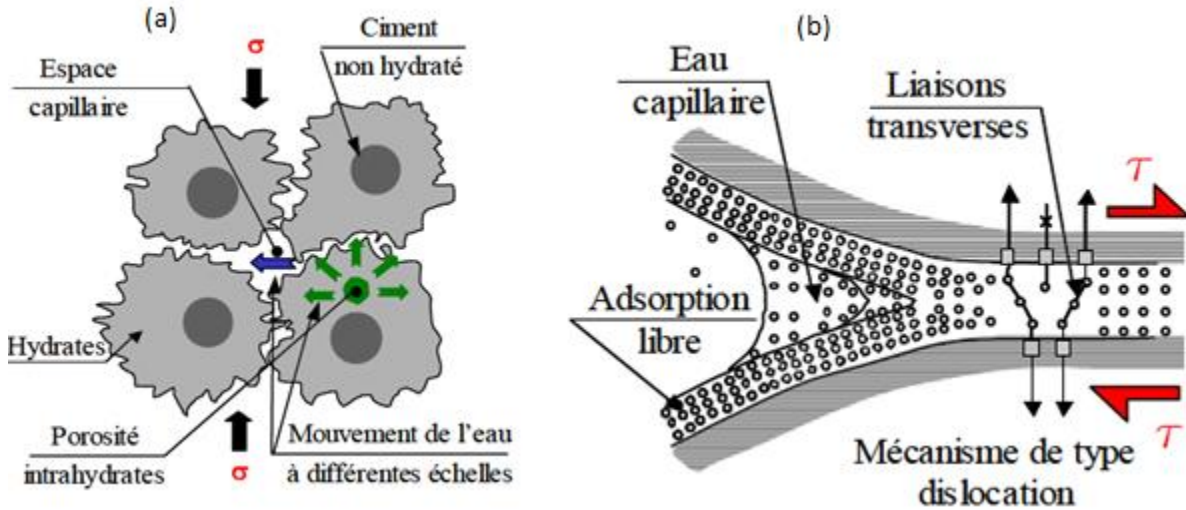


Figure 26. Mécanisme de fluage propre (a) court terme (b) long terme [Benboudjema, 2002]

- **Fluage de dessiccation** : Sous flux hydriques séchant (généralement appliqués à un béton durci), la déformation totale observée du béton est supérieure à la somme de la déformation observée en absence de flux hydrique et de son retrait de dessiccation. Cette part additionnelle de déformation différée correspond au fluage de dessiccation (ou encore à l'effet Pickett [Pickett, 1942]). Les mécanismes à l'origine du fluage de dessiccation restent complexes et difficiles à interpréter du fait de leur concomitance. D'après l'analyse menée par [Bažant et al., 1985], le premier facteur responsable du fluage de dessiccation serait le retrait induit par les contraintes développées dans les zones de diffusion microscopique des molécules d'eau (Figure 27) (éventuelle rupture des liaisons entre CSH accélérée par le séchage) [Rossi et al., 2012], suivi du caractère adoucissant post-fissuration (au niveau de la microfissuration intrinsèque dans le béton par déformations empêchées) et son caractère irréversible après décharge [Wittmann et al., 1980] puis finalement la poursuite du gain de rigidité dans le temps (par hydratation et densification des grains de ciment). Le fluage de dessiccation et le retrait de dessiccation partageraient alors le même mécanisme dominant à l'origine : mouvement inter-feuillets CSH dû aux contraintes de séchage. Toutefois, leur caractère réversible n'est pas le même. En effet, si la linéarité entre retrait de séchage et teneur en eau est admise, elle l'est moins dans le cas du fluage de dessiccation et dépend fortement de la cinétique de séchage [Day et al., 1983]. Le caractère irréversible du fluage de dessiccation semblerait aussi être plus important comparé à celui du retrait de dessiccation [Gamble et al., 1978].

• **Dépendances** : Plusieurs facteurs influent sur le comportement fluant du béton :

- Le niveau de contrainte : La déformation de fluage est d'autant plus importante que la contrainte appliquée est grande [Neville, 2000][Mazzotti et al., 2001][Granger, 1995][Benboudjema, 2002].

- Le type de chargement (compression vs. traction) : Une dissymétrie de fluage peut être obtenue entre les fluages en compression et en traction (Figure 28 - [Hilaire, 2004]). Il semblerait qu'en conditions endogènes, le fluage propre en compression est très supérieur à celui en traction [Rossi et al., 2012][Ranaivomanana et al., 2013]. En conditions immergées (béton saturé), l'amplitude de fluage, à contrainte égale, ne semble pas dépendre du sens de chargement [Brook et al., 1977]. Admettant la symétrie des mécanismes de migration d'eau entre les feuillets CSH en

traction et compression, il s'avère difficile de trouver un consensus sur les origines de telle dissymétrie. Cet aspect n'est que très rarement traité dans la littérature.

- L'âge de chargement : L'hydratation du béton et sa maturité induisent une rigidification de la matrice cimentaire et par suite une diminution de ses propriétés visqueuses. En effet la déformation du squelette due à la diffusion ou micro diffusion des molécules d'eau est d'autant plus faible que la pâte de ciment a gagné en rigidité [De Schutter, 1999][Bažant, 1988][Niyogi et al., 1973].

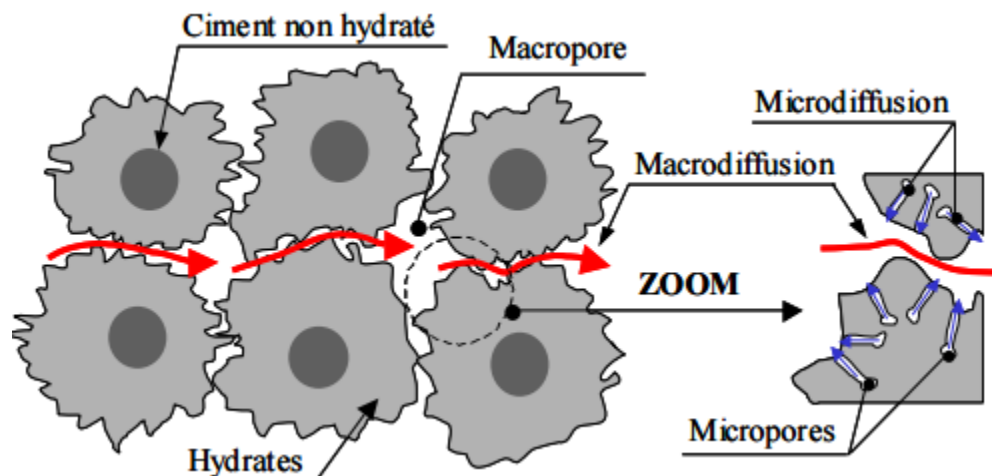


Figure 27. Mécanisme de fluage de dessiccation [Benboudjema, 2002]

- La température : La cinétique de séchage est accélérée par l'augmentation de la température [Bažant, 1972][Day et al., 1983]. A court terme, cette thermo-activation est liée à la micro-diffusion des particules d'eau dans les couches adsorbées vers les zones libres [Bažant, 1972]. Sur le long terme, la thermo-activation serait plutôt associée au réarrangement de la nanostructure de la pâte de ciment [Klug et al., 1969][Jennings, 2004].

- L'humidité relative interne : L'eau est un facteur important dans la cinétique de fluage. Au-delà du fait que le séchage est responsable d'une déformation additionnelle de fluage (de dessiccation – effet Pickett), il affecte également l'amplitude du fluage propre. La diminution de la quantité d'eau dans la pâte de ciment induirait, d'une part, une rigidité intrinsèque plus importante des gels d'hydrates (moins affaiblis par l'eau), et d'autre part, une viscosité apparente plus importante [Wittmann, 1973][Benboudjema, 2002][Hilaire, 2014]. Par conséquent, un béton sec (humidité relative nulle dans les capillaires) ne flue quasiment pas [Pihlajavaara, 1974][Acker, 1988].

- Les cycles de séchage-humidification : Les essais de fluage sous des cycles de séchage et d'humidification ne sont pas très nombreux. Dans [Cagnon et al., 2015], il est montré que le fluage de dessiccation est largement plus important en phase de séchage qu'en phase d'humidification [Benboudjema, 2002]. Ces résultats s'opposent à ceux mis en évidence dans [Bažant et al., 1985] où l'amplitude de fluage est considérée indépendante de la direction du flux hydrique. Encore une fois, les origines de telle différence, si existante, reste à identifier. Toutefois, il semblerait d'ores et déjà que les éventuelles ruptures des liaisons entre CSH, associées à la théorie de migration d'eau, diffèrent entre les phases de séchage et d'humidification (une des raisons possibles est que le processus de diffusion est dépendant du sens des échanges hydriques).

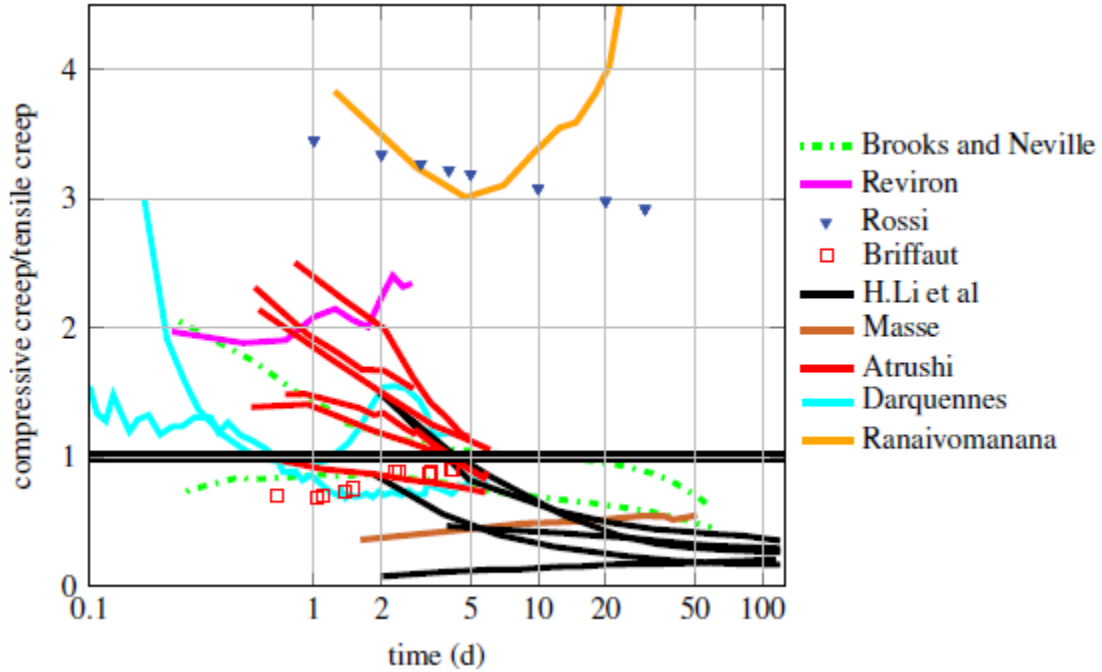


Figure 28. Evolution du ratio des déformations de fluage propre en compression sur celles en traction [Hilaire, 2014]

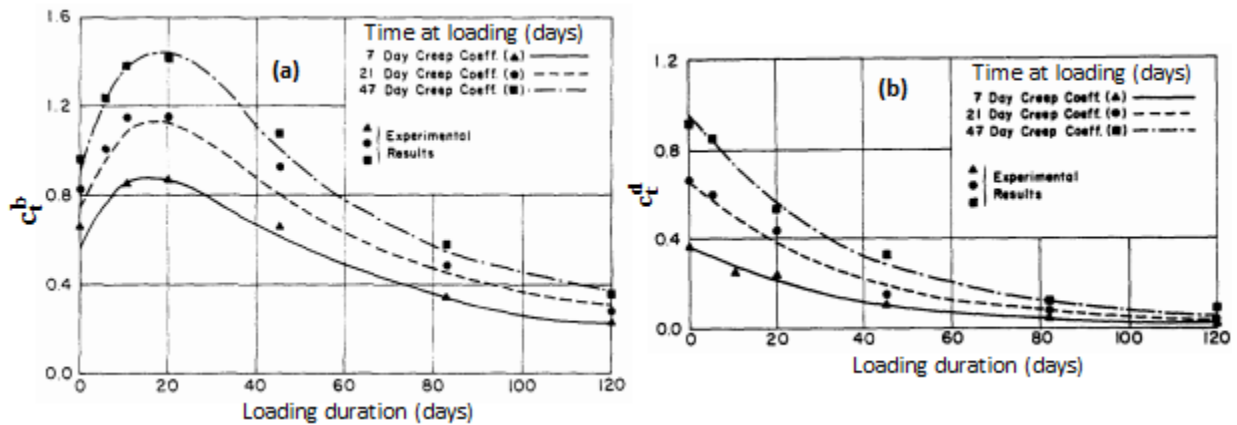


Figure 29. L'évolution des coefficients de fluage $c_t^{ct} = \frac{\epsilon_c^{ct}}{\epsilon_{elas}^{ct}}$ dans le temps [Niyogi et al., 1973]
 $E/C=0.9$ – Compression : 10-15 MPa (a) basic creep (c) drying creep (RH: 50%)

- **Hypothèses retenues par la suite :** Sont considérés les effets de la composition du béton, les effets de maturation, d'humidité relative, de température et de contrainte sur les fluages du béton. Par contre, en l'absence de consensus sur les effets du type de chargement sur la cinétique de fluage, l'hypothèse d'un fluage symétrique en compression et en traction est retenue.

2.2.6 Autres phénomènes

Le vieillissement du béton et sa dégradation peuvent être causé par d'autres phénomènes :

- Les éventuelles réactions chimiques pathologiques pouvant avoir lieu sur le long terme comme la Réaction-Alcali-Granulat (RAG) [Poyet et al., 2006][Poyet et al., 2007], la carbonatation

[Martin et al., 2018], la Réaction Sulfatique Interne (RSI) [Khelil, 2014] et la lixiviation [de Larrard et al. 2010a]. Dans ce travail, ces phénomènes ne sont pas considérés. L'hypothèse d'un béton chimiquement stable dès que l'hydratation s'achève est faite.

- Phénomènes liés à des conditions d'exploitation particulièrement extrêmes. Le lecteur est référé au projet MACENA¹⁹ visant à identifier, entre autres, l'effet de la haute température (supérieure à 60°C) sur les propriétés mécaniques [Chhun, 2015], viscoélastiques [Cagnon, 2015] et de transfert du béton [Kallel, 2016][El Dandachy, 2016]. Ces effets ne sont pas considérés dans ce travail où le béton est soumis à des conditions d'exploitation usuelles (température inférieure à 50°C et fluage principalement en compression [Boucher, 2016][Bouhjiti et al., 2018a]).

2.3 Effet des phénomènes de vieillissement sur la tenue des ouvrages de confinement

De par sa nature poreuse et son potentiel de fissuration, le béton ne peut pas assurer une étanchéité absolue pour les ouvrages de confinement. La notion d'étanchéité est donc relative à l'utilisation que l'on fait d'un ouvrage sans que cela signifie absence de fuite. Une fois la tenue mécanique démontrée (non ruine sous charges mécaniques de dimensionnement), il faut donc fixer des seuils de taux de fuite admissibles globaux (concernant tout l'ouvrage) ou locaux (concernant une partie de l'ouvrage) afin d'apprécier la qualité des ouvrages à remplir leur double rôle de structure porteuse et d'enveloppe étanche. Dans le cas sensible des enceintes de confinement, c'est un critère global qui est retenu pour leur mise et leur maintien en service : le taux de fuite par jour de la masse totale du gaz (air sec) contenu dans l'enceinte ne doit pas dépasser 1.5 % pour une surpression allant jusqu'à 0.52 MPa (valeur absolue) [IRSN, 2013]; et ce à tout moment de l'exploitation. Le vieillissement du béton n'est naturellement pas sans effet sur le respect de ce critère.

2.3.1 Effet sur la tenue mécanique

La tenue mécanique des ouvrages qualifie leur aptitude à résister à des scénarii accidentels de combinaison de sollicitations données (surpression, explosion, séisme, etc.). Pour le cas de l'enceinte de confinement, et dans ce travail, la tenue mécanique est évaluée, dans un cadre statique, par rapport à une surpression interne équivalente à 5.2 fois la pression atmosphérique. Cette dernière est représentative d'un accident par perte de réfrigérant primaire APRP [IRSN, 2013] (comme précisé en introduction 1.2.2).

Le séchage du béton et son fluage sous les efforts de précontrainte induisent des retraites et déformations de contraction réduisant la tension dans les câbles de précontrainte. Cela va dans le sens de réduire les efforts de compression dans le volume et d'augmenter le risque de fissuration en phase de surpression. Aussi, faudra-t-il noter que ces valeurs de dimensionnement de précontrainte ne sont pas vérifiées dans toute la structure où, par zone, il peut exister des effets structuraux qui limitent l'efficacité de la précontrainte (effet de bridages, fortes pertes instantanées par effet de frottement en courbe, concentration de contraintes de traction au niveau de singularités

¹⁹ Maitrise du confinement d'une enceinte en accident (MACENA). L'Agence Nationale de la Recherche. N° de convention : 11-RSNR-0012. Partenaires : 3SR Grenoble (coordinateur), CEA, IFSTTAR, IPRA Pau, LMDC Toulouse, CERIB, EDF R&D, NECS et OXAND.

géométriques, présence de fissures avant la mise en service, etc.). Il est donc admis que, même si le dimensionnement est bien mené en phase de conception, la réponse de la structure après mise en service peut s'avérer différente de celle attendue (plus ou moins de pertes de précontrainte, de fluage ou de retrait en fonction des propriétés réelles du béton sur site et des différents effets structuraux difficilement quantifiables *a priori*). D'où l'importance des opérations d'auscultation de manière continue et de l'utilisation de clones numériques afin de simuler le comportement réel des ouvrages et prévoir l'effet de leur vieillissement sur leur réponse de manière fiable [Boucher, 2016][Bouhjiti et al., 2018a].

Sans trop s'attarder sur ce sujet de tenue mécanique sous chargement APRP – qui est généralement vérifié et le moins contraignant en terme de durée de vie des enceintes de confinement –, il est important de souligner que la fissuration localisée est admissible d'un point de vue mécanique car elle ne pourra pas, à elle seule, mener à la ruine du système. La ruine est généralement atteinte dans des conditions accidentelles hors dimensionnement (Projet MAEVA [Granger et al., 1997][Granger et al., 2001a][Granger et al., 2001b]). Le plus important est donc d'évaluer l'effet de la fissuration localisée qu'elle soit de jeune âge (avant mise en service) ou de service (en phase de pressurisation) sur la tenue fonctionnelle de l'ouvrage.

2.3.2 Effet sur la tenue fonctionnelle (étanchéité)

La tenue fonctionnelle d'étanchéité des ouvrages est leur aptitude à respecter les critères globaux ou locaux de fuite à un fluide sous pression. Dans le cas où l'étanchéité est assurée par le béton, trois modes d'écoulement sont distingués [Mivelaz, 1996].

2.3.2.1 Ecoulement à travers la masse du béton

Etant un matériau poreux, l'écoulement à travers la masse de béton est un mode de fuite inhérent et généralisé à toute la structure. Dans ce travail, il est surtout question de perméabilité à l'air sec. Cette dernière ne dépend pas simplement de la portion de vide dans le volume (indice de vide) mais aussi de la structure du réseau poreux (en termes de distribution de pores, connectivité et tortuosité caractéristiques [Edward, 1990]), de son état hydrique [Van Genuchten, 1980] et de son état mécanique [Picandet, 2001][Choinska, 2007] :

- **Dépendance à la structure du réseau poreux** : Il est important de souligner que la mesure de la perméabilité du béton est caractéristique de l'écoulement à travers son réseau poreux connecté et de ses propriétés. Particulièrement, plus ce réseau est fin, plus la perméabilité apparente à travers la masse est dépendante de la pression d'écoulement. C'est l'effet Klinkenberg dans le cas d'un écoulement laminaire [Klinkenberg, 1941]²⁰. Il est utile de rappeler que l'écoulement laminaire d'un gaz en milieux poreux est visqueux tant que la porosité parcourue a des dimensions supérieures au libre parcours moyen des molécules de gaz (distance moyenne parcourue par deux molécules de gaz avant collision). Dans le cas d'une porosité fine (diamètre proche du libre parcours moyen)²¹, un deuxième type d'écoulement par glissement vient s'ajouter

20 Voir l'effet Forchheimer's pour les régimes turbulents [Forchheimer 1901]

21 A pression et température ambiantes l'air a un libre parcours moyen de 93 nm. La porosité du béton peut avoir des dimensions plus petites.

au premier. Ce dernier est lié au phénomène de non-adhérence du gaz au contact des parois capillaires. La démonstration dans le cas d'un écoulement le long d'un tube parfaitement cylindrique est simple et repose sur les équations de Navier-Stokes (cas d'un écoulement visqueux) couplées à la théorie de Kundt et Warburg (cas d'un écoulement visqueux et par glissement) [Picandet, 2001][Choinska, 2007]. Dans le cas du béton, la démonstration analytique est moins évidente (sauf si suffisamment d'informations relatives à la distribution des pores et de leurs tailles sont accessibles [Khaddour et al., 2018]). L'approche proposée par [Klinkenberg, 1941] permet alors d'identifier cette dépendance en établissant une série de mesures de perméabilité à des pressions différentes (Figure 30).

- Dépendance à l'état hydrique:** Plusieurs observations expérimentales mettent en évidence la dépendance de la perméabilité au gaz à la teneur en eau [Van Genuchten, 1980][Savage et al., 1997][Parker et al., 1987][Verdier, 2001]. Particulièrement, la perméabilité à l'air sec serait nulle si toute la porosité était remplie d'eau (état saturé) et serait maximale pour une porosité sèche (Figure 31a). Dans le cas des ouvrages vieillissant sous flux hydriques, le phénomène de séchage réduit le taux de saturation du volume dans le temps, ce qui résulte en une augmentation de la perméabilité à l'air du milieu. Bien que cet aspect ne soit généralement pas considéré, il semblerait que l'effet Klinkenberg soit également affecté par le taux de saturation du milieu. D'après les résultats dans [Abbas et al., 1999] (Figure 31b), la contribution de l'écoulement par glissement à l'écoulement global est d'autant plus importante que la porosité s'assèche. Cela s'explique par le fait que, pendant le séchage, les pores de plus grandes dimensions sont les premiers à être vidés de leur eau. La finesse du réseau poreux accessible à l'air est, donc, de plus en plus importante avec le séchage. Ainsi, l'effet Klinkenberg est plus important pour des bétons secs que pour des bétons saturés.

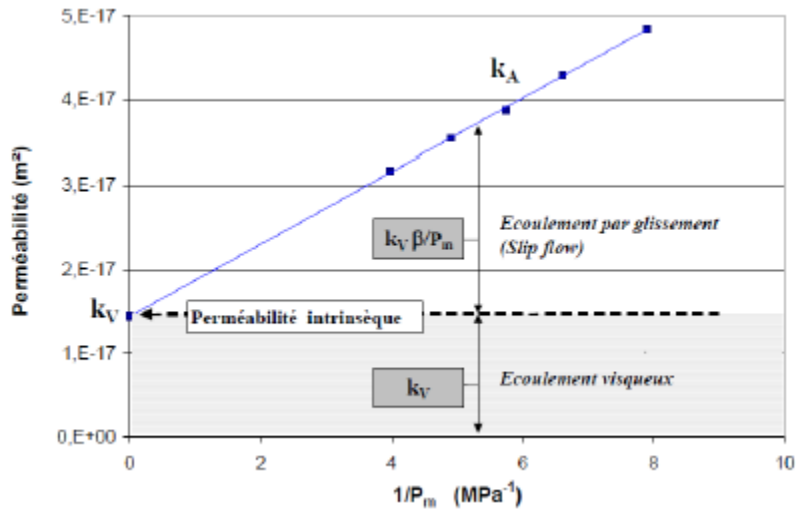


Figure 30. Schématisation de l'effet Klinkenberg [Picandet, 2001]

La perméabilité apparente k_A vs. l'inverse de la pression moyenne dans le volume P_m : $k_A = k_V(1 + \beta_{Klin}/P_m)$. La perméabilité intrinsèque k_V (indépendante de la pression et représentative d'un écoulement visqueux) se définit pour une pression moyenne P_m infinie.

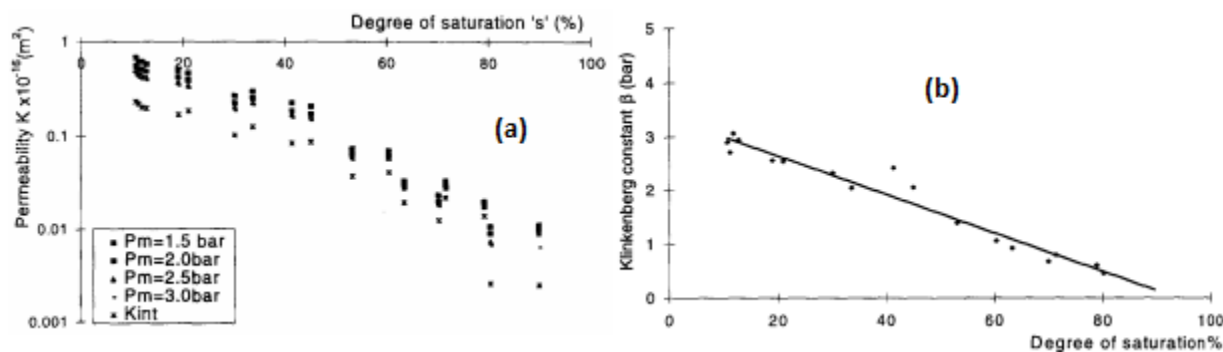


Figure 31. Effet du taux de saturation sur (a) la perméabilité intrinsèque (b) le coefficient de Klinkenberg [Abbas et al., 1999]

- Dépendance à l'état mécanique :** Pour que l'écoulement ait toujours lieu dans la masse du béton, il faut que la dégradation du matériau en termes d'endommagement soit diffuse et généralisée. Cela serait descriptif d'un réseau de microfissures généralisées dans la pâte de ciment résultant d'un chargement extérieur de faible amplitude [Picandet et al., 2001], des gradients d'autocontraintes et de déformations empêchées à l'interface pâte de ciment-agrégats lors de la thermo-hydratation [Briffaut et al., 2013] ou du séchage [Burlion et al., 2003][El Dandachy, 2016][Zimmerman et al., 2009]. Quelle que soit l'origine de cet endommagement diffus, sa présence augmente la taille et la connectivité du réseau poreux et, par conséquent, sa perméabilité. En supposant que l'endommagement diffus en traction et celui en compression affectent de la même manière la perméabilité du béton, [Picandet et al., 2001] ont montré – à travers des essais de compression sur éprouvette – une augmentation de 1000 % de la perméabilité résiduelle (après décharge) à un niveau d'endommagement diffus de 15 % (Figure 32a). [Choinska et al., 2007a] ont relevé que cet effet est d'autant plus important en phase de chargement qu'en décharge : A 15 % d'endommagement (essai de compression sur éprouvette), la perméabilité est 240 % plus importante en résiduel et est 470 % plus importante en phase de chargement (Figure 32b). En résiduel, les résultats précédents diffèrent car les montages expérimentaux n'étaient pas identiques. Pour [Picandet et al., 2001], la mesure ne concernait que la partie centrale de l'éprouvette susceptible de s'endommager ; ce qui justifie d'ailleurs l'important accroissement accompagnant l'évolution de l'endommagement. Cependant, dans [Choinska et al., 2007a], la mesure de perméabilité a concerné toute l'éprouvette (c'est-à-dire zone endommagée et béton autour moins endommagé) ; d'où l'identification d'une plus faible valeur de perméabilité à travers le volume. Dans ce sens, et d'un point de vue quantitatif, les résultats rapportés par [Picandet et al., 2001] seraient plus représentatifs du comportement de la zone dont l'endommagement est diffus.

Pour les structures précontraintes, il est théoriquement possible d'avoir un endommagement du béton lors de la mise en tension des câbles. Toutefois, à des niveaux de chargement ne dépassant pas les 30 % de la résistance à la compression, le béton demeure essentiellement dans sa phase élastique et cela n'a quasiment pas d'effet sur la perméabilité du volume [Hoseini et al., 2009]. En l'absence de mesures de perméabilité sur éprouvette postérieures à un fluage long terme, aucune appréciation ne peut être faite sur les effets du fluage en compression sur la perméabilité du béton. Il semblerait, toutefois, et en se basant sur des tests menés sur des grès [Peng et al., 2016] que le fluage a initialement tendance à diminuer la perméabilité du volume du fait de la compaction de sa microstructure, suivi d'une étape de fluage où la perméabilité est stable voire sensiblement croissante ce qui reflèterait la recouvrance d'anciennes ou la création de nouvelles microfissures, Ensuite la perméabilité affiche une croissance notable associée à la dilatance du volume de béton et à l'accroissement du réseau de microfissuration (étape précédant le fluage tertiaire), et finalement

une dernière phase où les microfissures se rejoignent pour localiser et donner lieu à une macrofissuration et à une perméabilité exponentiellement croissante. Dans le cas des enceintes, il est impossible d'atteindre le fluage tertiaire en compression. En traction, les résultats expérimentaux sont rarissimes aussi. Dans [El Dandachy, 2016][El Dandachy et al., 2017a], il est montré qu'a priori la perméabilité du béton n'est pas affectée par un fluage en traction court terme (14 jours) à 30 % de la résistance à la traction. Cette conclusion suffira pour ce travail puisqu'en phase d'exploitation les efforts de traction (si existants) sont appliqués sur une durée relativement courte (~heures) ; la réponse structurelle en phase de pressurisation reste principalement élastique [Bouhjiti et al., 2018a][Boucher, 2016].

- **Dépendance à la température** : La perméabilité intrinsèque du béton et l'effet Klinkenberg sont aussi affectés par la variation de température [El Dandachy, 2016][Verdier, 2001][Gawin et al., 1999] (Figure 33). Particulièrement à haute température, et suite à l'endommagement thermique résultant, l'accroissement de la perméabilité serait de nature exponentielle. Toutefois, ces aspects ne sont pas considérés dans ce travail où les transferts d'air sec à travers le volume du béton se font à température ambiante et constante (20°C). Ces questions sont cruciales pour établir la transposition entre les conditions d'essais de pressurisation (simulation dégradée d'un APRP : Surpression à l'air sec de 0,42 MPa à température ambiante) et les réelles propriétés de transfert lors d'un réel APRP (Surpression à l'air-vapeur de 0,42 MPa à température avoisinant les 140°C) [Billard, 2003][Lagcha, 2006].

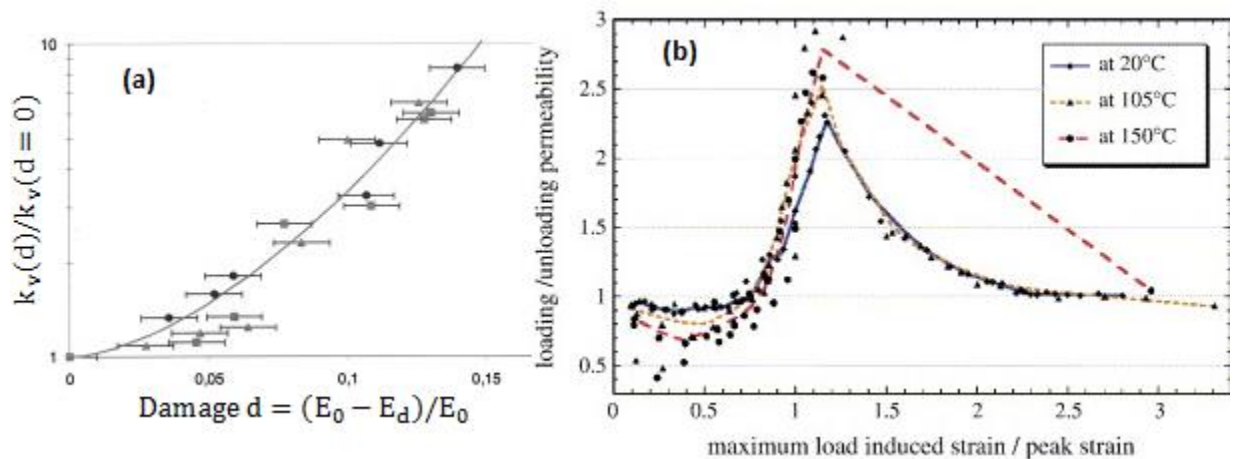


Figure 32. Effet de l'endommagement diffus sur la perméabilité intrinsèque du béton
 (a) Perméabilité résiduelle du béton endommagé (normalisée par rapport à la perméabilité initiale avant endommagement) vs. valeur d'endommagement définie par la réduction de la rigidité globale [Picandet et al., 2007] (b) Ratio de la perméabilité sous chargement par rapport à celle résiduelle vs. déformation appliquée normalisée par rapport au seuil d'endommagement [Choinska et al., 2007a]

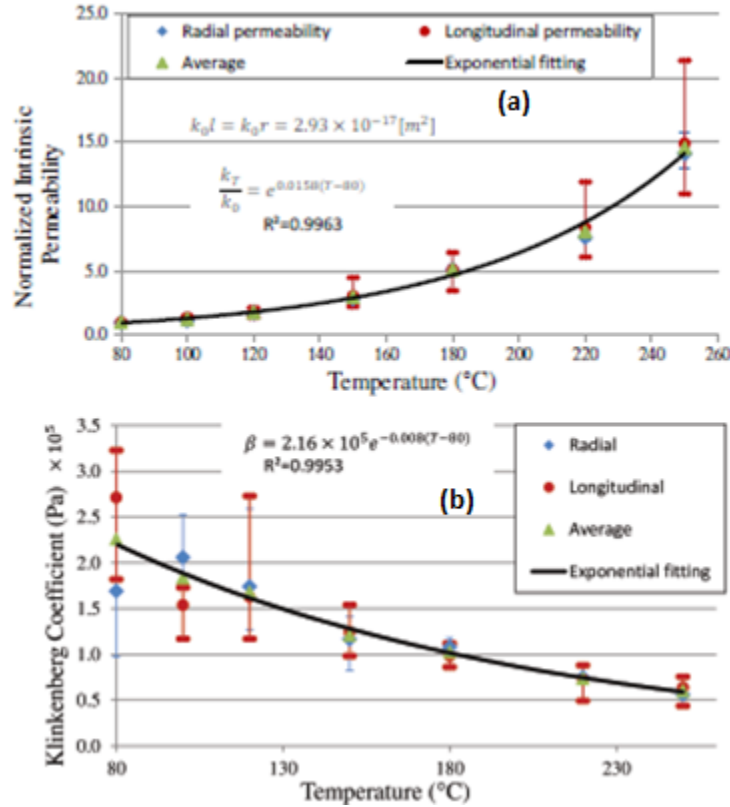


Figure 33. Effet de la température sur (a) la perméabilité intrinsèque du béton et (b) l'effet Klinkenberg [El Dandachy et al., 2017a]

2.3.2.2 Ecoulement à travers les fissures

Il est important de souligner qu'en termes d'étanchéité, les fissures les plus critiques sont celles traversant le volume. Elles sont ensuite suivies de fissures non-traversantes induisant une réduction locale de l'épaisseur du mur dont l'étanchéité de masse reste déterminante [Mivelaz, 1996] (il faut noter toutefois que, pour une épaisseur plus petite, les gradients de pression sont plus importants ce qui augmente la vitesse d'écoulement). Les fissures non-traversantes peuvent aussi avoir autant d'influence que celles traversantes si elles permettent des connexions à d'autres chemins préférentiels de fuite. Dans ce travail, trois types de fissuration sont distingués :

- **Fissures de jeune âge :** Le risque de fissuration au jeune âge est d'autant plus important que la structure est massive et que les amplitudes des retraits thermique et d'auto-dessiccation sont importantes [Conceição et al., 2014][Briffaut et al., 2011]. En phase de thermo-hydratation, l'élévation de température est relativement courte (quelques heures) induisant une dilatation globale du volume. La phase de refroidissement, par contre, s'étale sur plusieurs jours et engendre une contraction du volume. Cette dernière a lieu à un moment où le béton est beaucoup moins déformable que pendant la phase de dilatation. Par conséquent, le cœur du béton se trouve en traction à l'état refroidi (Figure 34a&b). En fonction de l'amplitude du pic thermique, des propriétés mécaniques et du caractère fluant du béton, cet état de contrainte peut induire de la fissuration traversante même si le retrait de l'élément massif est libre. Bien évidemment, le risque de fissuration devient plus important dans le cas où les retraits (thermique ou d'auto-dessiccation) sont en plus empêchés à l'échelle structurelle [Briffaut et al., 2013] (Figure 34c).

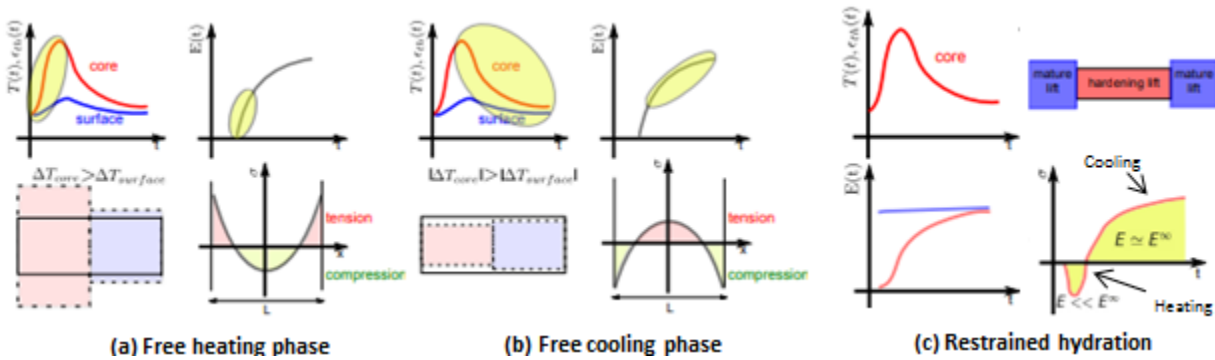


Figure 34. Profils de contrainte en phase d'hydratation [Hilaire, 2014]

(a) Phase de chauffage et de dilatation libre. Le cœur du béton est en compression tandis que les bords sont en traction (b) Phase de refroidissement et de contraction libre : Le cœur du béton est en traction tandis que les bords sont comprimés (c) Dilatation et contraction empêchées

- Fissures de service :** Par fissures de service, il est entendu celles qui apparaissent après durcissement du béton et pendant la phase opérationnelle de la structure. Il existe, d'une part, les éventuelles fissurations causées par la mise en tension des câbles de précontrainte ; particulièrement à la proximité des zones d'ancrage, zones de bridage et singularités géométriques où des contraintes de traction peuvent se développer. D'autre part, il existe les fissures dues au retrait de dessiccation. Ces dernières correspondent généralement à une microfissuration répartie dans le volume (comme pour le cas du retrait d'auto-dessiccation) [Burlion et al., 2003][El Dandachy, 2016][Zimmerman et al., 2009]. Toutefois, au fur et à mesure que le cœur du béton sèche et se contracte, des contraintes de traction peuvent éventuellement apparaître dans le volume et induire de la fissuration traversante (Figure 35). Ce cas est extrême car, pour les structures massives et dans les conditions d'exploitation usuelles, il est difficile pour le séchage d'atteindre le cœur du volume de manière considérable (le séchage est un processus très lent) [Mivelaz, 1996]. Ce qui est plus courant, par contre, c'est d'avoir de la fissuration de peau (aussitôt en traction quand le flux hydrique est appliqué) [Rossi, 1988][Roelfstra, 1989][Granger, 1995][Benboudjema, 2002].

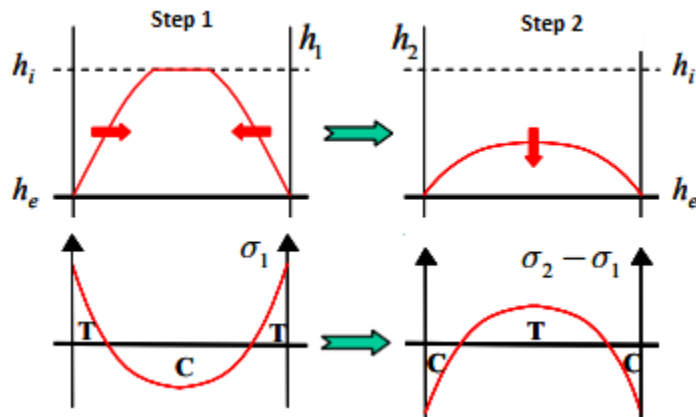


Figure 35. Evolution du profil de contrainte en fonction du séchage [Benboudjema, 2002].

Etat de référence : le béton au bords a séché tandis que le cœur du béton n'a pas encore atteint l'équilibre hydrique. Ainsi, les bords sont en traction et le cœur comprimé. Plus le cœur sèche, plus le profil de contrainte s'inverse avec l'apparition de contraintes de traction au cœur du volume.

- **Fissures accidentelles** : Dans cette catégorie, il est possible d'inclure toute fissuration hors cadre opérationnel normal. Pour les enceintes de confinement, et relativement au contexte du présent travail, c'est le cas des fissures en phase de surpression.

Pour ces fissures (de jeune âge, de service ou accidentelles), le mode d'écoulement est différent du cas précédent (écoulement dans la masse). Particulièrement, la perméabilité à travers les macrofissures est largement supérieure à celle à travers la porosité du volume [Poiseuille, 1840]. Elle est donc plus critique vis-à-vis de l'étanchéité globale des ouvrages de confinement (Figure 11c). Il est aussi important de souligner que l'effet Klinkenberg n'existe pas (l'écoulement est purement visqueux). Cependant, il existe bien un effet de la géométrie, de la rugosité et de la tortuosité de la fissure traversante sur le débit résultant [Picandet et al., 2009][Rastiello et al., 2015].

Dans les ouvrages précontraints, du fait du vieillissement du béton, la perte de précontrainte est croissante dans le temps. Donc, sous la même charge de surpression, les fissures existantes voient leurs ouvertures et le flux résultant s'accroître dans le temps également. Le risque de dépassement des critères réglementaires étant de plus en plus important, des travaux de réparation sont requis afin de soulager la structure de l'excédent de débit.

2.3.2.3 Ecoulement à travers des singularités structurelles

La fuite à travers des joints de reprise de bétonnage (Figure 11a) et d'autres points singuliers (Figure 11b) est loin d'être négligeable. L'origine de ces défauts est directement liée à la qualité de mise en œuvre du béton. Par exemple, sachant que les armatures sont souvent plus denses près des joints de reprise de bétonnage (Figure 11c) et des zones géométriques singulières (Figure 11d), il existe un risque important d'avoir des zones de forte porosité (et ce même après injection des joints). Généralement, ces fuites sont difficiles à prendre en compte dans l'appréciation de la qualité de l'ouvrage dès la phase de conception. Elles sont observées et quantifiées après sa construction et sa mise en service ce qui requiert des travaux de réparation étanchéifiant a posteriori [Mivelaz, 1996]. Les effets du vieillissement (séchage, fluage, endommagement, etc.) sur ces modes de fuite singuliers sont rarement étudiés. Les questions en suspens concernent :

- La contribution de l'endommagement de jeune âge et long terme à la perméabilité des reprises de bétonnage et des défauts géométriques initiaux en fonction de la précontrainte et des efforts de pressurisation.
- L'évolution de la teneur en eau dans les lignes de porosité et son impact sur la perméabilité au gaz.

Ces points ne seront que partiellement traités par la suite car ils restent annexes à la thématique principale de la thèse.

2.4 Stratégie de modélisation THM-F

Vu les différents phénomènes intervenant pendant la durée de vie de l'ouvrage, une analyse Thermo-Hydro-Mécanique(-Fuite) est nécessaire pour caractériser le comportement du béton dans les grandes structures de confinement. Cela peut se faire d'une manière fortement couplée en considérant tous les effets (Figure 36a) :

- L'effet de la variation thermique sur les réponses hydrique et mécanique et sur les propriétés de transfert (perméabilité)
- L'effet de la variation hydrique sur les réponses thermique et mécanique et sur la perméabilité
- L'effet de la réponse mécanique sur les réponses thermique et hydrique et sur la perméabilité
- L'effet de l'écoulement des fluides à travers le volume du béton sur ses réponses thermique, hydrique et mécanique.

La description de tels problèmes est généralement basée sur la théorie des milieux poreux éventuellement non saturés où les équations de conservation de masse (des différentes phases) et d'énergie sont résolues de manière simultanée [Coussy, 1991][Coussy et al., 1998][Khalili et al., 2003][Rutqvist et al., 2002][Tong et al., 2010][Mounajed et al., 2004][Dal Pont et al., 2007]. Cependant, en l'absence de changement de phases dans le volume et dans le cadre des chargements THM usuels, certaines hypothèses supplémentaires peuvent être formulées afin de réduire le niveau de couplage, limiter le nombre de paramètres à identifier et faciliter la résolution du problème THM (Figure 36b). Pour les bétons dans les structures massives, ces hypothèses sont les suivantes :

- **Au jeune âge :** Selon les hypothèses retenues dans 2.2.1 et 2.2.4, un chainage Thermo-Hydrique suffit pour décrire les comportements thermique et hydrique au jeune âge. Ensuite, il faut souligner que les effets du comportement thermo-hydrique sur la réponse mécanique (en termes de déformations et retraits) sont beaucoup plus importants que ceux de l'état de contrainte et d'éventuel endommagement sur la réponse thermo-hydriques (2.2.4). Finalement, un chainage THM est considéré [Conceição et al., 2014][Briffaut et al., 2011][Buffo-Lacarrière et al., 2014].
- **Phase long terme :** Pour cette phase, l'hydratation du béton est considérée achevée. Un calcul thermique linéaire suffit pour décrire le comportement thermique du béton. En négligeant les effets des variations hydriques et mécaniques sur les propriétés thermiques, les chainages TM [Özdemir et al., 2008] et TH [Caré, 2008] restent adaptés. Comme pour la partie thermique, l'effet de l'état de contrainte et de l'endommagement sur la réponse hydrique peut être négligé en faveur d'un chainage HM [Wittmann, 1973]. Donc, un chainage THM pour le comportement long terme serait satisfaisant également [Boucher, 2016][Bouhjiti et al., 2018a][Asali et al., 2016][Benboudjema et al., 2002][Foucault et al., 2012][Le Pape et al., 2003]. Finalement, et en dernière étape, l'estimation de la perméabilité et le calcul de fuite peuvent être menés en fonction des réponses hydro-mécaniques (considérées indépendantes des propriétés de transfert). Pour les ouvrages de confinement, il est alors question d'un chainage (ou faible couplage) THM-F (-F pour Fuite) comme illustré dans la Figure 36b.

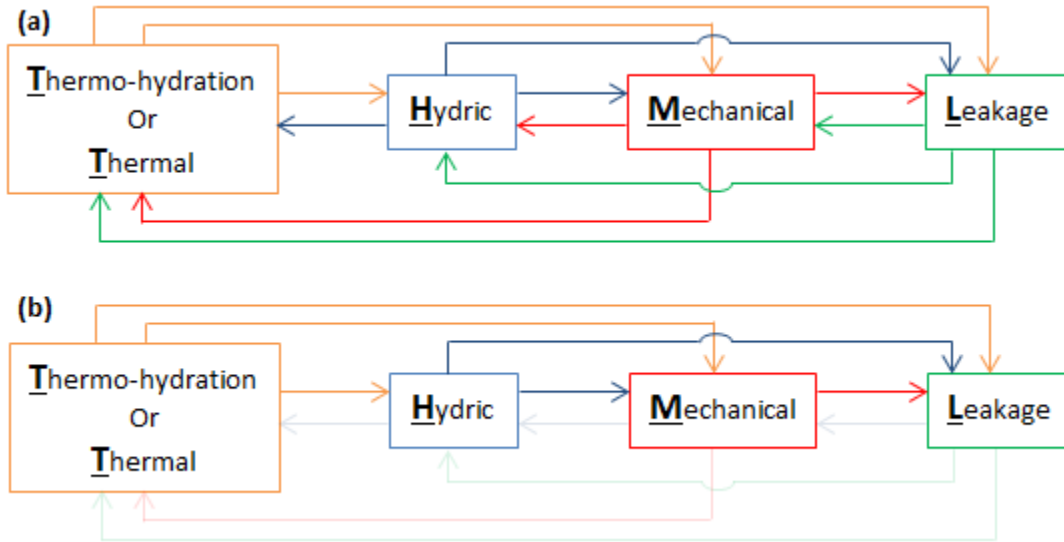


Figure 36. Modélisation THM-F (a) fortement couplée (b) faiblement couplée ou chaînée

2.4.1 Modélisation du comportement thermique (THM-F)

A l'échelle des composants, l'hydratation du ciment est non-homogène en termes de cinétique, de quantité de chaleur dégagée, de quantité d'eau consommée et de thermo-activation [Arrhenius, 1915] (Figure 37 – Table 2).

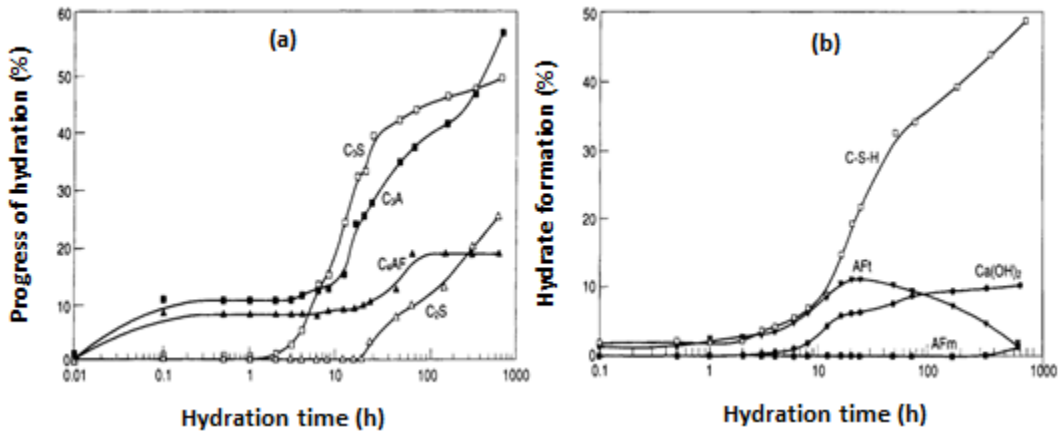


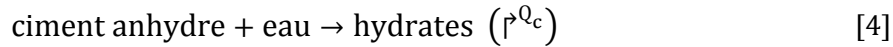
Figure 37. Evolution du taux d'hydratation (a) par hydrate et (b) par composant majeur pour un rapport E/C=40% [Lea, 1988]

Une description microscopique de l'hydratation nécessiterait, alors, une connaissance préalable de sa composition chimique et des propriétés de chacune de ses phases (du moins celles majeures). Même si de telles approches existent [Bentz, 2005][Guidoum, 1994][Park et al., 2005], elles présentent l'inconvénient principal de nécessiter des résolutions comparables à l'échelle des grains. Cela est faisable pour des échelles centimétriques ou décimétriques mais, compte tenu des puissances de calculs actuelles, est difficilement applicable à l'échelle structurale (métrique à décimétrique).

Table 2. Chaleur d'hydratation Q_X (kJ/g), % massique C_{bw} (%) d'eau liée chimiquement (en % de la masse de ciment), énergie d'activation $E_{a,X}^{th}$ (kJ/mol) par phase majeure du ciment Portland

X	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	Référence
Q _X (kJ/g)	0.51	0.25	1.35	0.43	[Taylor, 1997]
	0.51	0.26	1.10	0.41	[Waller, 1999]
	0.50	0.26	0.87	0.42	[Schindler et al., 2005]
C _{bw} (%)	21	24	40	37	[Granger, 1995]
	19	16	67	21	[Powers et al., 1946]
E _{a,X} th (kJ/mol)	49.88	24.94	54.04	24.94	[Kishi et al., 1994]

Il est préférable, dans ce cas, d'opter pour des formalismes plutôt macroscopiques que microscopiques où le béton (pâte de ciment s'hydratant et granulats) est vu comme un matériau homogène équivalent de propriétés de transferts thermiques moyennes [4].



De façon générale, l'équation descriptive des transferts thermiques est l'équation de la chaleur (écrite sous sa forme générale dans [5]):

$$\dot{\beta}(T) - \nabla \cdot (\lambda_c \nabla T) = Q \quad [5]$$

T la température inconnue du problème thermique (°K), $\beta(T) = \int_{T_0}^T \rho_c C_c^p(r) dr$ l'enthalpie thermique du béton (J/m³), $\dot{\beta}(T) = \frac{d\beta(T)}{dt}$ sa dérivée par rapport au temps (J/m³/s), ρ_c la densité du béton (kg/m³), C_c^p la capacité thermique du béton (J/kg/°K), λ_c la thermique du béton (J/s/m/°K), Q un terme source de chaleur (J/m³/s).

Au jeune âge, le terme source Q est non nul et est représentatif de la distribution (temporelle) du dégagement de chaleur pendant l'hydratation. Cette dernière est thermo-activée et est directement liée à la cinétique d'hydratation [Ulm et al., 1998][6] :

$$Q(\alpha, T(t)) = Q_\infty \dot{\alpha}(t, T_{ref}^{th}) e^{-\frac{E_a^{th}}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}^{th}} \right)} \quad [6]$$

Q_∞ la chaleur d'hydratation volumique cumulée jusqu'à la fin d'hydratation (J/m³), $\dot{\alpha}(t, T_{ref}^{th}) = \frac{d\alpha}{dt} |_{T=T_{ref}^{th}}$ la cinétique d'hydratation (/s) à une température de référence donnée T_{ref}^{th} , $\alpha = \frac{\xi}{\xi_\infty}$ le taux d'avancement global de la réaction d'hydratation, ξ_∞ le taux d'hydratation ultime, E_a^{th} l'énergie d'activation apparente associée au processus d'hydratation (J/mol), R la constante universelle des gaz parfaits (8.314 J/°K/mol).

2.4.1.1 Effets de l'hydratation et de la température sur les propriétés thermiques

- **Capacité et conductivité thermiques :** Pendant l'hydratation, le changement des propriétés thermiques du béton est principalement dû à la transformation de l'eau libre en eau liée chimiquement. Cela induit une réduction globale de la conductivité et capacité thermiques du béton. En absence de série de mesures au jeune âge, les formules suivantes peuvent être utilisées afin de définir l'évolution des propriétés en fonction du taux d'hydratation (à température constante - Table 3):

Table 3. Formules théoriques ou empiriques de l'évolution des capacité et conductivité thermiques du béton au jeune âge (adaptés pour le béton en ciment CEM I et pour des ratios Eau/Ciment entre 0,3 et 0,5)

Conductivité thermique (J/s/m/°K) $\lambda_c = \begin{cases} \lambda_{fc}; & \alpha = 0 \\ \lambda_{hc}; & \alpha = 1 \end{cases}$	[Faria et al., 2006]	$(1.33 - 0.33 \alpha \zeta_\infty) \lambda_{hc}$
	[Choktaweekarn et al., 2009] (loi des mélanges) ²²	$\lambda_{hc} + \frac{c_0}{\rho_c} (k_{bw} \lambda_w + 0.39) \zeta_\infty (1 - \alpha)$
Capacité thermique (J/kg/°K) $C_c^p = \begin{cases} C_{fc}^p; & \alpha = 0 \\ C_{hc}^p; & \alpha = 1 \end{cases}$	[Bentz, 2007]	$C_{hc}^p \frac{(1 - 0.26 (1 - e^{-2.9 \zeta_\infty \alpha}))}{(1 - 0.26 (1 - e^{-2.9 \zeta_\infty}))}$
	[Lura et al., 2001] (loi des mélanges)	$C_{hc}^p + (1 - \alpha) k'_{bw} \frac{c_0}{\rho_c} \zeta_\infty C_w^p$

$\lambda_{fc}, \lambda_{hc}$ les conductivités thermiques du béton frais et durci respectivement, $k_{bw} = 0.201 p_{C_3S} + 0.179 p_{C_2S} + 0.737 p_{C_3A} + 0.238 p_{C_4AF}$, λ_w la conductivité thermique de l'eau (0.59 J/s/m/°K). C_{fc}^p, C_{hc}^p les capacités thermiques du béton frais et durci respectivement, C_w^p la capacité thermique de l'eau (4186 J/kg/°K), $k'_{bw} = 0.187 p_{C_3S} + 0.158 p_{C_2S} + 0.665 p_{C_3A} + 0.213 p_{C_4AF}$, c_0/ρ_c la teneur en ciment du béton (~10-15 % pour les bétons standards), ζ_∞ le taux d'hydratation ultime (Table 4). p_X les teneurs massiques du ciment en phase X. X étant de l'alite C_3S , la bélite C_2S , l'aluminate de calcium C_3A et la célite C_4AF .

D'autre part, [Morabito, 2001] avait mis en évidence une faible évolution linéaire des capacité et conductivité thermiques du béton durci en fonction de la température. Cette dernière est principalement dépendante de la nature des granulats utilisés (Table 5):

Table 4. Estimation du taux d'hydratation ultime pour les ciments CEM I

Taux d'hydratation ultime ζ_∞	[Powers et al., 1946]	$\min\left(\frac{1}{0.43} \frac{E}{C}; 1\right)$
	[Waller, 1999]	$1 - e^{-3.3 \frac{E}{C}}$
	[Mills, 1966]	$\frac{1.031 \frac{E}{C}}{0.194 + \frac{E}{C}}$
	[Lin et al., 2009]	$\min\left(\frac{\max\left(\frac{1}{9.33 \left(\frac{FB}{100}\right)^{-2.82} + 0.38}; 1.05\right) \frac{E}{C} e^{-0.00003 \frac{(T-293)^2}{ T-293 }}}{\max\left(\frac{FB-220}{1.656 (FB-220) + 147.78}; 0.21\right) + \frac{E}{C}}; \frac{E}{0.43 C}\right)$

$\frac{E}{C}$ Le ratio massique Eau/Ciment, FB la finesse de Blaine [NF EN 196-6] (m²/kg) (généralement entre 270 et 500 m²/kg), T la température de cure (°K).

²² $\lambda_c = p_g \lambda_g + p_{fw} \lambda_{fw} + p_{hc} \lambda_{hc} + p_{uc} \lambda_{uc}$ avec $p_g, p_{fw}, p_{hc}, p_{uc}$ la teneur massique du béton en agrégat, en eau libre, en ciment hydraté et en ciment anhydre respectivement. λ_x les conductivités thermiques des mêmes phases. Par définition : $p_{hc} = \alpha \zeta_\infty \frac{c_0}{\rho_c}$, $p_{uc} = (1 - \alpha \zeta_\infty) \frac{c_0}{\rho_c}$. Selon le modèle de [Powers et al., 1946] : $p_{fw} = \frac{w_0}{\rho_c} - \frac{c_0 v_c}{\rho_c v_w} (0.649 p_{C_3S} + 0.578 p_{C_2S} + 2.380 p_{C_3A} + 0.768 p_{C_4AF}) \zeta_\infty \alpha$. En regroupant les termes : $\lambda_c = \lambda_{fc} - \left(\frac{v_c}{v_w} (0.649 p_{C_3S} + 0.578 p_{C_2S} + 2.380 p_{C_3A} + 0.768 p_{C_4AF}) \lambda_{fw} + \lambda_{uc} - \lambda_{hc}\right) \frac{c_0}{\rho_c} \zeta_\infty \alpha$. $\frac{v_c}{v_w} = 0.31$, $\lambda_{uc} = 1.55$ J/s/m/°K, $\lambda_{hc} = 1.16$ J/s/m/°K.

Table 5. Evolution des propriétés thermiques d'un béton durci en fonction de la température (Température entre 10° et 70°C)

Conductivité thermique λ_{hc}	[Morabito, 2001]	$\lambda_{hc}(T) = \left(1 + \alpha_{\lambda}(T - T_{ref}^{th})\right) \lambda_{hc}(T_{ref}^{th})$
Capacité thermique C_{hc}^p		$C_{hc}^p(T) = \left(1 + \alpha_{C^p}(T - T_{ref}^{th})\right) C_{hc}^p(T_{ref}^{th})$

Avec $\alpha_{C^p} = \begin{cases} 0.0016 & \text{agrégats calcaires} \\ 0.0007 & \text{agrégats siliceux} \end{cases}$, $\alpha_{\lambda} = \begin{cases} -0.0015 & \text{agrégats calcaires} \\ -0.0006 & \text{agrégats siliceux} \end{cases}$. Application numérique : $10^{\circ}\text{C} \leq T \leq 70^{\circ}\text{C} \rightarrow 0.92 \leq \frac{\lambda_{hc}(T)}{\lambda_{hc}(20^{\circ}\text{C})} \leq 1.03$ and $0.97 \leq \frac{C_{hc}^p(T)}{C_{hc}^p(20^{\circ}\text{C})} \leq 1.08$.

- **Energie d'activation :** Les observations expérimentales de la dépendance de l'énergie d'activation au taux d'hydratation paraissent contradictoires. Selon les approches d'identification (théoriques ou expérimentales), cette dernière apparaît constante [Kishi et al., 1994][Schindler, 2005], croissante [Van Breugel, 1991] ou décroissante [Kjellsen et al., 1992] (Table 6). D'un point de vue conceptuel, il semble raisonnable de penser que l'apport d'énergie nécessaire à la poursuite de l'hydratation est croissant (plus la réaction avance, plus il est difficile d'hydrater le cœur des grains du ciment). Dans ce sens, les observations de [Kjellsen et al., 1992] sont surprenantes. Pour l'effet thermique, les observations établies sont plus cohérentes pointant une décroissance de l'énergie d'activation avec l'augmentation de la température.

Table 6. Estimation de l'énergie d'activation associée à l'hydratation des ciments CEM I

Energie d'activation E_a^{th} (kJ/mol)	[Kishi et al., 1994] (loi des mélanges)	$49.884 p_{C_3S} + 24.942 p_{C_2S} + 54.041 p_{C_3A} + 24.942 p_{C_4AF}$
	[Schindler et al., 2005]	$22.1 p_{C_3A}^{0.3} p_{C_4AF}^{0.3} FB^{0.35}$
	[Van Breugel, 1991]	$67 \zeta e^{-(2.52 \cdot 10^{-11} p_{C_3S}^{6.15} + 0.025 T^{1.5})} + 0.33 p_{C_3S} + 30$
	[Hansen et al., 1977]	$\begin{matrix} 33.5 & T > 20^{\circ}\text{C} \\ 33.5 + 1.47(20 - T) & T < 20^{\circ}\text{C} \end{matrix}$
	[Jonasson, 1994]	$47.4 \left(\frac{30}{T + 10}\right)^{0.45}$

$\frac{E}{C}$ Le ratio massique Eau/Ciment, FB la finesse de Blaine [NF EN 196-6] (m²/kg) (généralement entre 270 et 500 m²/kg), T la température de cure (°K).

2.4.1.2 Conditions aux bords et échanges thermiques

L'unicité de la solution de l'équation de la chaleur [5] est conditionnée par la définition des conditions aux bords. Les situations suivantes sont distinguées :

- **Conditions de type Dirichlet :** quand la température est imposée sur un bord du domaine Γ .
- **Conditions de type Neumann :** quand un flux (normal) est appliqué sur un bord libre Γ . Ce flux peut correspondre à un échange convectif [Zhu, 2014], à un échange par rayonnement [Riding, 2002] ou à une combinaison des deux [Tatin, 2014] entre la surface libre du béton et l'environnement ambiant. Ces échanges dépendent fortement de l'âge du béton [Lee et al., 2009], de l'humidité relative ambiante, de la vitesse du vent [Zhu, 2014][Briffaut, 2010], de la présence de couches protectrices [Zhu, 2014]. Cela rend l'identification des coefficients d'échange sur site relativement complexe. Ainsi, un coefficient d'échange constant $h_{eq,th}$ est souvent utilisé [Staquet, 2004][Zreiki, 2009][Briffaut, 2010] représentatif des échanges convectifs et par rayonnement [7].

$$-\vec{q} \cdot \vec{n} = \frac{1}{\frac{1}{h_{eq,th}} + \sum \frac{e_{cp}}{\lambda_{cp}}} (T - T_{ext}) \quad [7]$$

$h_{eq,th}$ un coefficient d'échange variant autour de $10 \text{ J/m}^2/\text{s}/^\circ\text{K}$, e_{cp} , λ_{cp} l'épaisseur et la conductivité thermique d'une couche protectrice donnée (m).

Il est important de souligner que les échanges convectifs sont naturellement mieux représentatifs des échanges sur site. Donc, c'est ce mode qui est retenu dans ce travail.

2.4.2 Modélisation du comportement hydrique (THM-F)

2.4.2.1 Jeune âge

Au jeune âge et dans des conditions endogènes, la variation de la teneur en eau dans le béton est principalement due à la consommation d'eau par hydratation. Pour décrire l'évolution de la quantité d'eau libre dans le volume s'hydratant, il suffit de quantifier la quantité d'eau liée chimiquement au fur et à mesure que l'hydratation avance. Cela peut se faire grâce au modèle de [Powers et al., 1946][8] :

$$C_{fw}(\alpha) = C_{fw,0} - c_0 v_c (0.649 p_{C_3S} + 0.578 p_{C_2S} + 2.380 p_{C_3A} + 0.768 p_{C_4AF}) \zeta_\infty \alpha \quad [8]$$

C_{fw} le volume d'eau évaporable ou non liée chimiquement (litre/m^3), $C_{fw,0}$ le volume d'eau initial dans le mélange (litre/m^3), c_0 la masse de ciment dans le mélange (kg/m^3), v_c le volume massique du ciment ($0.31 \text{ litre}/\text{kg}$).

L'évolution du taux de saturation est aussi quantifiable [9] :

$$S_r(\alpha) = \frac{C_{fw}(\alpha)}{\varphi_v} \quad [9]$$

$$\varphi_v = C_{fw,0} - c_0 v_c (0.446 p_{C_3S} + 0.350 p_{C_2S} + 1.519 p_{C_3A} + 0.481 p_{C_4AF}) \zeta_\infty \alpha - \varphi_{ES}$$

φ_v le volume des vides accessible à l'eau libre (litre/m^3), φ_{ES} le retrait volumique endogène exprimé aussi en litre/m^3 .

Conformément à l'hypothèse d'une hydratation sans échange hydrique, l'état de saturation initial avant exposition à tout flux hydrique s'écrit :

$$S_r(\alpha = 1) = \frac{C_{fw,0} - c_0 v_c (0.649 p_{C_3S} + 0.578 p_{C_2S} + 2.380 p_{C_3A} + 0.768 p_{C_4AF}) \zeta_\infty}{C_{fw,0} - c_0 v_c (0.446 p_{C_3S} + 0.350 p_{C_2S} + 1.519 p_{C_3A} + 0.481 p_{C_4AF}) \zeta_\infty - \varphi_{ES}} \quad [10]$$

2.4.2.2 Long terme

La modélisation du processus de diffusion hydrique dans le volume du béton durci peut être faite de deux manières différentes :

- **De l'approche multiphasique à celle monophasique:** L'approche multiphasique consiste à résoudre les équations de conservation de masse en optant pour un découplage (pas de diffusion d'une phase dans l'autre [11] [Coussy 1991]) ou un couplage entre les phases (diffusion de la phase liquide dans la phase vapeur [12] [Johannesson, 2002][Jensen et al., 2015]).

$$\frac{\partial C_{fw}}{\partial t} - \text{div} \left(D_{e,v} \overrightarrow{\text{grad}}(HR) \right) = 0 \quad [11]$$

$$D_{e,v} = \rho_e^2 \frac{RT}{M_a} \frac{1}{HR} \kappa_e + \rho_v p_v^s \kappa_v$$

C_{fw} la teneur en eau du volume considéré, $D_{e,v}$ le coefficient de diffusivité de la phase fluide (eau + vapeur), κ_i le coefficient de diffusivité relatif à la phase i dans les autres phases ($\text{kg}/\text{m}^2/\text{s}^{-1}$), HR l'humidité relative, p_v^s la pression saturante, ρ_i la densité de phase i .

$$\frac{\partial C_{fw}}{\partial t} - \text{div} \left(D_e \overrightarrow{\text{grad}}(HR) \right) - m_{e \rightarrow v} = 0 \quad \frac{\partial C_v}{\partial t} - \text{div} \left(D_v \overrightarrow{\text{grad}}(HR) \right) + m_{e \rightarrow v} = 0 \quad [12]$$

$$D_e = \rho_e^2 \frac{RT}{M_a} \frac{1}{HR} \kappa_e \quad D_s = \frac{D_v^0 K_v(a)}{1 + K_e(a) C_e^2} p_v^s \quad m_{e \rightarrow v} = R(C_v, C_{fw})(C_{fw}^{eq} - C_{fw})^n$$

a un paramètre descriptif de la distribution des pores, $R(C_v, C_{fw})$ le taux (rapport) d'échange entre phase liquide et gazeuse, C_{fw}^{eq} la teneur en eau à l'équilibre entre phases, D_v^0 le coefficient de diffusion de la vapeur dans l'air (m^2/s), $K_v(a)$, $K_e(a)$ des constantes liées à la distribution de la porosité (m^3/kg)².

Ces équations présentent l'inconvénient de faire intervenir un nombre important de paramètres dont l'identification requière des tests peu courants. Dans le cas du béton, des simplifications peuvent être introduites :

- La diffusion de la phase vapeur est négligeable devant celle de l'eau pour des humidités relatives supérieures à 50 % [Zreiki, 2009]. En dessous de 20 % d'humidité relative, la diffusion de l'eau est négligeable devant celle de la vapeur [Zreiki, 2009].
- La pression du mélange gazeux dans les pores est constante et égale à la pression atmosphérique. Cela sous-entend que les masses volumiques associées au changement de phase sont négligeables [Granger, 1995].
- La teneur en eau et l'humidité relative sont reliées par une fonction de sorption-désorption identifiable $f(HR) = C_e$ et descriptive de la teneur en eau à l'équilibre pour une humidité relative donnée (Table 7 - [Granger, 1995][Johannesson, 2002][Jensen et al., 2015][Thiery et al., 2007]).
- La diffusion de l'eau est thermo-activée selon la loi d'Arrhenius [Bažant et al., 1972][Bažant et al., 1992][Granger, 1995].

Cela permet d'écrire pour des humidités relatives supérieures à 50 % (hypothèse acceptable pour les ouvrages massifs [Granger, 1995]):

$$\frac{\partial C_{fw}}{\partial t} - \text{div} \left(D(C_{fw}, T_{ref}^w) \frac{T}{T_{ref}^w} e^{-\frac{E_a^w}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}^w} \right)} \overrightarrow{\text{grad}}(C_{fw}) \right) = 0 \quad [13]$$

$$D(C_{fw}, T_{ref}^w) = \left(\rho_e^2 \frac{RT_{ref}^w}{M_a} \kappa_e(C_{fw}, T_{ref}^w) \right) \frac{\partial \log(f^{-1}(C_{fw}))}{\partial C_{fw}}$$

Ainsi, telle que présentée dans [13], l'équation de séchage du béton serait principalement descriptive d'une diffusion moléculaire de la phase d'eau dans le volume.

Table 7. Formes mathématiques des courbes de sorption-désorption du béton.

Fonction de sorption-désorption	[Granger, 1995] (50 % ≤ HR ≤ 100 %)	$C_{fw}(HR) = \varphi_V - \sqrt{\frac{1 - HR}{a}}$
	[Johannesson, 2002] [Jensen et al., 2015]	$C_{fw}(HR) = a HR + bHR^2 + (\varphi_V - a - b)HR^3$
	[Thiery et al., 2007]	$C_{fw}(HR) = \varphi_V \left(1 + \left(a \ln \left(\frac{1}{HR} \right) \right)^{\frac{1}{1-b}} \right)^{-b}$

φ_V la teneur en eau pour une humidité relative de 100 % (toute la porosité est remplie d'eau), a et b des coefficients d'ajustement aux courbes expérimentales.

- **Approche phénoménologique :** L'approche phénoménologique consiste à simplifier la forme du coefficient de diffusivité dans [13] pour faciliter son identification. Dans la Table 8, deux modèles sont présentés :

Table 8. Formes mathématiques du coefficient de diffusivité hydrique à une température donnée.

Coefficient de diffusivité	[Mensi, 1988]	$D(C_{fw}, T_{ref}^w) = A e^{BC_{fw}}$
	[Bažant et al., 1972] [Bažant et al., 1992]	$D(C_{fw}, T_{ref}^w) = B \left(A + \frac{1 - A}{1 + \left(\frac{1 - f^{-1}(C_{fw})}{1 - 0.75} \right)^n} \right)$

A, B, n des coefficients d'ajustement aux courbes expérimentales.

Par la suite, c'est le modèle de [Mensi, 1988] – le plus simple et faisant intervenir le moins de paramètres à identifier – qui est retenu [14]:

$$\frac{\partial C_{fw}}{\partial t} - \text{div} \left(A e^{BC_{fw}} \frac{T}{T_{ref}^w} e^{-\frac{E_a^w}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}^w} \right)} \overrightarrow{\text{grad}}(C_{fw}) \right) = 0 \quad [14]$$

2.4.2.3 Conditions aux bords et échanges hydriques

L'unicité de la solution de l'équation de séchage [14] est conditionnée par la définition des conditions aux bords hydriques. Ces dernières peuvent s'exprimer en fonction de la teneur en eau, de l'humidité relative [Mensi, 1988][Granger, 1995][Derluyn et al., 2012], de la pression capillaire [Reviron, 2009] ou du taux de saturation [Obeid et al., 2002] en fonction de l'inconnue principale de l'équation de séchage. Même si toutes ces grandeurs sont liées, le flux hydrique résultant n'est pas forcément équivalent. En effet, un flux linéaire exprimé en fonction de l'humidité relative induit un flux hydrique non linéaire exprimé en fonction de la teneur eau (Table 7) ce qui mène à l'identification de coefficients d'échange différents [15].

$$-\vec{q} \cdot \vec{n} = h_{eq,w}(HR - HR_{ext}) = h_{eq,w} \left(f^{-1}(C_{fw}) - f^{-1}(C_{e,ext}) \right) = k_{eq,w}(C_{fw} - C_{ext}) \quad [15]$$

$$h_{eq,w} \neq k_{eq,w}$$

Par la suite, c'est le choix d'un flux en humidité relative qui est retenu (les échanges de type Neumann sont physiquement plus représentatifs que ceux de Dirichlet). La corrélation entre l'humidité relative et la température est exprimée via la loi de Magnus [16] [Boucher, 2016].

$$-\vec{q} \cdot \vec{n} = h_{eq,w}(HR - HR_{ext})$$

$$HR_{ext} = 163,61 \frac{r}{r + 0,62} e^{-\frac{17,5043 T_{ext}^{air}}{241,2 + T_{ext}^{air}}} \quad [16]$$

r le rapport de mélange (le rapport de la masse de vapeur d'eau à la masse d'air sec).

Comme pour la thermique, la mesure du coefficient d'échange est une tâche complexe du fait de sa sensibilité à l'état de surface (fissurée ou pas, rugueuse ou lisses), à l'état hygrothermique ambiant, etc. En pratique, une valeur constante est souvent utilisée [Mensi, 1988][Granger, 1995][Bouhjiti et al., 2018a][Asali et al., 2016] autour de $h_{eq,w} = 3 \text{ nm/s}$.

2.4.3 Modélisation du comportement mécanique (THM-F)

2.4.3.1 Retraits et déformations

Les déformations induites par les variations des champs de température, de teneur en eau et de charges mécaniques sont distinguées selon leurs origines. Par superposition, la déformation totale du béton est la somme des différents retraits, déformations instantanées et différées [17]:

$$\epsilon_{TOT} = \epsilon_{ELAS} + \epsilon_{TH} + \epsilon_{ES} + \epsilon_{DS} + \epsilon_{BC} + \epsilon_{DC} \quad [17]$$

$\epsilon_{ELAS}, \epsilon_{TH}, \epsilon_{ES}, \epsilon_{DS}, \epsilon_{BC}, \epsilon_{DC}$ les tenseurs de déformation élastique, thermique, de retrait endogène, de retrait de dessiccation, de fluage propre et de fluage de dessiccation respectivement. La déformation de fluage totale est notée $\epsilon_{CR} = \epsilon_{BC} + \epsilon_{DC}$.

Pour chaque composante, plusieurs modélisations sont possibles. Dans ce travail, les approches dites phénoménologiques sont favorisées par rapport à celles empiriques [Loukili, 1996][Le Roy, 1996][Eurocode 2]. Bien que les deux permettent d'aboutir aux mêmes résultats, pour la même dimension spatiale modélisée, les approches phénoménologiques sont plus représentatives de la physique et plus explicatives des origines de chaque déformation.

- **Retrait d'auto-dessiccation:** Ce retrait peut être relié au taux d'hydratation [Zreiki, 2009][Ulm et al., 1998][18] ou à la perte de masse en eau (approche équivalente en remplaçant [8] dans [18]).

$$\epsilon_{ES} = \alpha_{es} \left(\frac{\langle \alpha - \alpha_0 \rangle_+}{1 - \alpha_0} \right) \mathbf{I}_d \quad [18]$$

$\langle x \rangle_+ = \max(x; 0)$, α_0 le seuil de percolation, α_{es} le coefficient de retrait d'auto-dessiccation.

- **Retrait de dessiccation :** Etant relié à la perte de masse en eau [Wittmann et al., 1980][Bažant et al., 1994][Benboudjema, 2002][19], le retrait de dessiccation peut aussi s’exprimer en fonction du taux de saturation [9], de l’humidité relative (Table 7) ou de la pression capillaire (Lois de Laplace et de Kelvin [Hilaire, 2014]).

$$\epsilon_{DS} = \alpha_{ds} (C_{fw} - C_{fw,t_0}) I_d \quad [19]$$

C_{fw,t_0} la teneur en eau au début de l’exposition au flux hydrique, α_{ds} le coefficient de retrait de dessiccation.

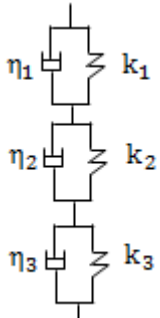
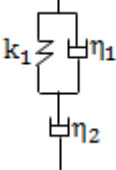
- **Déformation thermique :** La déformation thermique est proportionnelle à la variation de la température :

$$\epsilon_{TH} = \alpha_{th} (T - T_0) I_d \quad [20]$$

Avec α_{th} le coefficient de dilatation thermique ($^{\circ}K$) considéré constant, I_d le tenseur identité.

- **Fluage propre :** Etant donnée la nature viscoélastique des déformations de fluage, la combinaison des chaînes de Kelvin-Voigt et de Maxwell permet une bonne description du comportement différé du béton (Table 9).

Table 9. Exemples de combinaisons de chaîne de Kelvin-Voigt et de Maxwell pour décrire le fluage propre

Hypothèse	Théorie de solidification	Glissement des CSH Mécanique des milieux poreux	Glissement des CSH Migration de l’eau
Modèle rhéologique			
Référence	[Bažant et al., 1989a]	[Sellier et al., 2016]	[Foucault et al., 2012]


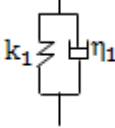
Dans ce travail, le modèle macroscopique proposé par [Foucault et al., 2012] et se basant sur la théorie de la migration de l’eau est retenu [Boucher, 2016][Asali et al., 2016][Benboudjema, 2002][Bouhjiti et al., 2018a]. La partie viscoélastique en parallèle est descriptive de la partie réversible du fluage ($k_1 = k_r^{BC}$, $\eta_1 = \eta_r^{BC}$ sont la rigidité et la viscosité élémentaires associées au maillon de Kelvin-Voigt respectivement) tandis que la partie visqueuse décrit le fluage long terme irréversible et éventuellement non-linéaire ($\eta_2 = \eta_l^{BC}$ la viscosité élémentaire associée à l’amortisseur). Afin d’introduire un effet de Poisson propre au phénomène de fluage (par analogie au comportement élastique), le modèle rhéologique de [Foucault et al., 2012] est décomposé en deux parties [Charpin et al., 2015]: une sphérique correspondant à la diffusion de l’eau dans les capillaires et une déviatoire modélisant les glissements entre feuillets CSH [Benboudjema, 2002]. Les équations résultantes s’écrivent ([21]- Table 11):

$$\left\{ \begin{array}{l} \sigma = \sigma_{\text{sph}} + \sigma_{\text{dev}} \\ \epsilon_{\text{BC}} = \epsilon_{\text{BC}}^{\text{rs}} + \epsilon_{\text{BC}}^{\text{rd}} + \epsilon_{\text{BC}}^{\text{is}} + \epsilon_{\text{BC}}^{\text{id}} \\ \sigma_{\text{dev}} = \eta_{\text{i,dev}}^{\text{BC}} \dot{\epsilon}_{\text{BC}}^{\text{id}} = \eta_{\text{r,dev}}^{\text{BC}} \dot{\epsilon}_{\text{BC}}^{\text{rd}} + k_{\text{r,dev}}^{\text{BC}} \epsilon_{\text{BC}}^{\text{rd}} \\ \sigma_{\text{sph}} = \eta_{\text{i,sph}}^{\text{BC}} \dot{\epsilon}_{\text{BC}}^{\text{is}} = \eta_{\text{r,sph}}^{\text{BC}} \dot{\epsilon}_{\text{BC}}^{\text{rs}} + k_{\text{r,sph}}^{\text{BC}} \epsilon_{\text{BC}}^{\text{rs}} \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} k_{\text{r,sph}}^{\text{BC}} = \frac{1 + \nu_{\text{BC}}}{1 - 2\nu_{\text{BC}}} k_{\text{r,dev}}^{\text{BC}} \\ \eta_{\text{r,sph}}^{\text{BC}} = \frac{1 + \nu_{\text{BC}}}{1 - 2\nu_{\text{BC}}} \eta_{\text{r,dev}}^{\text{BC}} \\ \eta_{\text{i,sph}}^{\text{BC}} = \frac{1 + \nu_{\text{BC}}}{1 - 2\nu_{\text{BC}}} \eta_{\text{i,dev}}^{\text{BC}} \end{array} \right. \quad [21]$$

$\sigma_{\text{sph}}, \sigma_{\text{dev}}$ les composantes sphérique et déviatoire du tenseur de contrainte. $\epsilon_{\text{BC}}^{\text{rs}}, \epsilon_{\text{BC}}^{\text{rd}}, \epsilon_{\text{BC}}^{\text{is}}, \epsilon_{\text{BC}}^{\text{id}}$ les tenseurs de déformations de fluage propre sphérique réversible, déviatoire réversible, sphérique irréversible, déviatoire irréversible respectivement. ν_{BC} le coefficient de Poisson de fluage propre.

- **Fluage de dessiccation :** En l’absence de flux hydriques pendant la phase d’hydratation, le fluage de dessiccation n’est dépendant que de la contrainte appliquée, de la cinétique de séchage et de la température. Parmi les modèles utilisés deux sont présentés dans la Table 11. Dans les deux cas, et quelle que soit l’interprétation physique des origines du fluage de dessiccation, la rupture des liens CSH est modélisée par un amortisseur (avec ou sans rigidité élémentaire).

Table 10. Exemples de modèles rhéologiques associés au fluage de dessiccation

Hypothèses	Glissement/rupture des CSH Retrait de dessiccation sous contrainte	Glissement/rupture des CSH Migration de l’eau
Modèle rhéologique		
Référence (Assemblage avec le fluage propre)	[Bažant et al., 1985] (en série) [Sellier et al., 2016] (en parallèle)	[Benboudjema, 2002] (en série)

Dans ce travail, le modèle proposé par [Benboudjema, 2002] est retenu pour les raisons suivantes [Bouhjiti et al., 2018a][22]:

- Le modèle tient compte des interactions entre la déformation du squelette solide et la micro-diffusion des particules d’eau. Cela permet d’introduire un temps caractéristique $k^{\text{DC}}/\eta^{\text{DC}}$ associé à la rupture des liens CSH.
- Le modèle distingue deux modes de fluage de dessiccation : un premier dominant dû aux cycles de séchage du béton (flux hydrique sortant du béton) et un second négligeable (voire nul) associé au fluage en phase d’humidification.

Bien que les cycles de séchage–humidification n’affectent que le béton en peau dans les structures épaisses, le choix d’un modèle adapté à un environnement hydrique variable permet de bien reproduire le fluage de dessiccation à l’échelle de l’éprouvette (élément mince) et à l’échelle de la structure [Bouhjiti et al., 2018a].

$$\begin{cases} \sigma = \sigma_{sph} + \sigma_{dev} \\ \epsilon_{DC} = \epsilon_{DC}^s + \epsilon_{DC}^d \\ \sigma_{dev} = \eta_{dev}^{DC} \dot{\epsilon}_{DC}^d + k_{dev}^{DC} \epsilon_{DC}^d \\ \sigma_{sph} = \eta_{sph}^{DC} \dot{\epsilon}_{DC}^s + k_{sph}^{DC} \epsilon_{DC}^s \end{cases} \quad \begin{cases} k_{sph}^{DC} = \frac{1 + \nu_{DC}}{1 - 2\nu_{DC}} k_{dev}^{DC} \\ \eta_{sph}^{DC} = \frac{1 + \nu_{DC}}{1 - 2\nu_{DC}} \eta_{dev}^{DC} \end{cases} \quad [22]$$

$\epsilon_{DC}^s, \epsilon_{DC}^d$ les tenseurs de déformations de fluage de dessiccation sphérique et déviatoire respectivement. ν_{DC} le coefficient de Poisson de fluage de dessiccation.

Etant dépendant de la cinétique de séchage, l'effet de la température sur le fluage de dessiccation est implicitement pris en compte. Ainsi, seul l'effet de l'humidité relative est à modéliser (Table 11).

Table 11. Prise en compte des effets de jeune âge, d'humidité relative et de température sur les fluages propre et de dessiccation

Modèle rhéologique retenu				
	$X = X_0 * f_1(\alpha) * f_2(t) * f_3(HR) * f_4(T)$			
Paramètre X	Effet jeune âge	Effet long terme	Effet HR	Effet température
	$f_1(\alpha)$	$f_2(t)$	$f_3(HR \geq 40 \%)$	$f_4(T \leq 50^\circ C)$
$k_{r,dev}^{BC}$	$0.473 \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{b_E}$	1	$\frac{1}{HR}$	$e^{\frac{E_a^r}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{ref}^{BC}} \right)}$
$\eta_{r,dev}^{BC}$				$2.081 - 1.608 \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)$
$\eta_{i,dev}^{BC}$	$\frac{1}{1 - \sqrt{\frac{0.31 c_0}{1000}} (1 - \alpha)}$	$e^{\frac{\max\{\sqrt{\epsilon_{BC}^2(t)}\}_t}{\kappa}}$		
k_{dev}^{DC}	1	1	1	1
η_{dev}^{DC}			$\frac{1}{\ HR\ }$	
Références	[De Schutter, 1999] [Hilaire, 2014]	[Foucault et al., 2012]	[Benboudjema, 2002]	[Bažant et al., 1972] [Day et al., 1983]

$\epsilon_{BC}^2(t) = \epsilon_{BC}(t) : \epsilon_{BC}(t)$, $\|HR\| = \begin{cases} \max\{\min\{HR, 0\}\}_{time} & \text{if } HR < 0 \\ 0 & \text{if } HR \geq 0 \end{cases}$, $\frac{0.31 c_0}{1000} (1 - \alpha)$ la portion du ciment anhydre, c_0 le dosage en ciment en kg/m^3 , b_E exposant descriptif de l'évolution du module de Young au jeune âge, E_a^r, E_a^i les énergies d'activation associées à la partie réversible et irréversible de la déformation de fluage propre.

2.4.3.2 Endommagement et fissuration

Il existe deux manières de modéliser la fissuration du béton [Bouhjiti et al., 2018b]:

- **Approches discrètes et discontinues** basées sur la mécanique de la rupture : Dans le cadre de ces modèles (entre autres : les modèles cohésifs [Hillerborg et al., 1976], les méthodes des surfaces de niveau [Olivier et al., 2006], modèles de type treillis [Cusatis et al., 2003], etc.), les fissures sont explicitement représentées par des discontinuités. Toutefois, pour la phase antérieure à la fissuration, une analyse continue s'impose ce qui nécessite la définition d'un critère de transition d'une description non fissurée à une description avec fissuration surtout pour des matériaux de nature quasi-fragile. Ce critère peut être défini arbitrairement en fonction d'un état de déformation, de contrainte ou d'énergie donné [Grassl et al., 2016][Simone et al., 2003][Comi et al., 2006][Dufour et al., 2008].
- **Approches continues** basées sur la théorie de l'endommagement : Selon ces approches, la fissuration est modélisée par la perte de rigidité globale qu'elle induit dans le volume [Mazars et al., 1989]. Par définition, le niveau d'endommagement varie entre 0 (absence de fissuration) et 1 (perte de rigidité totale du fait d'une fissuration avancée). Moyennant des règles d'usage adaptées, ces modèles sont comparables aux approches discrètes en termes d'initiation et aux approches discontinues en termes de propagation et d'ouverture de fissures [Peerlings et al., 2001][Dufour et al., 2008]. Ces règles consistent en la définition d'une taille de zone d'élaboration²³ adaptée [Bažant et al., 1989b], en la vérification d'objectivité énergétique [Hillerborg, 1988] et en la définition d'algorithmes appropriés pour le post-traitement du chemin de propagation des fissures [Bottoni et al., 2015] et leurs ouvertures [Mattallah et al., 2010][Dufour et al., 2012].

Dans ce travail, les approches continues sont favorisées car elles ne requièrent ni une actualisation du maillage ni un changement de formalisme en fonction de l'état d'endommagement tout en restant représentatives du comportement avant et après fissuration. Plus particulièrement, et pour des considérations de coût numérique dans le cas des grands ouvrages, les méthodes dites locales [Mazars et al., 2015] sont préférées à celles non locales [Pijaudier-Cabot et al., 1987].

- **Formalisme général du modèle d'endommagement local régularisé en énergie:** Dans le cas d'une description isotrope de l'endommagement, la loi de comportement s'écrit :

$$\boldsymbol{\sigma} = (1 - d)\mathbf{C}_0 : \boldsymbol{\varepsilon}_{ELAS} \quad [23]$$

\mathbf{C}_0 le tenseur des constantes élastiques selon la loi de Hooke (non endommagé), d la variable d'endommagement isotrope variant entre 0 et 1 estimé selon les lois résumées dans la Table 12.

Ayant choisi une formulation locale du critère d'endommagement proposé par [Mazars et al., 2015] (tenant compte des effets unilatéraux associés à la fermeture de fissures), une régularisation est nécessaire afin d'assurer une dissipation objective de l'énergie de fissuration en fonction de la discrétisation spatiale choisie [Hillerborg, 1988]. Cependant, il est important de souligner que d'un point de vue conceptuel, même si l'objectivité énergétique est établie, l'objectivité en terme de nombre de fissures n'est pas assurée pour toute taille caractéristique des éléments finis. Dans le cas d'un chargement unidirectionnel en traction, cela est vérifié si et seulement si l'unité de discrétisation spatiale est égale à la taille de la zone d'élaboration [Bouhjiti et al., 2018b]. Bien

²³ La zone d'élaboration se définit par le domaine de dissipation d'énergie lors de la propagation d'une fissure. Par définition, une zone d'élaboration ne peut contenir qu'une seule fissure principale ou macro fissure.

qu'une démonstration plus générale soit nécessaire pour valider cette condition sous un état de contrainte triaxial, cette dernière est retenue comme condition minimale (pas forcément suffisante) à l'objectivité de la fissuration en nombre (de fissures) et en énergie dissipée. Dans la Table 12 seules les équations descriptives d'un comportement en traction sont fournies. Des développements similaires sont établis pour les chargements uniaxiaux en compression et pour tout chargement multiaxial moyennant un facteur de triaxialité (détail des équations dans [Mazars et al., 2015]).

Pour tenir compte de la contribution du fluage à l'endommagement, un couplage faible (chaînage) [Hilaire, 2014][Reviron, 2009][Torrenti et al., 2008] est choisi en s'inspirant de l'approche proposée par [Mazzotti et al., 2003]. Cela sous-entend que l'effet de l'endommagement sur le comportement viscoélastique est considéré négligeable par rapport à l'effet du fluage sur l'endommagement. Le coefficient de couplage (noté β_{coupl} dans la Table 12) varie entre 0 (contribution nulle du fluage à l'endommagement) et 1 (contribution totale du fluage à l'endommagement) (Table 13). Les dépendances de ce paramètre à la formulation du béton, à son âge, au modèle d'endommagement et au niveau et sens de chargement ne sont que très peu explorées. Par la suite, l'hypothèse d'un coefficient de couplage fluage-endommagement constant est faite.

• **Evolution du critère d'endommagement au jeune âge :** La loi de comportement nécessite en entrée les éléments suivants (paramètres directs):

- Le module de Young E et le coefficient de Poisson ν_{ELAS} définissant le tenseur d'élasticité C_0 .
- La résistance à la traction R_t définissant le seuil d'endommagement en traction $\varepsilon_{\mu 0,t} = \frac{R_t}{E}$.
- La résistance à la compression R_c définissant le seuil d'endommagement en compression $\varepsilon_{\mu 0,c} = 0.62 \cdot 10^{-3} (R_c(\text{MPa}))^{\frac{1}{3}}$ [BAEL, 1999] et la forme post-pic en compression $B_c = (\sqrt{2} \nu_{\text{ELAS}} \varepsilon_{\mu 0,c})^{-1}$.
- L'énergie de fissuration G_f définissant la forme post-pic en traction (paramètre B_t).

Ces paramètres évoluent au jeune âge suite au durcissement du béton. Cela induit, par conséquent, une évolution du critère d'endommagement également (en termes de seuils d'endommagement et d'adoucissement post-pic). La méthode maturométrique permet de définir cette évolution en fonction du degré d'hydratation [De Schutter et al., 1996][24].

$$X(\alpha) = \left(\frac{\alpha - \alpha_0}{1 - \alpha_0} \right)^{b_x} X_{hc} \quad [24]$$

$$\nu_{\text{ELAS}} = \nu_{\text{ELAS},hc} \sin\left(\frac{\pi}{2} \alpha\right) + 0.5 e^{-10 \alpha}$$

X l'un des paramètres (E, R_c, R_t, G_f), X_{hc} propriété du béton durci.

Table 12. Modèle d'endommagement local régularisé retenu

Modèle d'endommagement (Loi de comportement)			
		Equations descriptives (cas de la traction)	Référence
Formulation	Locale	-	-
Forme post-pic	Exponentielle	$d = \max\left(0; 1 - \frac{\varepsilon_{\mu 0,t}}{Y_t} e^{-B_t(Y_t - \varepsilon_{\mu 0,t})}\right)$ $Y_t = \sup(\varepsilon_{\mu 0,t}; \bar{\varepsilon}_{eq,t})$ $\bar{\varepsilon}_{eq,t} = \max(\varepsilon_{eq,t})_{time}$	[Fichant et al., 1999]
Base du critère d'endommagement	Déformation	$\varepsilon_{eq,t} = \left \varepsilon_{ELAS} + \beta_{coupl} \varepsilon_{CR} \right $	[Mazars et al., 2015]
Couplage fluage-endommagement	Faible		[Mazzotti et al., 2003]
Régularisation	Energie de Fissuration	$\varepsilon_{\mu 0,t} = \frac{R_t}{E}$ $B_t = \frac{2Eh_{EF}R_t}{2EG_F - h_{EF}R_t^2}$	[Hillerborg, 1988] [Bouhjiti et al., 2018b]

$||\mathbf{X}|| = \frac{1}{2} \left(\frac{I_X}{1-2\nu_{ELAS}} + \frac{\sqrt{J_X}}{1+\nu_{ELAS}} \right)$, $I_X = X_I + X_{II} + X_{III}$, $J_X = \frac{1}{2} [(X_I - X_{II})^2 + (X_I - X_{III})^2 + (X_{II} - X_{III})^2]$, X_I, X_{II}, X_{III} les valeurs propres du tenseur \mathbf{X} . $\varepsilon_{\mu 0,t}$ le seuil d'endommagement défini comme le rapport de la résistance à la traction R_t (Pa) au module de Young E (Pa). B_t un paramètre définissant la forme post-pic de la loi de comportement, G_F l'énergie de fissuration (N/m), h_{EF} la taille caractéristique des éléments finis (m), $\varepsilon_{eq,t}$ la déformation équivalente en traction définissant le critère d'endommagement.

Table 13. Valeurs du coefficient de couplage fluage-endommagement

Référence	[Hilaire, 2014]	[Reviron, 2009]	[Torrenti et al., 2008]	[Briffaut, 2010]
β_{coupl}	1	0.2	0.05 - 0.1	0.4
Essai associé	[Rossi et al., 2013]	[Roll, 1964]	[Torrenti et al., 2008]	[Briffaut, 2010] (jeune âge)

- **Post-traitement des ouvertures de fissures:** Quant à l'évaluation des ouvertures de fissures équivalentes (à celles définies selon une description discrète), la méthode utilisée est celle proposée par [Mattalah et al., 2010] dans un cadre élastique puis étendue par [Sciumè et al., 2017] au cas d'une réponse viscoélastique [25]:

$$w_{ck} = h_{EF} (d|\varepsilon_{ELAS}| + d|\varepsilon_{CR}|) \quad [25]$$

$||\mathbf{X}|| = \max(X_1; X_2; X_3; 0)$ et $X_1; X_2; X_3$ les valeurs propres du tenseur \mathbf{X} .

Il est à noter que la formulation dans [25] est cohérente avec l'hypothèse d'un couplage faible fluage-endommagement (pour la partie élastique la contrainte effective vérifie $\tilde{\sigma} = \frac{1}{1-d}\sigma$ tandis que pour la partie viscoélastique $\tilde{\sigma} = \sigma$). Dans le cas d'un couplage fort, le terme $d \|\varepsilon_{CR}\|$ devra être remplacé par $\|\varepsilon_{CR}(d \boldsymbol{\sigma})\|$ qui correspond à une déformation de fluage sous une contrainte de $d \boldsymbol{\sigma}$ ($d \|\varepsilon_{CR}(\boldsymbol{\sigma})\| \neq \|\varepsilon_{CR}(d \boldsymbol{\sigma})\|$).

2.4.3.3 Effets d'échelle statistique et matériau

Plusieurs résultats expérimentaux mettent en évidence la dépendance de la résistance à la traction (principalement) au volume des échantillons et éléments structurels considérés [Hoover et al., 2013][Van Vliet et al., 2000][L'Hermite, 1973][Rossi et al., 1994]. La décroissance de cette dernière en fonction du volume et sa variation statistique décrivent ce qui est communément désigné par les "effets d'échelle". Plus précisément, dans les effets d'échelle il faut distinguer :

- **Une composante statistique (intrinsèque à la nature du matériau)**: Etant un matériau hétérogène et enclin à la présence de défauts (vides, porosités et microfissuration), la résistance du béton est par nature liée à la distribution de ces défauts et leurs tailles dans le volume. Cela donne lieu à :
 - Une variabilité spatiale des propriétés mécaniques (particulièrement le module de Young [De Larrard et al., 2010b] et la résistance à la traction [Rossi et al., 1992][Tailhan et al., 2010]).
 - Un effet de volume traduit par la décroissance de la résistance moyenne (effet moindre sur la module de Young [Rossi et al., 1994]) plus le volume sollicité est important. Cela s'explique partiellement par le risque plus important de trouver des défauts de tailles plus importantes plus les volumes croissent (théorie du maillon faible [Weibull, 1939][Weibull, 1951]).
- **Une composante énergétique (effet de structure)**: Il s'agit ici des contributions de la distribution des contraintes autour des défauts [Hild, 1992] et des zones d'élaboration [Bažant, 2000] et de la dissipation de l'énergie stockée dans le volume qui leur est adjacent avant d'atteindre le chargement maximal [Hillerborg et al., 1976]. Il est important de noter que l'effet d'échelle énergétique est fortement dépendant des conditions aux bords et vitesses de chargement. Dans [Rocco et al., 1999], il est montré que, dans le cas d'un essai brésilien, la largeur de contact aux appuis a autant (voire plus) d'influence sur la résistance à la traction identifiée que la variabilité matériau. En particulier, un effet d'échelle n'est observé que si cette largeur est supérieure à 8 % du diamètre caractéristique de l'échantillon. La réduction de la résistance en fonction du volume est d'autant plus notable que la largeur de contact est importante. [Rocco et al., 1999] montrent aussi (résultat classique d'une propagation stable vs. une propagation instable d'une fissure) que la résistance à la traction apparente est d'autant plus élevée que la vitesse de chargement est importante. Un autre aspect structurel affectant la résistance d'un volume donné est sa géométrie. Cette dernière conditionne la distribution des contraintes dans le volume. Par conséquent, elle conditionne l'état de contrainte interne autour des défauts, la dissipation d'énergie de fissuration dans les zones d'élaboration et la réponse macroscopique observée (échantillon cubique vs.

cylindrique [Del Viso et al., 2007][Yi et al., 2006], échantillon entaillé vs. échantillon non-entaillé [Hoover et al., 2013]).

A l'échelle structurelle, ces faits sont, bien évidemment, concomitants et interdépendants. Leur modélisation peut être entreprise de façons différentes en fonction, entre autres, du modèle d'endommagement (local ou non local, continu ou discret), de l'approche énergétique considérée (mécanique de la rupture fragile [Irwin, 1957], mécanique de la rupture ductile [Rice, 1968], approche énergétique avec loi adoucissante [Hillerborg, 1988], etc.), de l'échelle de modélisation (mésoscopique [Nguyen, 2010] ou macroscopique [De Larrard et al., 2010b][Paiboon, 2013] [Vorechovsky, 2007]), etc. Dans le présent travail, basé sur une modélisation locale et continue de l'endommagement aux éléments finis, la modélisation des effets d'échelle est faite en deux étapes:

• **Etape 1 : Définition d'une loi d'échelle permettant de relier la résistance à la traction (en moyenne) au volume du béton sollicité en traction.**

Les formulations de la relation entre volume et résistance correspondent généralement à une adaptation de la théorie du maillon faible [Weibull, 1939][Weibull, 1951], qui n'est valable que pour des matériaux fragiles [26], au comportement quasi-fragile du béton.

$$\frac{R_{t,1}}{R_{t,2}} = \left(\frac{V_1}{V_2}\right)^{-\frac{1}{m}} \quad [26]$$

$R_{t,1}$ et $R_{t,2}$ les résistances à la traction associées aux volumes V_1 et V_2 respectivement. m le module de Weibull.

Cette adaptation consiste en la prise en compte, en plus de l'effet de la géométrie, des effets respectifs de l'état de contrainte et des interactions entre les défauts dans le volume [27].

$$\frac{R_{t,1}(\vec{x}_0)}{R_{t,2}} = \left(\frac{V_{\text{eff},1}(\vec{x}_0)}{V_{\text{eff},2}}\right)^{-\frac{1}{m}} \quad [27]$$

$$V_{\text{eff}}(\vec{x}_0) = \int_{\Omega} \psi(|\vec{x} - \vec{x}_0|, D_c, \sigma_+(\vec{x})) d\vec{x}$$

$R_{t,1}(x_0)$ la résistance à la traction d'un point donné du volume Ω fonction de l'état de contrainte (en traction σ_+) et défauts avoisinants. V_{eff} le volume effectif associé au point d'intérêt x_0 et à la zone d'influence de taille caractéristique D_c .

Les déclinaisons de l'équation [27] sont de nature empirique, analytique ou numérique :

- Modèles empiriques : Ces modèles consistent à réaliser des séries d'essais afin d'identifier des résistances à la traction pour différents volumes sollicités et à proposer une fonction mathématique adéquate d'ajustement des points expérimentaux obtenus (Table 14).
- Modèles analytiques/numériques : Ils se basent sur la résolution de l'équation [27] pour une géométrie Ω , un état de contrainte σ et une forme d'influence ψ, D_c donnés (Table 15). Un calcul analytique n'est possible que pour des géométries simples, des formes usuelles de ψ et un état de contrainte connu explicitement en tout point et à tout instant [Ghannoum, 2017] ; sinon une résolution numérique du problème s'impose. Il est important de souligner que, par définition, les

modèles faisant intervenir l'état de contrainte sont non locaux dans le sens où l'évaluation de la résistance à la traction en un point dépend de l'état de contrainte au niveau des points voisins.

Table 14. Exemples de lois d'échelle empiriques

Modèle	Paramètres	Référence
$R_t = R_{t,0} \left(\frac{V}{V_0}\right)^{-\frac{1}{m}}$	$V_0 = 1 \text{ cm}^3$ V volume (géométrie) $R_{t,0}, m$ ajustés	[Torrent, 1977] [Wu et al., 2012]
$R_t = A \left(\frac{V}{V_A}\right)^{-\frac{1}{m}}$	V volume (géométrie) V_A volume du plus grand agrégat A, m ajustés	[Rossi et al., 1994]
$R_t = A R_{t,0} \left(1 + \left(\frac{V}{V_0}\right)^{\frac{r}{3}}\right)^{-\frac{1}{2r}}$	V volume (géométrie) V_0 volume de transition entre la théorie de la rupture fragile et la théorie de la résistance des matériaux A, $R_{t,0}, 1 \leq r \leq 2$ ajusté	[Bažant, 1984] [Bažant, 2001] [Bažant, 1998]

Table 15. Exemples de lois d'échelle analytiques/numérique

Modèle	Paramètres	Référence
$R_t = E \left(\int_{\Omega} \frac{1}{V_0} \left(\frac{\overline{\varepsilon}_{eq,t}}{\max_{\Omega}(\overline{\varepsilon}_{eq,t})} \right)^m d\Omega \right)^{-\frac{1}{m}}$	V_0, m ajustés	[Mazars, 1984]
$\psi = f(\vec{x} - \vec{x}_0 , D_c) \sigma_+ $ [27]	$f = 1$ $ \sigma_+ = \frac{\sum_{1 \leq i \leq 3} < \sigma_i >_+^m}{\sigma_0^m}$	σ_i contraintes principales de traction [Bažant, 1999]
	$f = 1$ $ \sigma_+ = \left(\frac{\max_{1 \leq i \leq 3}(\sigma_i)}{\sigma_0} \right)^m$	σ_0, m ajustés [Hild, 1992]
	$f = e^{-\pi \left(\frac{ \vec{x} - \vec{x}_0 }{D_c} \right)^2}$ $ \sigma_+ = \left(\frac{\max_{1 \leq i \leq 3}(\sigma_i)}{\max_{\Omega}(\max_{1 \leq i \leq 3}(\sigma_i))} \right)^m$	σ_i contraintes principales de traction D_c, m ajustés [Sellier et al., 2014]

Par la suite, le formalisme proposé par [Sellier et al., 2014] est retenu car :

- Il fait intervenir une fonction de pondération f (arbitrairement gaussienne) tenant compte de l'influence probabiliste de chaque point sollicité du volume sur le point d'intérêt (notion probabiliste du volume effectif).
- Il introduit une borne inférieure de la résistance à la traction strictement positive. Pour les modèles ne faisant pas intervenir de longueur d'échelle $D_c \sim +\infty$, la résistance à la traction tend vers 0 pour des volumes Ω infinis. Or, d'un point de vue physique, la longueur d'échelle semble bien être finie $D_c \sim 0.25 - 1.25 \text{ m}$ [Sellier et al., 2014][Ghannoum et al., 2017].

Afin de s'affranchir de la dimension non locale de la loi d'échelle dans [Sellier et al., 2014] et de son aspect évolutif dans le temps, une simplification supplémentaire est appliquée. Elle consiste à :

- Estimer le volume effectif moyennant un calcul viscoélastique simplifié, en fonction des chargements THM appliqués (dans le cas des enceintes de confinement et compte tenu du risque non négligeable de fissuration au jeune âge, ce calcul peut être 2D-AXISymétrique couvrant le comportement THM pendant la phase d'hydratation par levée).
- Associer au volume la résistance à la traction moyenne de tous ses points (cas le plus défavorable) [28].

$$\frac{R_t(V)}{R_t(V_0)} = \min_t \left(\text{moy}_{\vec{x}_0 \in \Omega} \left(\left(\frac{V_0}{\int_{\Omega} \left(\frac{\langle \sigma_1(x) \rangle_+}{\max(\sigma_1(x))} \right)^m e^{-\pi \left(\frac{|\vec{x} - \vec{x}_0|}{D_c} \right)^2} d\vec{x}} \right)^{\frac{1}{m}} \right) \right) \quad [28]$$

$R_t(V_0)$ une résistance à la traction associée à un volume effectif V_0 (les deux identifiés pour une configuration de référence donnée). $\sigma_1 = \max_{1 \leq i \leq 3} (\sigma_i)$ la contrainte principale maximale.

• **Etape 2 : Représentation des hétérogénéités des propriétés du béton par des champs aléatoires discrétisés et spatialement corrélés.**

Les propriétés du béton montrent une variabilité spatiale selon des échelles de fluctuation l_{flu} et des lois de probabilité variables. De tels paramètres peuvent être considérés comme des champs aléatoires $Z(\vec{x})$ de réalisation $z(\vec{x})$ caractérisés par des moyennes μ_Z , des écarts types σ_Z et des fonctions d'autocorrélation ρ_Z (Table 16 - Table 17)²⁴. La matrice de covariance \mathbf{C} s'écrit [29]:

$$\mathbf{C}(\vec{x}, \vec{y}) = \sigma_Z^2 \rho_Z(\vec{x}, \vec{y}, l_{flu}) \quad [29]$$

Les champs spatialement corrélés de nature gaussienne ou lognormale, considérés arbitrairement stationnaire dans ce travail, peuvent se mettre sous la forme suivante (décomposition de type Karhunen-Loève [Ghanem et al., 1991]²⁵)[30]:

$$Z(\vec{x}) = \mu_Z + \sum_{i=1}^{\infty} \sqrt{\lambda_i} \varphi_i(\vec{x}) \xi_i \quad [30]$$

$\lambda_i, \varphi_i(\vec{x})$ les valeurs et vecteurs propres associés à la matrice de covariance \mathbf{C} (voir annexe A.D), ξ_i composantes aléatoires d'un vecteur normal centré réduit. Pour un champ lognormal Y , la décomposition KL s'applique à $Z = \log(Y)$ de moyenne et écart-type suivant : $\mu_{\log(Y)} = \ln \left(\mu_Y \left(\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y} \right)^2 + 1 \right)^{-0.5} \right)$, $\sigma_{\log(Y)} = \sqrt{\ln \left(\left(\frac{\sigma_Y}{\mu_Y} \right)^2 + 1 \right)}$. Pour des coefficients de variation inférieurs à 50 %, la longueur de fluctuation l_{flu} est identique pour le champ lognormal et son champ normal associé (voir annexe A.E). Il suffit ensuite d'écrire : $Y(\vec{x}) = e^{Z(\vec{x})}$.

²⁴ Il s'agit ici de champ stationnaire d'ordre 2 (moyenne et variance constantes dans l'espace)

²⁵ D'autres méthodes de décomposition existent : Développements en séries orthogonales [Zhang et al., 1994], Développement linéaire optimal [Li et al., 1993]. Toutefois, pour le même ordre de troncature, le développement KL semble induire une erreur sur la variance inférieure aux autres méthodes [Sudret et al., 2000].

Table 16. Exemples de loi de corrélation spatiale et d'échelles de fluctuation pour les propriétés du béton.

Paramètre physique	Loi de probabilité	Corrélation spatiale	Echelle de fluctuation	Référence
Porosité	Lognormale	Gaussienne	0.63 – 3.5 m	[De Larrard, 2010]
		Exponentielle	0.12 m	[Paiboon, 2013]
Résistance à la traction	Weibull	Gaussienne	0.14 m	[Vorechovsky, 2007]
Module de Young	Lognormale	Gaussienne	0.8 – 3.5 m	[De Larrard, 2010]

Table 17. Exemples de fonctions de corrélation spatiale.

Forme	Fonction $\rho_Z(u = \vec{x} - \vec{y} , l_{flu})$	Référence
Linéaire	$\max\left(1 - \frac{u}{l_{flu}}; 0\right)$	[Baroth et al., 2005]
Exponentielle	$e^{-2\frac{u}{l_{flu}}}$	
Gaussienne	$e^{-\pi\left(\frac{u}{l_{flu}}\right)^2}$	
Sinusoidale	$\frac{\sin\left(\frac{\pi}{l_{flu}} u\right)}{\frac{\pi}{l_{flu}} u}$	
$\int_{-\infty}^{+\infty} \rho_Z(u, l_{flu}) du = l_{flu}$		[Vanmarcke, 1983]

D'un point de vue numérique, il est impossible d'engendrer un champ aléatoire infini et continu. Ce dernier est, donc, approché par un champ fini (forme tronquée de [30]) et discrétisé. La discrétisation spatiale peut être conforme à celle du maillage par éléments finis ou pas – auquel cas une projection du champ aléatoire sur celui par éléments finis est requise –. Les réalisations du champ peuvent être affectées (avec pondération – Spatial Average Method – ou sans) aux :

- Centres de gravité des éléments finis (MidPoint Method [Der Kiureghian et al., 1988]) : dans ce cas tous les points de Gauss auront la même réalisation par élément fini.
- Nœuds des éléments finis (Shape Function Method [Vanmarcke, 1983]) : le passage aux points de Gauss se fait via les fonctions de forme des éléments finis.
- Points de Gauss (Integration Point Method – Weighted Integral Method) [Der Kiureghian et al., 1988][Graham et al., 2001][Li et al., 1993].

En terme d'erreur sur la variance, toutes ces méthodes semblent être satisfaisantes pour des espaces discrétisés ayant plus de 4 unités de longueur par échelle de fluctuation l_{flu} [Sudret et al., 2000]. Par la suite l'identification des valeurs et vecteurs propres de la matrice de covariance [29] est faite par la méthode EOLE (Expansion Optimal Linear Estimation method [Li et al., 1993]). L'ordre de troncature dans le développement [30] est ensuite défini par analyse de l'erreur sur la variance [Sudret et al., 2000]. Enfin, le champ résultant tronqué est projeté sur l'espace des centres de gravité des EF (MidPoint Method). Les fondements théoriques de ces méthodes sont détaillés en annexe A.D.

Vis-à-vis du modèle d'endommagement, ces champs aléatoires sont généralement associés soit au module de Young [De Larrard et al., 2010b], soit à la résistance à la traction [Rossi et al.,

1992][Tailhan et al., 2010]. Dans ce travail, la distribution spatiale du module de Young est retenue pour reproduire l'effet des hétérogénéités du béton sur sa réponse mécanique. Les motivations derrière ce choix sont les suivantes :

- Généralement, le module de Young suit une distribution lognormale tandis que la résistance à la traction est associée à une distribution de type Weibull. Le développement [30] est donc plus direct pour le premier paramètre que pour le second où une transformation de la loi Weibull en une forme normalisée [Nataf, 1962][Nelson, 1999][Der Kiureghian et al., 1986] est requise.
- Pour des coefficients de variation inférieurs à 15 %, les distributions résultantes des paramètres du modèle d'endommagement (le seuil d'endommagement $\varepsilon_{\mu,0,t}$ et le paramètre d'adoucissement B_t) sont quasi-identiques (en termes de moyenne et de variance) que la variabilité soit associée au module de Young ou à la résistance à la traction.
- La variabilité du module de Young affecte et le comportement élastique et le comportement post-pic dans la loi de comportement alors que la variabilité de la résistance à la traction n'a d'effet qu'à partir du moment où le seuil d'endommagement est atteint [Breyse, 1991] (Figure 38).

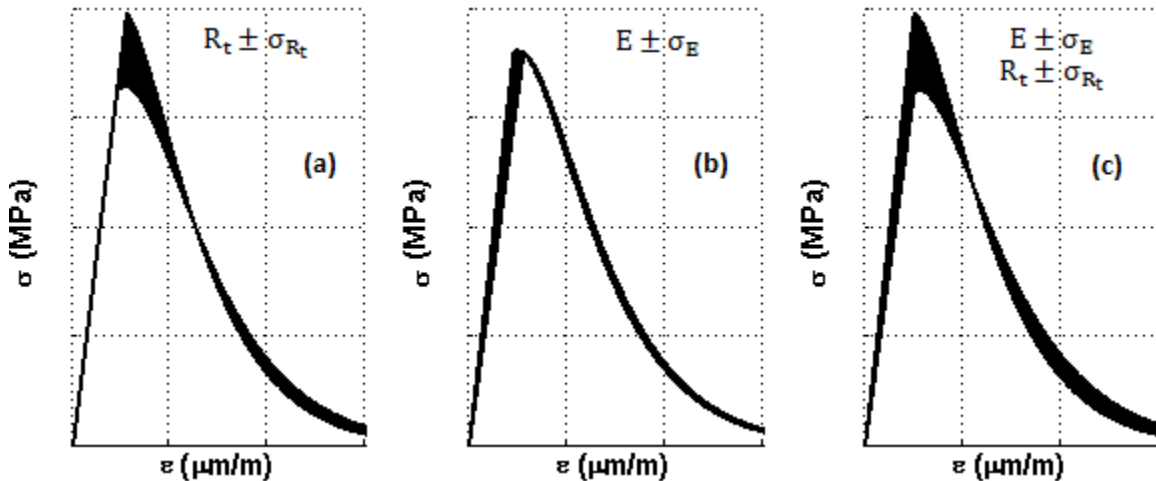


Figure 38. Effet de la variabilité (a) de la résistance à la traction (b) du module de Young (c) de la résistance à la traction et du module de Young sur la variabilité de la loi de comportement aux points de Gauss.

Finalement, la combinaison de la loi d'échelle [28] et des champs aléatoires associés au module de Young [30] permet d'aboutir à une loi d'échelle statistique (Statistical Size Effect Law SSEL - Figure 39) représentative des composantes énergétique et statistique.

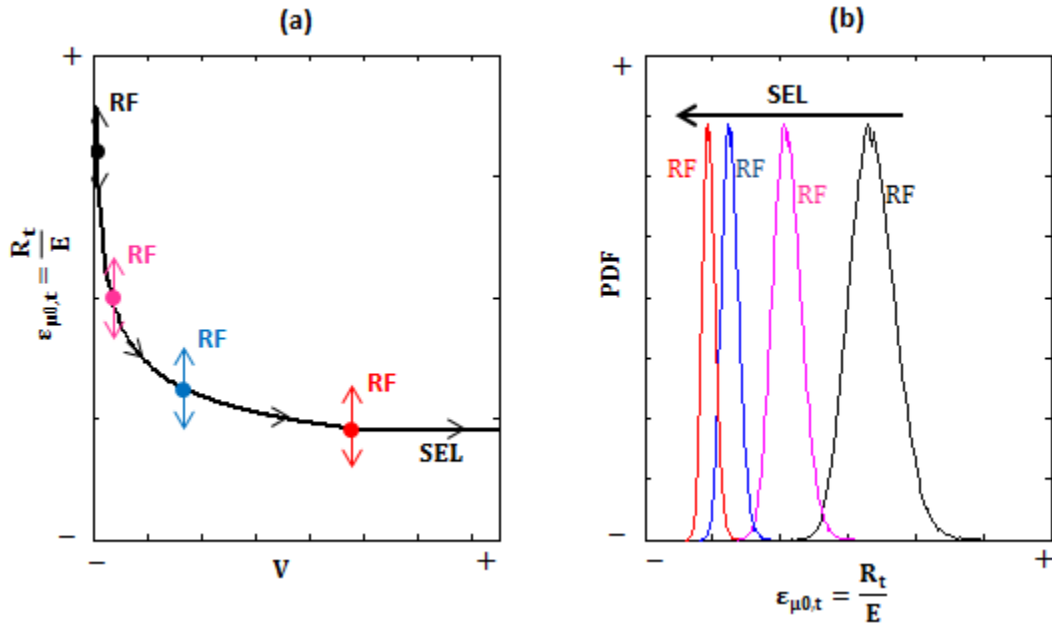


Figure 39. Loi d'échelle statistique exprimée en fonction du seuil d'endommagement (a) loi d'échelle reliant le seuil d'endommagement au volume sollicitée en traction (b) Fonction de densité de probabilité du seuil d'endommagement pour un volume donné. RF : Random Field – SEL : Size Effect Law.

2.4.4 Modélisation continue des écoulements d'air sec (THM-F)

La modélisation des flux d'air sec à travers le volume du béton nécessite la résolution de l'équation de la chaleur suivante [31] (fluide compressible):

$$\frac{\partial P_{\text{air}}}{\partial t} - \text{div} \left(\frac{k_{\text{eq}}}{\mu_{\text{air}}} P_{\text{air}} \overrightarrow{\text{grad}}(P_{\text{air}}) \right) = 0 \quad [31]$$

$$\overrightarrow{q_{\text{flux}}}(\Gamma) = - \frac{k_{\text{eq}}}{\mu_{\text{air}}} \overrightarrow{\text{grad}}_r(P_{\text{air}})$$

P_{air} La pression de l'air (Pa), k_{eq} la perméabilité équivalente du domaine considéré (m^2), μ_{air} la viscosité dynamique de l'air (1.810^{-5} Pa.s), $\overrightarrow{q_{\text{flux}}}(\Gamma)$ le flux d'air à travers un bord donné Γ .

Conformément aux modalités des tests de pressurisation, les conditions aux bords du problème de fuite sont de type Dirichlet et consistent à appliquer un écart de pression de 0,42 MPa dans l'épaisseur du mur de confinement (côté intrados : pression appliquée de 0,52 MPa – côté extrados : pression atmosphérique de 0,10 MPa).

Comme évoqué précédemment (2.3.2), deux modes principaux d'écoulement sont distingués :

2.4.4.1 Ecoulement à travers la masse

La perméabilité à travers le volume est notée k_D (D pour Darcy). Cette dernière a la forme suivante [32]:

$$k_D = k_0 * f_1(S_r) * f_2(P, S_r) * f_3(d) \quad [32]$$

k_0 la perméabilité intrinsèque (composante visqueuse de l'écoulement) d'un béton sec et non endommagé²⁶, $f_1(S_r)$ une fonction tenant compte de l'effet du taux de saturation sur la perméabilité apparente du béton, $f_2(P, S_r)$ une fonction descriptive des effets de pression (composante par glissement de l'écoulement – Effet Klinkenberg), $f_3(d)$ une fonction tenant compte de l'état d'endommagement diffus du volume.

Dans la littérature, et pour chaque fonction, plusieurs modèles sont proposés (Table 18). Le choix du modèle associé à la fonction $f_1(S_r)$ n'est conditionné que par la qualité d'ajustement aux mesures expérimentales. Pour la fonction $f_3(d)$, il est important de rappeler qu'elle est représentative de l'effet d'un endommagement diffus dans le volume sur la perméabilité.

Table 18. Modélisation des effets du taux de saturation, de la pression et de l'endommagement sur la perméabilité du béton

Modèle		Nombre de paramètres	Domaine de validité	Référence
$f_1(S_r)$	$(S_r^c - 1)^{1+\frac{1}{c}}$	1	$0 \leq S_r \leq 1$	[Van Genuchten, 1980]
	$1 - \sqrt{S_r} \left(1 - (1 - S_r^c)^{\frac{1}{c}}\right)^2$	1		[Savage et al., 1997]
	$\sqrt{1 - S_r} (1 - S_r^c)^{\frac{2}{c}}$	1		[Parker et al., 1987]
	$\sqrt{1 - S_r} \left(1 - S_r^{\frac{1}{c}}\right)^{\frac{1}{2c}}$	1		[Verdier, 2001]
$f_2(P, S_r)$	$1 + (1 - S_r) \frac{\beta_K}{P_m}$	1	Écoulement laminaire	[Klinkenberg, 1941] [Abbas et al., 1999]
$f_3(d)$	$e^{(\alpha d)^\beta}$	2	$0 \leq d \leq 0.15$	[Choinska, 2006] [Choinska et al., 2007a] [Picandet et al., 2009]
			$0.20 \leq d \leq 0.80$	[Bary, 1996]
	$1 + \sum_{n=1}^3 \frac{(\alpha d)^{n\beta}}{n!}$	2	$0 \leq d \leq 0.15$ (Perméabilité résiduelle)	[Choinska, 2006] [Choinska et al., 2007a]
	$\left(1 + \sum_{n=1}^3 \frac{(\alpha d)^{n\beta}}{n!}\right) (1 + (\alpha' d)^{\beta'})$	4	$0 \leq d \leq 0.15$ (Perméabilité sous chargement)	
$10^{\alpha d}$	1	$0.20 \leq d \leq 0.80$	[Gawin et al., 2002]	

Or, pour des valeurs d'endommagement supérieur à 80 %, les microfissures ont tendance à se connecter pour former une seule macrofissure (ce qui est le cas pour le test BIPEDE [Gérard, 1996] sur lequel se sont basés [Bary, 1996] et [Gawin et al., 2002] pour développer leurs modèles). Dans une telle configuration, l'hypothèse d'un milieu poreux n'est plus adaptée pour décrire ce mode d'écoulement. En plus, la variable d'endommagement, étant par définition bornée à 1, ne peut pas être descriptive d'un écoulement à travers une ouverture de fissure, physiquement, non bornée. Ainsi, les modèles proposés par [Bary, 1996] et [Gawin et al., 2002] manquent de représentativité physique pour les taux d'endommagement élevés. En se limitant à des taux inférieurs à 15 %, les

²⁶ La microfissuration due aux retraites empêchés autour des granulats (par effet de jeune âge ou par séchage) est considérée comme un état initial dont la mesure de perméabilité intrinsèque tient compte par défaut.

modèles proposés par [Choinska, 2006][Picandet et al., 2009] (que ce soit sous la forme exponentielle ou développement limités au 3^{ème} ordre) permettent d'aboutir approximativement au même résultat (Figure 40). Toutefois, il faut noter que la forme exponentielle a tendance à augmenter rapidement pour des endommagements supérieurs à 15 %. Dans [Choinska, 2006] et [Choinska et al., 2007b], la forme polynomiale est recommandée afin de ne pas surestimer les perméabilités antérieures à l'apparition de macrofissures.

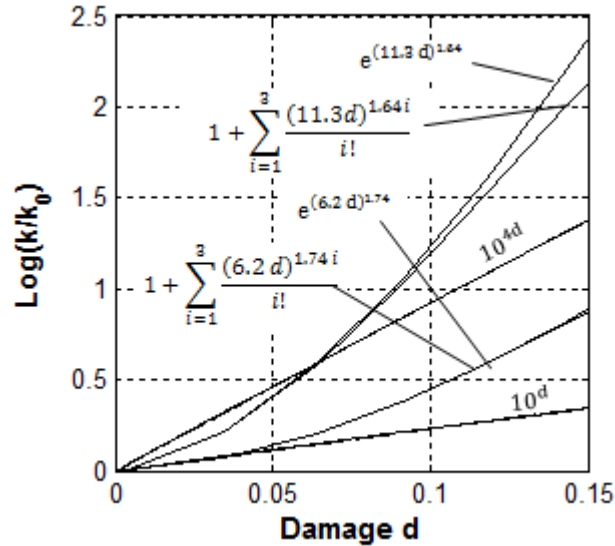


Figure 40. Comparaison des lois de couplage endommagement-perméabilité pour les écoulements à travers la masse du béton : [Picandet et al., 2009] $(\alpha, \beta)=(11.3, 1.64)$ [Choinska, 2006] $(\alpha, \beta)=(6.2, 1.74)$ [Gawin et al., 2002] $\alpha = 1 - 4$

Un autre point important est que les mesures de perméabilité sont, généralement, menées à un état mécanique résiduel (après décharge) bien que, sur site, l'écoulement de l'air sec à travers le volume se fait sous chargement (phase de pressurisation). Dans ce sens, [Choinska, 2006][Choinska et al., 2007a] ont montré que la perméabilité est deux fois plus importante (à $d=15\%$) pour un volume chargé que pour un volume déchargé. Toutefois, aucune proposition de "chemin de perméabilité" entre les deux états (chargé et déchargé) n'a été faite. Dans [Bouhjiti et al., 2018b], une formulation continue de l'évolution de la perméabilité pour des cycles de charge-décharge a été proposée tenant compte de l'aspect irréversible dû à l'endommagement [33]. Ce formalisme permet d'étendre le modèle initial dans [Choinska, 2006][Choinska et al., 2007a] – limité à un cadre résiduel – aux cas de chargements variables. Etant plus représentatif de l'évolution physique de la perméabilité du volume en phase de pressurisation (montée puis descente en pression), le modèle retenu est [33] :

$$f_3(d) = f_3^r(d) + f_3^i(d)$$

$$f_3^r(d) = (\alpha' d_r)^\beta \left(1 + \sum_{n=1}^3 \frac{1}{n!} (\alpha d_r)^{n\beta} \right) \quad f_3^i(d) = \left(1 + \sum_{n=1}^3 \frac{1}{n!} (\alpha d_v)^{n\beta} \right) \quad [33]$$

$d_r = \max\left(0; 1 - \frac{\varepsilon_{\mu 0,t}}{\varepsilon_{eq,t}} e^{-B_t(\varepsilon_{eq,t} - \varepsilon_{\mu 0,t})}\right)$ une version "réversible" de la variable d'endommagement (Table 12), d_{lim} un paramètre limitant la part irréversible de la perméabilité, $d_v = \frac{\varepsilon_{eq,t}}{\varepsilon_{eq,t}} d + \left(1 - \frac{\varepsilon_{eq,t}}{\varepsilon_{eq,t}}\right) \min(d; d_{lim})$ un paramètre définissant le chemin de perméabilité entre les perméabilités résiduelles et celles sous chargement.

2.4.4.2 Ecoulement à travers les fissures

La perméabilité localisée à travers les fissures est notée k_F (F pour Fissure). En assimilant la fissure à deux plans parallèles infinis, et conformément aux équations de Navier-Stokes, k_F a la forme suivante [Poiseuille, 1840][Picandet et al., 2009][Rastiello et al., 2015][34]:

$$k_F = \xi \frac{w_{ck}^3}{12 h_{EF}} \quad [34]$$

w_{ck} l'ouverture de fissure, h_{EF} taille caractéristique des éléments finis (en accord avec le choix du modèle local qui a été fait), ξ un facteur réducteur de la perméabilité de Poiseuille tenant compte des effets de rugosité et de forme ([Picandet et al., 2009] : $\xi = 0.01 - 0.1$, [Rastiello et al., 2015] : $\xi = \min((\alpha_w w_{ck})^{\beta_w}; 1)$).

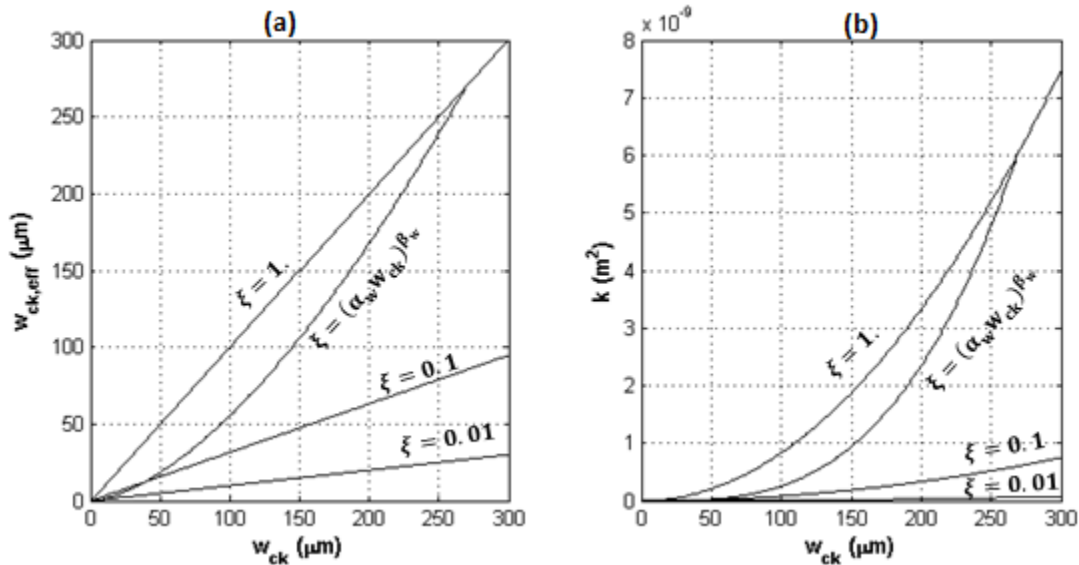


Figure 41. Effets de la rugosité et de la forme des fissures sur (a) les ouvertures de fissures effectives associées au débit de Poiseuille (b) la perméabilité à travers les fissures [Picandet et al., 2009](α_w, β_w) = (3726.71 m⁻¹, 1.19) for 20 μm ≤ w_{ck} ≤ 160 μm

Moins les effets de rugosités sont importants, plus ξ tend vers 1. Dans ce sens, le modèle proposé par [Rastiello et al., 2015] en se basant sur l'écoulement en temps réel à travers une fissure obtenue par essai brésilien semble être plus représentatif physiquement comparé aux cas où ξ est constant. En effet, plus l'ouverture de fissure est importante, moins influents sont les effets de rugosité sur le débit résultant. Cependant, il est important de souligner que la campagne expérimentale dans [Rastiello et al., 2015] ne couvre que des ouvertures allant jusqu'à 160 μm alors que la condition de $\xi \leq 1$ est vérifiée jusqu'à des ouvertures de 268 μm . Par la suite et si besoin, une extrapolation du modèle entre 160 et 268 μm est considérée.

2.4.4.3 Loi de raccordement de la perméabilité (du diffus au localisé)

Les lois de raccordement décrivent l'évolution de la perméabilité entre un état de microfissuration diffuse (écoulement à travers la masse) et celui de macrofissure localisée (écoulement à travers la fissure). Bien que cet état intermédiaire ne soit que très rarement étudié expérimentalement, des

lois de raccords ont été proposées permettant d'extrapoler la perméabilité entre les modes de Darcy et de Poiseuille (Table 19 - Figure 42). Dans [Rastiello et al., 2015][Mozayan Kharazi et al., 2013][Asali et al., 2016][Choinska et al., 2007b], un raccordement linéaire est proposé en superposant les deux perméabilités k_D et k_F et en limitant la fonction $f_3(d)$ dans la perméabilité de Darcy [32] à des valeurs inférieures à $f_3(d_{lim} = 15 \%)$. Au-delà de ce seuil, l'accroissement de la perméabilité est considéré intégralement dû à l'augmentation de l'ouverture de fissure. Cependant, pour des endommagements entre 15 % et 90 %, l'ouverture de fissure effective (compte tenu des effets de rugosités) reste négligeable. Ce qui mène à une perméabilité constante sur ce domaine. Afin de ne pas avoir à limiter la fonction $f_3(d)$ et d'assurer une croissance continue de la perméabilité en fonction de l'endommagement, d'autres formes linéaire et logarithmique pondérées par la variable d'endommagement sont proposées dans [Choinska, 2006][Choinska et al., 2007b][El Dandachy, 2016]. Cependant, cette condition de monotonie n'est pas vérifiée pour toute perméabilité et pour toute valeur de ξ (Figure 42a&b) ce qui remet en cause la pertinence du choix de la variable d'endommagement comme fonction de pondération. Etant irréversible, la pondération par l'endommagement mène aussi à une description erronée de la perméabilité en phase de décharge ou de fermeture de fissure. En effet, à un endommagement de 100 %, la perméabilité équivalente devient $k_{eq} = k_F$. Cette dernière tend vers zéro en décharge (Figure 42c) alors que la valeur à retrouver est celle résiduelle de k_D [33].

Table 19. Exemples de lois de raccords de perméabilité

Modèle	Domaine de validité	Référence
$k_{eq} = k_D + k_F$	$0 \leq d \leq 0.15$	[Rastiello et al., 2015][Mozayan Kharazi et al., 2013] [Asali et al., 2016][Choinska et al., 2007b]
$k_{eq} = (1 - d)k_D + dk_F$	$0 \leq d \leq 1$	[Choinska, 2006][Choinska et al., 2007b]
$k_{eq} = k_D^{1-d}k_F^d$		[El Dandachy, 2016]

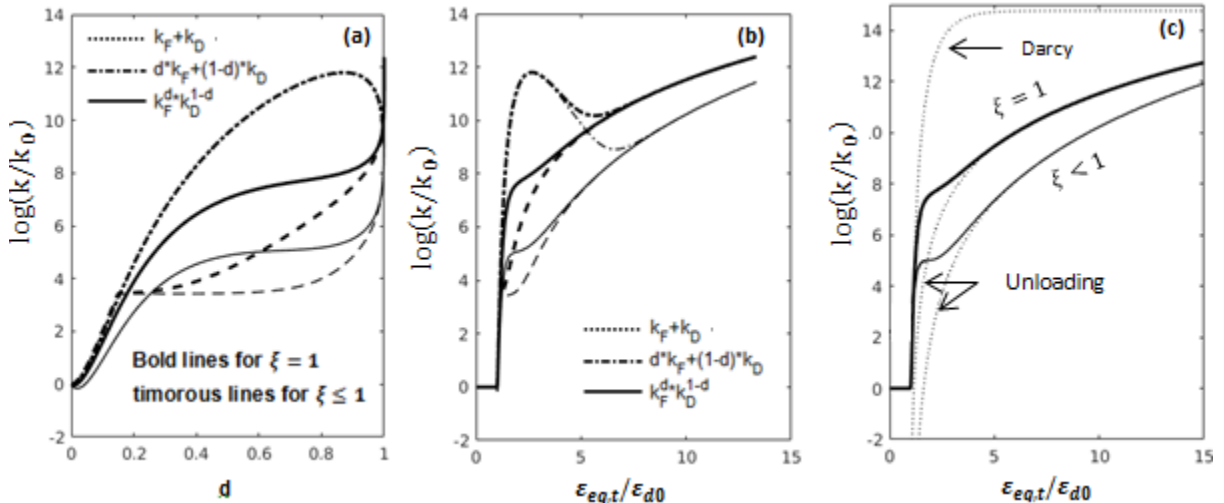


Figure 42. Comparaison des lois de raccords linéaire, linéaire et logarithmique pondérée (a) Perméabilité vs. endommagement (b) Perméabilité vs. déformation (c) Perméabilité pour un cycle de charge-décharge pour la loi logarithmique [Bouhjiti et al., 2018b] ($k_0 = 10^{-17} m^2$, $h_{EF} = 6 \text{ cm}$, $S_r = 0 \%$, $\alpha' \approx \alpha$, $\beta' \approx \beta$, $d_{lim} \approx 0.15$, $\alpha = 11.3$, $\beta = 1.64$. Bold lines: $\alpha_w = 1 m^{-1}$, $\beta_w = 0$ and timorous lines $\alpha_w = 3726.71 m^{-1}$, $\beta_w = 1.19$)

Pour améliorer ces aspects, une loi de raccordement logarithmique revisitée est introduite dans [Bouhjiti et al., 2018b]. Plus précisément, la pondération est modifiée de telle sorte à assurer une croissance monotone de la perméabilité en phase de chargement et une décroissance continue jusqu'à un seuil résiduel en phase de déchargement [35] entre les modes de Darcy [33] et de Poiseuille [34] (Figure 43). Il est important de souligner que le caractère irréversible de la perméabilité est associé ici à un état de microfissuration irréversible et non à une ouverture résiduelle de la macrofissure. Les deux approches sont équivalentes puisqu'il est possible de définir un seuil d'ouverture de fissure dont la perméabilité est équivalente à celle du réseau microfissuré (et vice-versa).

$$k_{eq} = (k_F) \left(\frac{\langle d_r - d_{lim} \rangle_+}{1 - d_{lim}} \right)^\delta (k_D)^{1 - \left(\frac{\langle d_r - d_{lim} \rangle_+}{1 - d_{lim}} \right)^\delta} \quad [35]$$

d_r, d_{lim} défini à partir de [33] et δ paramètre d'ajustement assurant la monotonie de la perméabilité.

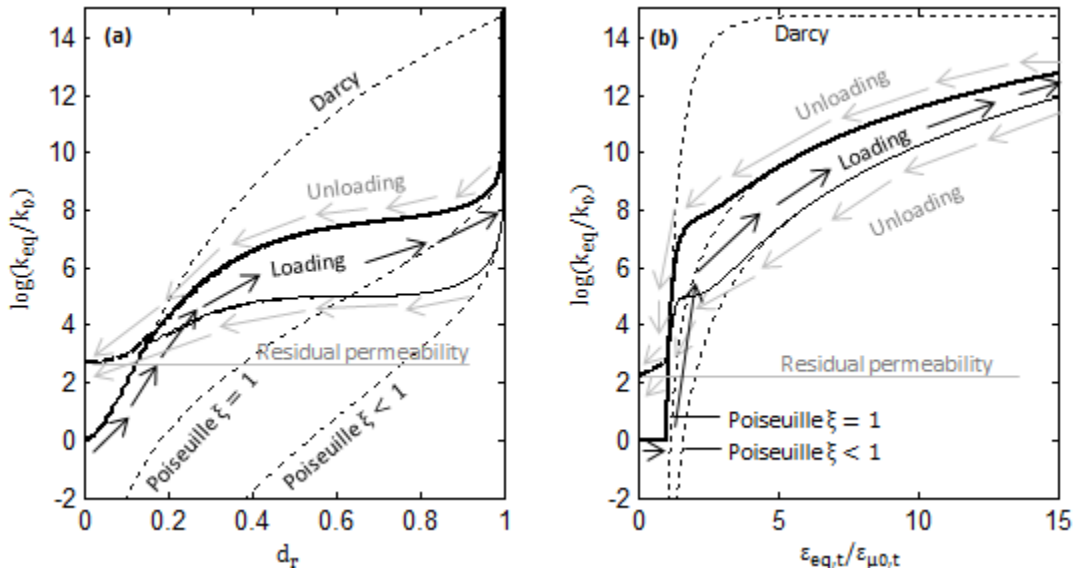


Figure 43. Loi de raccordement logarithmique revisitée (a) Perméabilité vs. "variable d'endommagement réversible" (b) Perméabilité vs. déformation [Bouhjiti et al., 2018b] ($k_0 = 10^{-17} m^2, S_r = 0 \%$, $h_{EF} = 6 cm, \alpha' \approx \alpha, \beta' \approx \beta, d_{lim} \approx 0.15, \alpha = 11.3, \beta = 1.64, \delta = 0.8$, lignes en gras: $\alpha_w = 1 m^{-1}, \beta_w = 0$ - lignes fines: $\alpha_w = 3726.71 m^{-1}, \beta_w = 1.19$)

2.5 Conclusions

Ce chapitre est un résumé du travail bibliographique mené tout au long des trois années de thèse [Bouhjiti, 2016][Bouhjiti, 2017]. Il répond au besoin de définir/choisir des outils de modélisation adaptés au comportement des enceintes de confinement des réacteurs nucléaires dans des conditions d'exploitation usuelles. Les phénomènes de vieillissement, leurs origines physiques et leurs modèles mathématiques et hypothèses associées ont été décrits et discutés. Au final, une approche chaînée THM-F (Figure 44) a été retenue et justifiée pour décrire le comportement du béton dans les grands ouvrages, et ce dès la phase de jeune âge.

Les phénomènes étudiés sont de natures (nombre de paramètres à identifier en entrée):

- Thermique : la thermo-hydratation (12)
- Hydrique : le séchage et l'humidification (9)
- Mécanique : les déformations d'origine thermo-hydrique, les fluages, l'endommagement et la fissuration (31)
- Hydraulique : la perméabilité à l'air sec (11)

Les domaines de validité de l'approche choisie sont bien adaptés aux cas des enceintes de confinement et applicables à toute autre large structure dont :

- Le risque de fissuration est important au jeune âge et est croissant dans le temps
- la température de service normale est inférieure à 50 °C
- l'humidité relative loin des bords reste supérieure à 40 %
- L'écoulement de l'air sec à travers la structure est laminaire à température ambiante.

Néanmoins, pour le béton aux bords (au sens de proximité aux flux hydriques séchant) ou structures fines, le modèle THM-F choisi est discutable. En particulier :

- A des humidités relatives inférieures à 40 %, la diffusion de la vapeur n'est plus négligeable devant celle de l'eau. Cela nécessite la définition d'un coefficient de diffusivité adapté dans l'équation descriptive du séchage ([11] vs. [13][14]).
- La validation des modèles de fluage à de faibles humidités relatives est rarement établie. La remise en question porte principalement sur la linéarité de l'effet de l'humidité relative ($f_3(HR)$ dans la Table 11).

Une fois les lois de comportement élémentaires choisies et justifiées, la validation globale de l'approche THM-F (cadre viscoélastique endommageable du jeune âge au long terme) et l'analyse de sensibilité des modèles associés à la variabilité des paramètres en entrée (identification des paramètres les plus influents) sont menées.

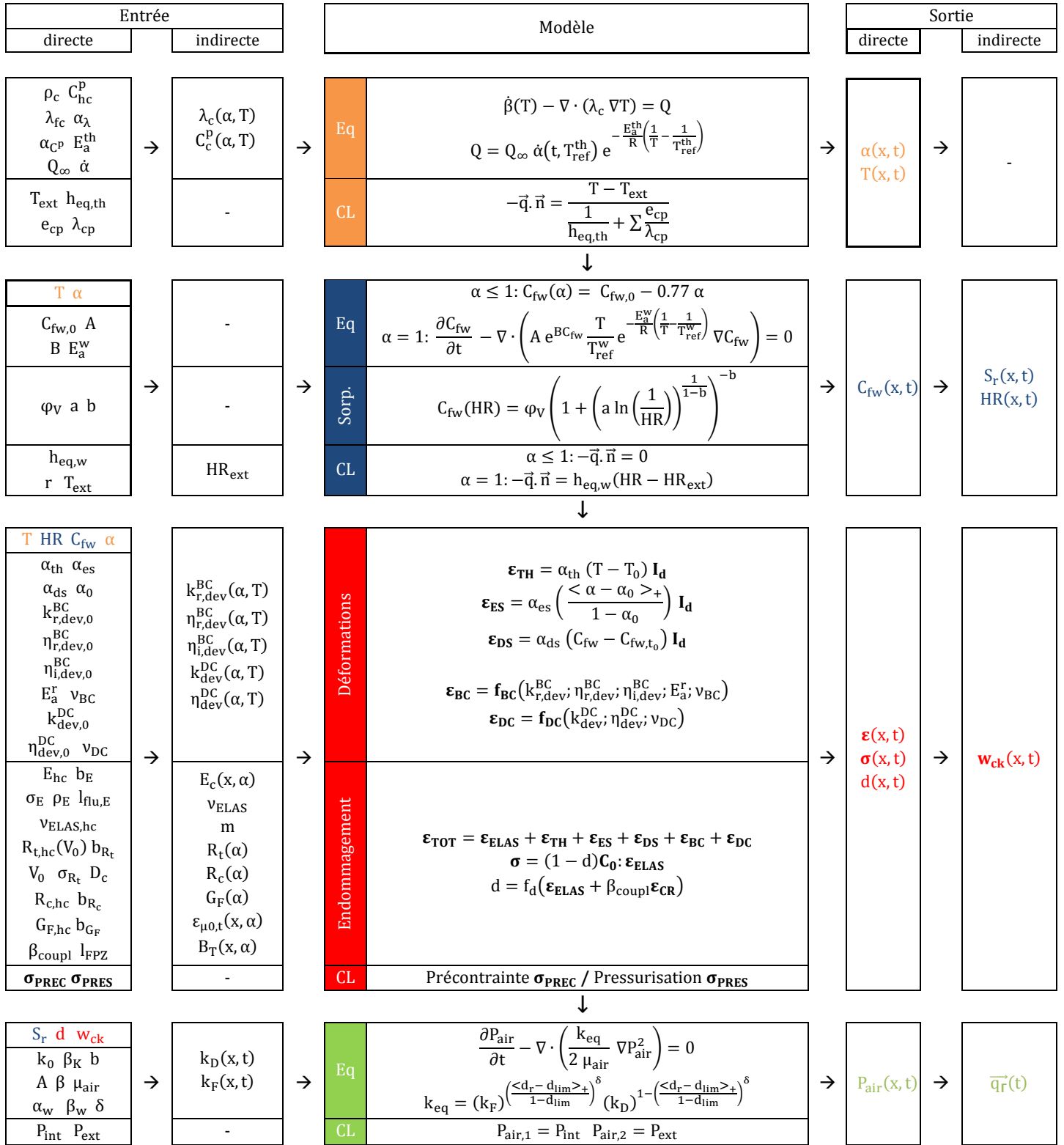


Figure 44. Diagramme du modèle THM-F retenu

3. Analyse de la variabilité des paramètres en entrée du modèle THM-F – Cas du béton et de la maquette VeRCoRs

3.1 Introduction	75
3.2 Variabilité des paramètres thermiques	76
3.2.1 Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle thermique	76
3.2.2 Propriétés thermiques du béton VeRCoRs	78
3.2.3 Conditions thermiques aux bords de la maquette VeRCoRs	82
3.2.4 Conclusions partielles	85
3.3 Variabilité des paramètres hydriques	86
3.3.1 Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle hydrique	86
3.3.2 Propriétés hydriques du béton VeRCoRs	86
3.3.3 Conditions hydriques aux bords de la maquette VeRCoRs	89
3.3.4 Conclusions partielles	89
3.4 Variabilité des paramètres mécaniques	90
3.4.1 Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle mécanique	90
3.4.2 Propriétés mécaniques du béton VeRCoRs	94
3.4.3 Conditions mécaniques aux bords de la maquette VeRCoRs	97
3.4.4 Conclusions partielles	102
3.5 Variabilité des paramètres de perméabilité	105
3.5.1 Méthode d'identification des paramètres en entrée du modèle de fuite	105
3.5.2 Propriétés de transfert du béton VeRCoRs	106
3.5.3 Conditions aux bords de surpression à l'air sec de la maquette VeRCoRs	106
3.5.4 Conclusions partielles	107
3.6 Conclusions	107

3.1 Introduction

Les sources de variabilité des paramètres du modèle THM-F retenu peuvent être classées en deux groupes [Baroth et al., 2011]:

- **Sources internes** : Le béton est un matériau hétérogène et multiphasique. Cela induit, intrinsèquement, une variabilité spatiale de ses propriétés et de leurs évolutions dans le temps. Dans ce groupe, il est aussi possible d'inclure les incertitudes relatives aux dimensions géométriques de la structure (écarts entre géométrie sur plans et celle construite) et aux liaisons internes (acier-béton, gaine de précontrainte-béton, propriétés des joints de reprise de bétonnage, effets de bridage entre deux volumes structurels, etc.).
- **Sources externes** : Il s'agit principalement de la variabilité des conditions aux bords THM-F (et dans le temps et dans l'espace), de leur caractère accidentel, des procédés de construction, de la qualité d'exécution sur site, etc.

Une autre classification possible [Baroth et al., 2011][Sudret, 2007][Ditlevsen et al., 2005] consiste à distinguer :

- **Incertitudes aléatoires** : Il s'agit de variabilité irréductible mais quantifiable (cas de la variabilité intrinsèque des propriétés THM-F, de la variabilité des chargements THM-F, etc.). La mesure d'incertitude dépend de la taille des données collectées (variant de quelques unités à des milliers en fonction de l'accessibilité à la mesure et de son coût) mais pas seulement. En effet, parmi ces données collectées quelques-unes peuvent être aberrantes dans le sens où leur probabilité d'occurrence semble être extrêmement faible si bien que l'erreur de mesure est systématiquement évoquée. Toutefois, il se peut que de telles valeurs relèvent de la variabilité intrinsèque du matériau et ne peuvent être mises de côté. Toute l'habileté de l'analyste revient alors à justifier la conservation ou pas de données pour l'analyse statistique à mener. En fonction de l'abondance des données, les situations suivantes sont rencontrées (de la moins à la plus optimiste – de la moins à la plus objective –):

- En l'absence totale de mesures d'une quantité, les données présentes dans la littérature et les jugements d'experts restent les seuls recours afin de définir a priori des intervalles de variation de la quantité analysée. En général, cela permet d'accéder à des valeurs moyennes, des écart-types ou des coefficients de variation. En appliquant le principe d'entropie maximale [Esposito et al., 2001], une loi probabiliste peut ensuite être déduite (Par exemple : moyenne et écart-type permettent de trouver une loi gaussienne, moyenne et coefficient de variation permettent de trouver une loi uniforme).

- Avec peu de mesures, il est possible de se baser sur les jugements d'expert pour définir une loi de probabilité a priori qui, combinée à de nouvelles observations, et appliquant le théorème de Bayes [Perrin, 2008], permettrait de remonter à une nouvelle loi a posteriori.

- Dans le cas où il est possible de procéder à l'identification d'une quantité à partir de la mesure d'autres données qui lui sont corrélées (parce que la mesure directe est trop coûteuse), une analyse inverse stochastique [Sudret, 2007] ou une actualisation de données [Perrin, 2008] permettent de remonter à la variabilité de la quantité d'intérêt.

- Finalement, si une large série de mesures est disponible, l'application des outils d'analyse statistique classiques sont à envisager [Saporta, 2011] : statistiques descriptives, tests d'adéquation, méthodes des moments statistiques, méthode du maximum de vraisemblance, etc.

- **Incertitudes épistémiques** : Il s'agit d'erreurs induites par les hypothèses simplificatrices des modèles, par la précision des mesures expérimentales, par l'insuffisance de mesures expérimentales nécessaire à l'analyse statistique, etc. La réduction du niveau d'erreur épistémique est notamment conditionnée par l'amélioration des connaissances physiques, de leurs modèles mathématiques associés, de la précision/fiabilité des techniques expérimentales d'identification et par l'augmentation du nombre de mesures.
- **Incertitudes ontologiques** : Elles font référence aux débordements inévitables et imprévisibles suite à une réponse hors domaine d'hypothèses initialement fixé (chargements THM hors dimensionnement, mise en place et réalisation non-conforme aux règles d'usage, non-conformité à la réglementation en vigueur, etc.).

A l'échelle des grandes structures, ces variabilités mènent à une réponse hétérogène du volume en béton et nécessitent d'être prises en compte lors de la modélisation. Dans ce travail, les incertitudes aléatoires (quantifiables) dans le modèle THM-F constituent une préoccupation majeure par opposition aux approches classiques déterministes. Cela permet naturellement de réduire l'erreur épistémique du modèle, d'améliorer sa fiabilité et sa représentativité du comportement réel des structures. Donc, ce chapitre a pour principal objectif, en vue d'une analyse de sensibilité à l'échelle structurelle, de quantifier la variabilité des 63 paramètres en entrée du modèle THM-F appliqué à la maquette VeRCoRs [Projet VeRCoRs, 2015-2021].

3.2 Variabilité des paramètres thermiques

3.2.1 Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle thermique

Dans la Table 20, différentes méthodes d'identification des paramètres du problème thermique à résoudre ([5]–[6]) sont présentées. Pour les propriétés d'hydratation (chaleur et cinétique d'hydratation), la méthode calorimétrique adiabatique est choisie comme de référence dans ce travail. Elle consiste à suivre la quantité de chaleur dégagée lors de l'hydratation du béton en absence d'échanges thermiques avec l'extérieur. L'essai donne accès directement à la chaleur d'hydratation Q_{∞} et permet de définir le taux d'avancement $\alpha(t) = \frac{Q(t)}{Q_{\infty}}$. Ces éléments suffisent pour définir la cinétique d'hydratation $\dot{\alpha}$ dans [6] (la méthodologie à suivre est décrite en détail en annexe 3.1). Une autre méthode courante définissant l'avancement de la réaction est celle par maturométrie [36]. En principe les deux méthodes sont équivalente et devrait mener à l'identification de la même cinétique [Ulm et al., 1998]. Toutefois, il est à noter que dans l'équation [36], le facteur de non-linéarité β n'est pas connu *a priori*. Une hypothèse supplémentaire est donc requise afin d'écrire le taux d'hydratation en fonction de la résistance à la compression développée. En pratique, l'essai calorimétrique permet d'identifier $\alpha(t)$ qui, ajusté aux mesures de résistance à la compression, permet de déduire la valeur de β selon la relation suivante [36] :

$$\alpha(t) = (1 - \alpha_0) \left(\frac{R_c(t)}{R_{c,\infty}} \right)^{\frac{1}{\beta}} + \alpha_0 \quad [36]$$

α_0 le seuil de percolation ou seuil d'hydratation à partir duquel se développent une rigidité et une résistance mécanique apparente du béton [Acker, 1988] $\alpha_0 = 0.17 - 0.4$ [De Schutter, 1999][Van Breugel, 1991] [Torrenti et al., 2005], $R_c(t)$ la résistance à la compression à un instant donné, $R_c(t = \infty) = R_{c,\infty}$ la résistance à la compression développée en fin d'hydratation, β paramètre de calage : $\beta = 1.1$ [Briffaut, 2010], $\beta = 1$ [Ulm et al., 1998], $\beta = 0.84$ (CEM I) [De Schutter et al., 1996].

Table 20. Méthodes d'identification des paramètres thermiques et d'hydratation du béton

Paramètre	Symbole	Méthode d'identification	Référence / Commentaire
Chaleur d'hydratation	Q_∞	Loi des mélanges	$Q_c = \sum_{X \text{ phase}} p_X Q_X$ (Table 2)
		Calorimétrie	Annexe A.A
Taux d'avancement de la réaction d'hydratation	$\alpha(t, T_{ref}^{th})$	Loi des mélanges	$\alpha_c = \sum_{X \text{ phase}} p_X \alpha_X$ (Figure 37)
		Calorimétrie	Annexe A.A
		Maturométrie	[Guide Technique LCPC, 2003] [36]
		Thermogravimétrie	[Tantawy, 2015] [El-Jaizairi et al., 1977]
		Mercury Intrusion Porosimetry (MIP)	[Lianzhen et al., 2007]
		Diffraction de rayons X	[Nath et al., 2016]
		Analyse Thermique Différentielle- Thermogravimétrie (ATD-ATG)	[Pane et al., 2005]
		Observation par Microscopie Electronique à Balayage (MEB)	[Bazzoni, 2014]
		Taux d'hydratation ultime	ζ_∞
Diffraction de rayons X	[Nath et al., 2016]		
Analyse Thermique Différentielle-Thermogravimétrie (ATD-ATG)	[Pane et al., 2005]		
Energie d'activation	E_a^{th}	Calorimétrie isotherme	[Qinwu et al., 2010]
		Maturométrie isotherme	[Guide Technique LCPC, 2003]
		Loi des mélanges	$E_a^{th} = \sum_{X \text{ phase}} p_X E_{a,X}^{th}$ (Table 2)
		Empirique	(Table 6)
Conductivité thermique (béton durci)	λ_{hc}	"Plaque Chaude Gardée"	[NF EN 12664]
Conductivité thermique (béton frais)	λ_{fc}	Loi des mélanges	$\lambda_{fc} = p_g \lambda_g + p_w \lambda_w + p_c \lambda_c$ (Table 21)
Capacité thermique (béton durci)	C_{hc}^p	Calorimétrie	Annexe A.A
Capacité thermique (béton frais)	C_{fc}^p	Loi des mélanges	$C_{fc}^p = p_g C_g^p + p_w C_w^p + p_c C_c^p$ (Table 21)

Table 21. Capacité et conductivité thermiques des composants du béton frais [Briffaut, 2010]

Composant		Capacité thermique (J/kg/°K)	Conductivité thermique (J/s/m/°K)
Agrégats (g)	Siliceux	730	3.10
	Calcaires	840	
	Dolomitiques	890	
Ciment (c)		760	1.23
Eau (w)		4186	0.59

3.2.2 Propriétés thermiques du béton VeRCoRs

Le béton VeRCoRs, objet de la présente étude, a la formulation théorique suivante :

Table 22. Formulation du béton VeRCoRs [Projet VeRCoRs, 2015-2021]

Composant		Dosage	Unité	$\tau_{massique}$ (%)	$\tau_{volumique}$ (%)	→	Composition chimique du ciment CEM I	
Ciment	CEM I 52,5 N CE CP2 (NF Gaurain)	320	kg/m ³	12.74	10.20		Clinker (> 95 %)	C ₃ A
Eau de gâchage		197.6	l/m ³	14.53	19.80	C ₂ S		70 %
Eau efficace théorique		167.2	l/m ³	-	-	C ₂ S		08 %
Sable (GSM LGP1)		0/4	830	kg/m ³	33.04	31.90		C ₄ AF
Gravier (GSM LGP1)	4/11	445	kg/m ³	17.71	17.10	Phases mineures (< 5 %)	SO ₃	2.7 %
Gravier (Balloy, Seine-et-Marne)	8/16	550	kg/m ³	21.89	21.20		S	0.01 %
Adjuvant	Plastifiant (Sikaplast Techno 80)	2.4	l/m ³	0.1	0.2		Na ₂ O	0.52 %
Densité		2386	kg/m ³					

l : litre. FB=Finesse de Blaine=441±10 m²/kg

- **Taux d'hydratation ultime :** Ne connaissant pas l'état hydrique précis des granulats (sur site) avant malaxage, la teneur en eau efficace (participant à l'hydratation) est considérée comprise entre 167 et 197 l/m³ pour un rapport massique Eau/Ciment variant entre 0.52 et 0.61. En appliquant les formules dans la Table 4, les valeurs du taux d'hydratation ultime sont obtenues (Table 23). Selon les modèles, le taux d'hydratation doit être supérieur à 74 %.

Table 23. Estimations théoriques du taux d'hydratation ultime du béton VeRCoRs

$\zeta_{\infty} =$	1.00	[Powers et al., 1946] [Lin et al., 2009]
	0.81 – 0.86	[Waller, 1999]
	0.74 – 0.78	[Mills, 1966]

- **Capacité et conductivité thermiques :** L'essai calorimétrique mené [Projet VeRCoRs, 2015-2021] sur le béton VeRCoRs durci permet d'identifier une capacité thermique de 880±10 J/kg/°K. En appliquant la loi des mélanges, celle du béton VeRCoRs frais serait de : 1257 J/kg/°K.

Pour la conductivité thermique, aucune mesure expérimentale sur béton durci n'est disponible. L'estimation de la conductivité du béton frais donne une valeur de : 2,5 (J/s/m/°K). En utilisant les formules empiriques de la Table 3, l'évolution des propriétés thermiques en fonction du taux d'hydratation (à température constante) serait comme montré à la Figure 45. Les résultats diffèrent en fonction de la formule empirique choisie et de la valeur de référence sélectionnée (béton au jeune âge ou béton durci). Dans tous les cas, la sensibilité des propriétés thermiques à l'évolution du taux d'hydratation est beaucoup plus importante que celles au taux d'hydratation ultime ou à la température (Table 5). Par la suite, la formule de [Faria et al., 2006] est retenue arbitrairement pour décrire l'évolution de la conductivité thermique avec $\zeta_{\infty} = 1,00$ en notant que l'erreur relative induite par cette estimation empirique peut atteindre les 33 %. Pour la capacité thermique, c'est le modèle de [Lura et al., 2001] qui est retenu ($\zeta_{\infty} = 1,00$) en notant une éventuelle erreur relative de 32 % associée à cette étape d'indentification.

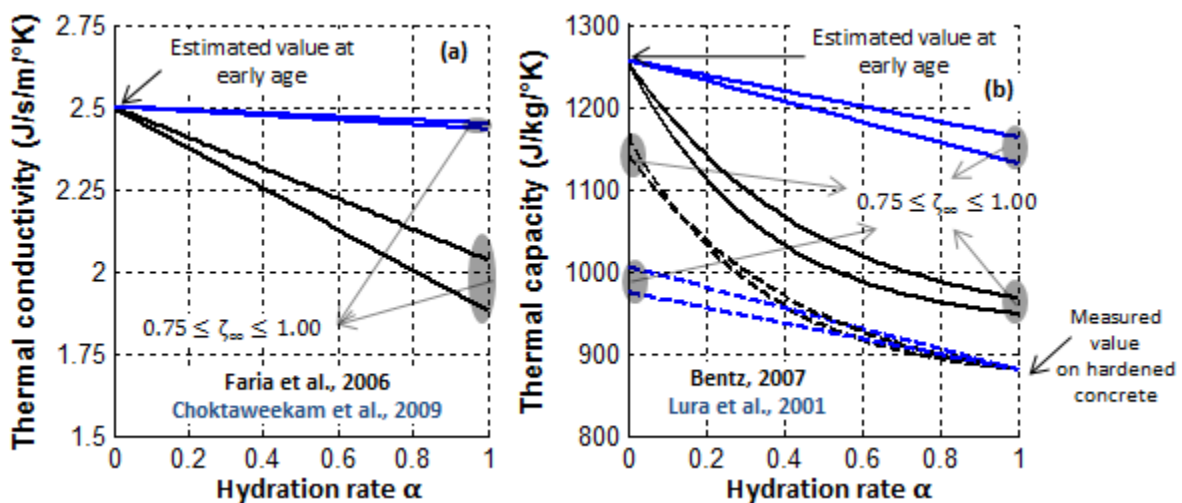


Figure 45. Evolution des propriétés thermiques du béton VeRCoRs en fonction du taux d'hydratation (a) Conductivité thermique (b) Capacité thermique

- Energie d'activation :** L'énergie d'activation associée à l'hydratation du béton VeRCoRs a été identifiée par maturaométrie isotherme en faisant l'hypothèse qu'elle est constante et indépendante de la température et du taux d'hydratation (Figure 46a&b). Sa valeur est de 26 ± 1.4 kJ/mol. Par calorimétrie isotherme, le même ordre de grandeur est identifié dans [Chhun, 2017] (27.9 kJ/mol). Comparés aux valeurs mesurées, les estimations empiriques se basant sur les formules de la Table 6 surestiment l'énergie d'activation. Elles fournissent des valeurs variant entre 30 et 47 kJ/mol (Figure 46c) à une température de 20°C. Par la suite, c'est la valeur identifiée expérimentalement qui est retenue en notant une éventuelle erreur relative de 80 % dans le cas où les formules empiriques seraient utilisées. Les effets de température et d'hydratation sont négligés afin de faciliter l'identification de la chaleur et de la cinétique d'hydratation en se basant sur la résolution analytique des équations [5]–[6] dans des conditions adiabatiques.

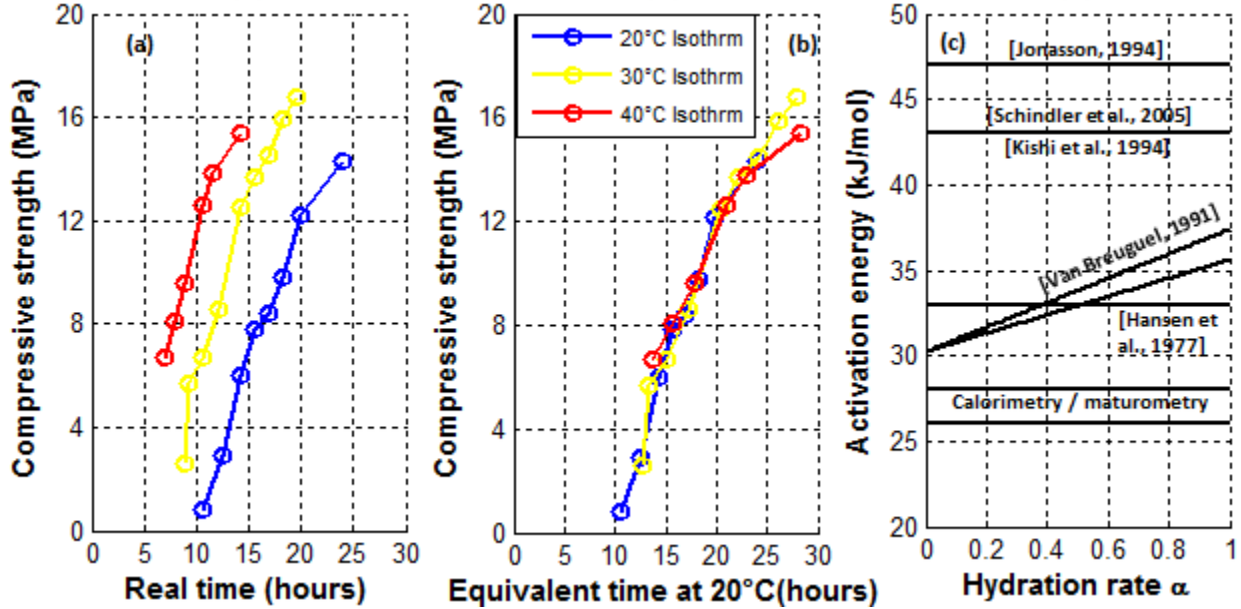


Figure 46. Estimation de l'énergie d'activation thermique par maturaométrie isotherme
 (a) Evolution de la résistance à la compression dans le temps (b) Evolution de la résistance à la compression dans le temps en fonction du temps équivalent à 20°C (c) Comparaison entre valeur mesurée et valeurs empiriques

- **Chaleur et cinétique d'hydratation :** L'identification de la chaleur et de la cinétique d'hydratations à partir d'un essai adiabatique nécessite la résolution du système d'équations suivant [37]:

$$Q_{\infty} = \rho_c \int_{T_0^{ad}}^{T_{\infty}^{ad}} C_c^p(r) dr$$

$$\dot{\alpha}(t, T^{ad}) = \frac{d}{dt} \left(\int_{T_0^{ad}}^{T^{ad}} C_c^p(r) dr \right) e^{\frac{E_a^{th}}{R} \left(\frac{1}{T^{ad}(\alpha)} - \frac{1}{T_{ref}} \right)}$$
[37]

T^{ad} la température mesurée pendant l'essai adiabatique, T_0^{ad} la température initiale et T_{∞}^{ad} la température finale (en fin d'hydratation).

Les résultats obtenus dépendent des effets pris en compte (effet de la température et de l'hydratation) pour décrire la capacité thermique du béton (Table 3-Table 5). Le détail des calculs analytiques est montré en annexe A.A. Dans le cas VeRCoRs, la chaleur d'hydratation identifiée serait comprise entre 79 MJ/m³ et 87 MJ/m³ (température en fin d'essai adiabatique de 63°C – Figure 48b). Les estimations théoriques basées sur la loi des mélanges (Table 2) donnent des valeurs plus importantes entre 115 et 126 MJ/m³ (la température adiabatique en fin d'essai théorique serait autour de 73 – 84 °C). En analysant la courbe adiabatique (Figure 48a), une décroissance de la température est observée à partir de 50 heures d'essai. Cela peut être causé par une perte des conditions adiabatiques ; ce qui justifierait en partie les écarts entre mesures et valeurs théoriques. L'autre raison serait la courte durée de l'essai adiabatique (50 heures

équivalentes à 5 jours en âge équivalent à 20 °C 27) insuffisante pour couvrir toute la phase d'hydratation (dont la durée est supérieure à 28 jours). Cet essai adiabatique serait donc représentatif d'un taux d'avancement effectif entre 65 et 75 % à 5 jours (en âge équivalent). Une extrapolation est nécessaire pour couvrir la cinétique d'hydratation pour des âges supérieurs. Pour ce faire, l'hypothèse d'une hydratation complète à 28 jours est faite et la méthode maturométrique (Figure 47) est utilisée afin de définir la cinétique d'hydratation au-delà de 5 jours ([36] avec $\beta = 1$ et $\alpha_0 = 0.15$). Cela permet de réduire la cinétique de dégagement de chaleur en fonction du taux d'hydratation pour atteindre un taux d'hydratation à 100 % au bout de 28 jours (Figure 48b) à la place de 5 jours.

Par la suite, c'est l'utilisation des valeurs expérimentales qui est privilégiée par rapport aux estimations théoriques. Une incertitude sur la mesure est ainsi considérée pour évaluer l'effet de l'erreur induite par le procédé expérimental sur la réponse thermique simulée. Pour la chaleur d'hydratation, l'erreur relative associée est de 35 %. La configuration de référence correspond à celle où tous les effets sont pris en compte (effet de la température Table 5 [Morabito, 2001] – effet de l'hydratation Table 3 [Lura et al., 2001]). En s'intéressant au terme source Q dans [5], il est plus important quand l'effet de l'hydratation est pris en compte. Les effets thermiques ont plutôt tendance à réduire l'amplitude de la chaleur dégagée par unité de temps (Figure 48b). Cela ne veut pas dire que le comportement thermique (hors cadre adiabatique) sera aussi sensible à ces effets que le terme Q. En effet, le terme de capacité thermique définissant l'enthalpie [5] évolue proportionnellement au terme source Q ; ce qui induit un effet compensatoire limitant la variation du pic de température en fonction de la chaleur dégagée.

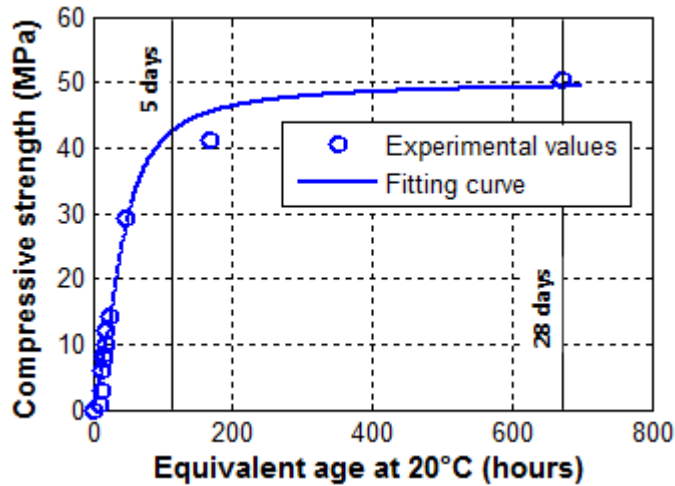


Figure 47. Evolution de la résistance à la compression du béton VerCorS en fonction de l'âge équivalent à 20°C.

27 L'âge équivalent se définit comme suit : $t_{eq}(t_{reel}) = \int_{t_0}^{t_{reel}} e^{-\frac{E_a^{th}}{R} \left(\frac{1}{T(t)} - \frac{1}{T_{ref}^{th}} \right)} dt$

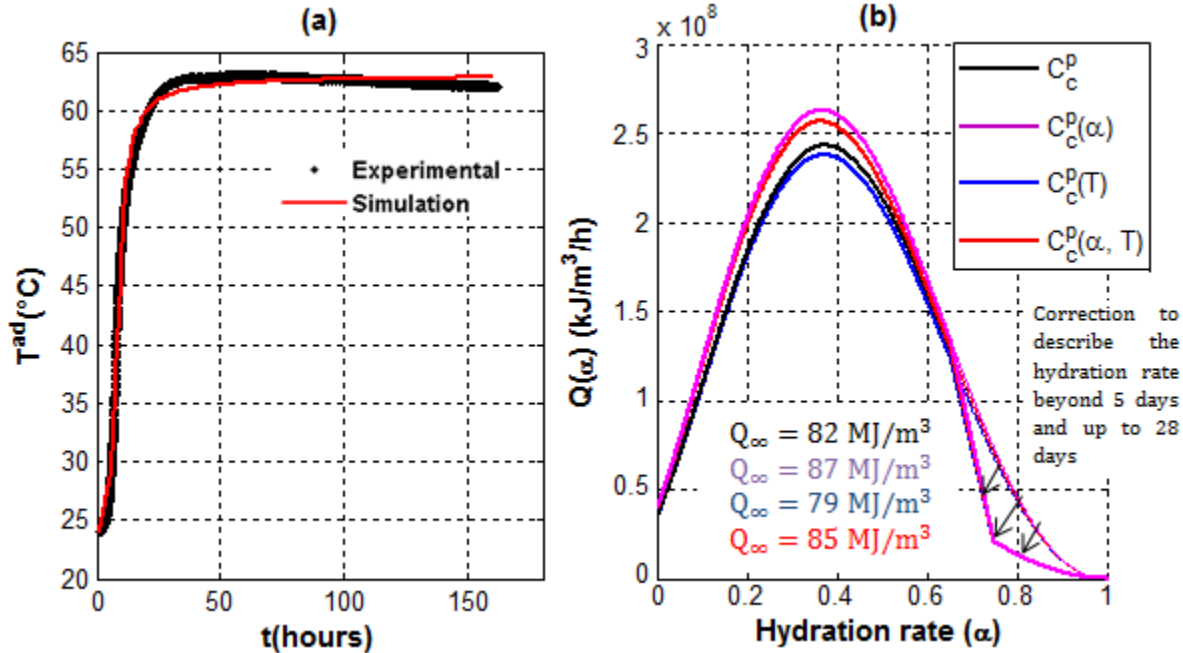


Figure 48. Estimation des propriétés d'hydratation à partir d'un essai adiabatique
 (a) Simulation de la variation de la température dans des conditions adiabatiques (la décroissance de la température expérimentale serait indicative d'une perte de conditions adiabatiques) (b) Terme source associé à l'hydratation dans l'équation de la chaleur à $T = T_{ref}^{th}$.

3.2.3 Conditions thermiques aux bords de la maquette VeRCoRs

- **Etat initial :** La température initiale du béton correspond à celle du béton frais au moment de sa mise en place sur chantier²⁸. L'hydratation partielle des C_3A avant la période dormante est responsable d'une augmentation de la température de la pâte fraîche comparée à celle ambiante (Figure 49). Cette augmentation peut être décrite de manière linéaire en fonction de la température ambiante [Briffaut et al., 2012]. L'évolution de la température est ensuite conditionnée par les échanges thermiques avec l'air ambiant :

- **Au jeune âge :** La température au bord est celle ambiante. Dans le cas particulier de VeRCoRs, la première levée (seulement) a été chauffée délibérément (Figure 50b) afin d'atteindre une température à cœur de 50°C (température obtenue à l'échelle 1 :1) et de favoriser la fissuration par retraits empêchés. Les échanges thermiques sont réduits suite à la présence de coffrage en bois. La durée de coffrage des levées sur VeRCoRs est en moyenne de 15 jours sauf pour la première levée où la durée est réduite à 2 jours (durée minimale) afin de pouvoir suivre l'évolution de l'état de fissuration dans le temps.

²⁸ La durée de coulage par levée est en moyenne de 45 minutes. Cependant, dans le modèle numérique, l'hypothèse d'un déversement instantané est faite (choix pratique). Cela sous-entend que la phase dormante durerait plus de 45 minutes.

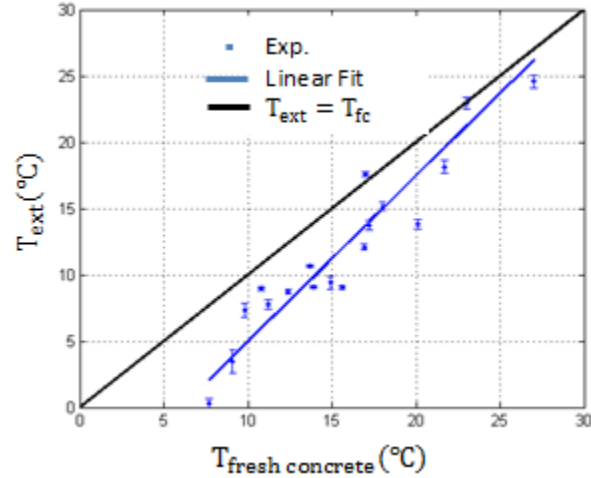


Figure 49. Evolution de la température du béton frais sur VeRCORs en fonction de la température

- **Phase opérationnelle :** La mise en service du réacteur nucléaire s'accompagne par un chauffage de l'air interne à des températures avoisinant $T_{intr}^{air} = 35^{\circ}\text{C}$ [Bouhjiti et al., 2018a]. Dans l'espace entre-enceinte, la température reste à des niveaux inférieurs autour de $T_{extr}^{air} = 20^{\circ}\text{C}$. Dans le cadre de la thermique linéaire (cas de flux thermique convectif de coefficient $h_{eq,th}$), la température du béton dans l'épaisseur peut être définie analytiquement selon [38] :

$$T(R_{int} \leq x \leq R_{ext}, t) = T_{int}(t) - \frac{T_{int}(t) - T_{ext}(t)}{R_{ext} - R_{int}} (x - R_{int})$$

$$T_{int}(t) = T_{int}^{air}(t) - \frac{\lambda_{hc}}{h_{eq,th}(R_{ext} - R_{int}) + 2\lambda_{hc}} (T_{int}^{air}(t) - T_{ext}^{air}(t)) \leq T_{int}^{air}(t) \quad [38]$$

$$T_{ext}(t) = T_{ext}^{air}(t) + \frac{\lambda_{hc}}{h_{eq,th}(R_{ext} - R_{int}) + 2\lambda_{hc}} (T_{int}^{air}(t) - T_{ext}^{air}(t)) \geq T_{ext}^{air}(t)$$

$R_{ext} - R_{int}$ L'épaisseur du mur.

Dans le cas de VeRCORs, aucun réacteur n'est installé à l'intérieur. L'élévation de température est donc simulée par chauffage contrôlé et homogène de l'air interne (Figure 50a). Il est important de mentionner que, contrairement au cas de VeRCORs, le retour d'expérience du parc nucléaire montre un écart thermique de plus de 20°C sur la hauteur (Figure 51) [Boucher, 2016][Bouhjiti et al., 2018a]. Cela induit des cinétiques de séchage et de fluage hétérogènes dans le mur de confinement. Afin d'étudier cet aspect, une variabilité de 40 % sera associée à la température de mise en service $20^{\circ}\text{C} \leq T_{int}^{air} \leq 50^{\circ}\text{C}$.

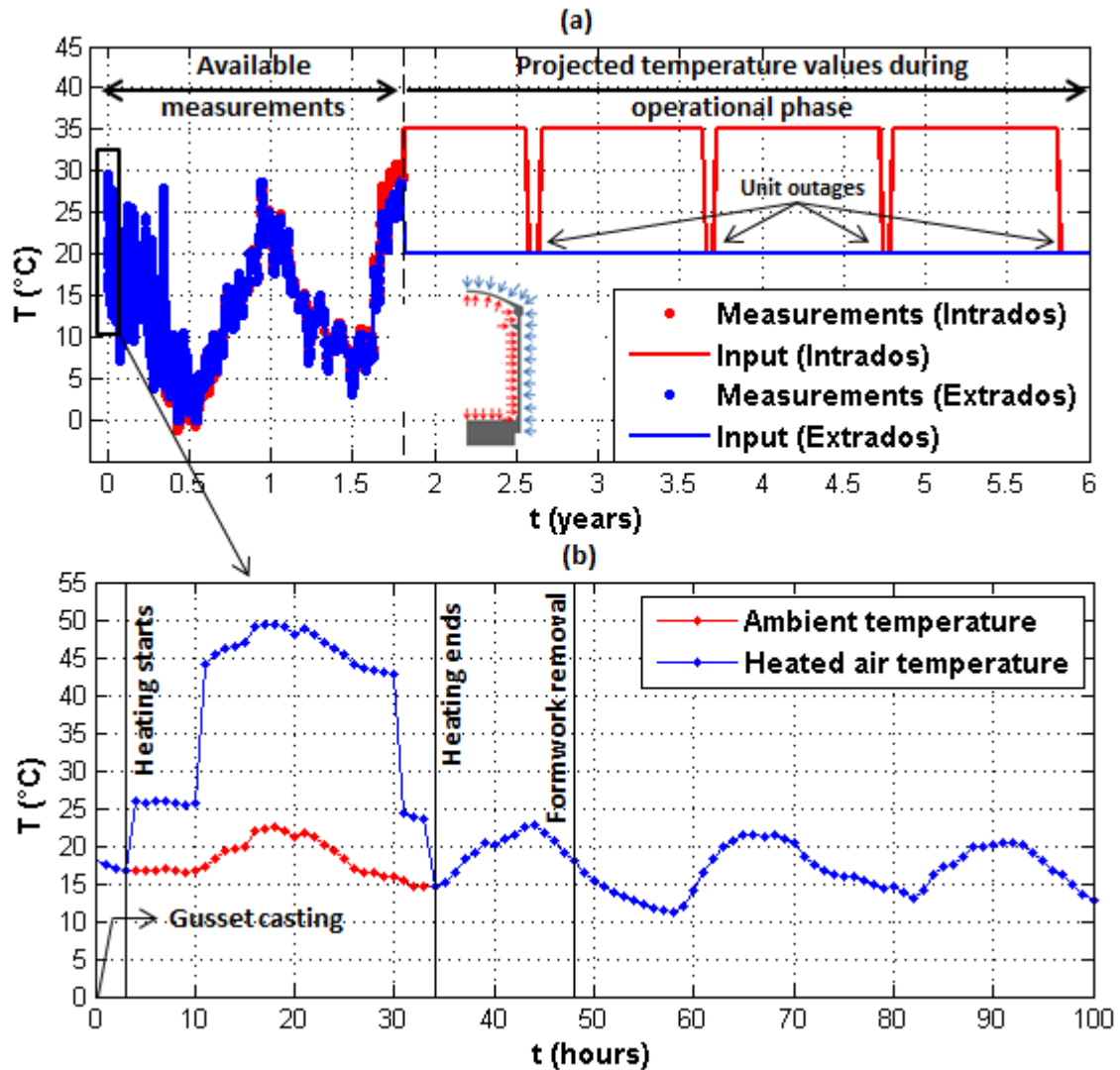


Figure 50. Profils de température de l'air à l'intrados et à l'extrados (a) Sur la durée de vie projetée de l'ouvrage (b) Courbe de chauffage de l'air au jeune âge autour du gousset (1^{ère} levée du mur de confinement) [Bouhjiti et al., 2018c].

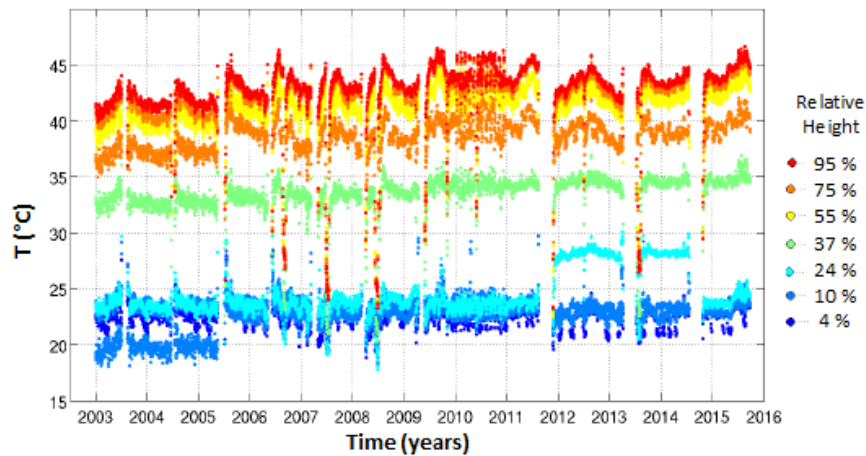


Figure 51. Evolution de la température à différentes hauteurs (côté intrados) dans une enceinte nucléaire opérationnelle du parc français [Bouhjiti et al., 2018a].

3.2.4 Conclusions partielles

Les paramètres nécessaires à la modélisation du comportement thermique de la maquette VeRCoRs sont résumés dans la Table 24. A partir des incertitudes observées (descriptives de la variabilité intrinsèque et de l'erreur induite par la méthode d'identification), une variation moyenne de 40 % est appliquée en entrée pour tous les paramètres exceptés ceux-ci-après :

- La densité du béton est considérée constante du fait de sa faible variabilité intrinsèque. Cela est descriptif d'une bonne maîtrise de dosage lors du malaxage des composants du béton.
- L'affinité chimique est considérée constante car dépendante principalement du type de ciment CEM I maintenu le même pour toute la phase de construction.
- Dans le but de simplifier les simulations, l'épaisseur des coffrages est considérée constante. De même pour les durées de coffrage, de cure et de reprise de bétonnage.

Afin d'analyser les effets de la température et du taux d'hydratation sur la réponse thermique, les calculs sont menés selon quatre hypothèses différentes :

- Avec effet de la température sur les propriétés thermiques : $\alpha_\lambda = 16 \cdot 10^{-4}$, $\alpha_{C^p} = -15 \cdot 10^{-4}$
- Sans effet de la température sur les propriétés thermiques : $\alpha_\lambda = 0$, $\alpha_{C^p} = 0$
- Avec effets de l'hydratation sur les propriétés thermiques : $C_c^p = C_c^p(\alpha, T)$, $\lambda_c = \lambda_c(\alpha, T)$
- Sans effet de l'hydratation sur les propriétés thermiques : $C_c^p = C_{hc}^p(T)$, $\lambda_c = \lambda_{hc}(T)$

Table 24. Paramètres thermiques du modèle VeRCoRs

Param.	Equation	Valeur de référence	Incertitude observée	Référence	Variation retenue
ρ_c	[5]	2.5 t/m ³	±1.3 %	[Projet VeRCoRs, 2015-2021]	-
C_{hc}^p	[5]	880 J/kg/°K	±32 %		±40 %
λ_{fc}	Table 3 Table 5	2.5 J/s/m/°K	±33 %	Figure 45	±40 %
Effet du taux d'hydratation α sur les propriétés thermiques (Table 3)					Avec / Sans
Effet de la température sur les propriétés thermiques (Table 5)					Avec / Sans $0 \leq \alpha_\lambda \leq 0.0016$ $-0.0015 \leq \alpha_{C^p} \leq 0$
E_a^{th}	[5]	26000 J/mol	-80 %	Figure 46	±40 %
T_{ref}^{th}		20 °C	-	-	±40 %
Q_∞	[6]	85 10 ⁶ J/m ³	±35 %	Figure 48	±40 %
$d\alpha/dt$	Courbe rouge	-	-		-
$h_{eq,th}$	[7]	10 J/m ² /s/°K	-	[Briffaut, 2010]	±40%
e_{cp}		36 mm	-	[Projet VeRCoRs, 2015-2021]	-
λ_{cp}		0.5 J/s/m/°K	-		±40%
T_{ext}^{air}		JA	Figure 50a		-
		LT	Figure 51	±40 %	[Boucher, 2016]
T_{heat}^{air}		30°C	-	Figure 50b	±40%

JA : Jeune âge (phase d'hydratation) - LT : Long Terme (phase opérationnelle ou de service)

3.3 Variabilité des paramètres hydriques

3.3.1 Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle hydrique

Dans la Table 25, différentes méthodes d'identification des paramètres du problème hydrique à résoudre [14][15] sont présentées. En général, les essais utilisés sont limités au suivi de la perte de masse lors des tests de séchage dans des conditions hygrothermiques contrôlées et aux mesures de teneur en eau par thermogravimétrie.

Table 25. Méthodes d'identification des paramètres hydriques du béton

Paramètre	Symbole	Méthode d'identification	Référence / Commentaire
Teneur en eau en fin d'hydratation	$C_{fw}(\alpha = 1)$	Approche théorique	[Powers et al., 1946][8]
		Thermogravimétrie	[Tantawy, 2015] [El-Jaizairi et al., 1977]
		Loi des mélanges	$C_{bw} = C_{w,0} - \sum_{X \text{ phase}} P_X C_{bw}$ (Table 2)
Porosité accessible à l'eau libre	φ_V	Approche théorique	[Powers et al., 1946][9]
		Thermogravimétrie	[Tantawy, 2015] [El-Jaizairi et al., 1977]
		Diffusion des rayons X/neutrons	[Yehya et al., 2018]
		Microscopie optique / MEB	[LCPC, 2014]
		Pycnométrie	
Adsorption/condensation			
Taux de saturation	S_r	$\frac{C_{fw}}{\varphi_V}$	[9]
Coefficient de diffusivité	$D(C_{fw}, T_{ref}^w)$	Essai de séchage dans conditions hygrothermiques contrôlées et constantes (suivi de la perte de masse)	[Bouhjiti et al., 2018a] [Granger, 1995] [Mensi, 1988] [Derluyn et al., 2012]
Energie d'activation	E_a^w	Essais de séchage isothermes (suivi de la perte de masse)	[Mensi, 1988] [Bažant et al., 1972] [Bažant et al., 1992]
Humidité relative	HR	Capteur d'HR	[LCPC, 2014] [Baroghel-Bouny et al., 1999]
Courbe de sorption-désorption	f	$C_{fw} = f(HR)$	Table 7

3.3.2 Propriétés hydriques du béton VeRCoRS

- **Jeune âge :** Compte tenu de la formulation du béton VeRCoRS et des propriétés chimiques du ciment utilisé (Table 22), l'évolution de l'état hydrique du béton en phase d'hydratation peut être déduite grâce au modèle de [Powers et al., 1946] (Figure 52). En fin d'hydratation, la teneur en eau du béton serait comprise entre 90 et 141 litre/m³ (Table 26). Ces estimations sont comparables aux mesures expérimentales où une valeur de 132 litre/m³ est identifiée. L'erreur relative maximale relevée est de l'ordre de 22 %. Cette dernière peut être considérée comme l'erreur associée à la

méthode d'identification de l'état hydrique du béton au jeune âge. En fin d'hydratation, le béton se trouve partiellement saturé (humidité relative supérieure à 90 %). C'est l'état hydrique initial du béton durci avant exposition à tout flux de séchage ou d'humidification. Par la suite, et pour être cohérent avec les hypothèses retenues pour la phase d'hydratation, la configuration de référence correspond à une teneur en eau en fin d'hydratation égale à 132 litre/m³ (taux d'hydratation ultime de 100 % et un dosage en eau efficace de 197 litre/m³). Le taux de saturation initial de référence du béton durci est donc de 90 % (pour une porosité totale de 146±4 litre/m³ [Projet VeRCoRs, 2015-2021]).

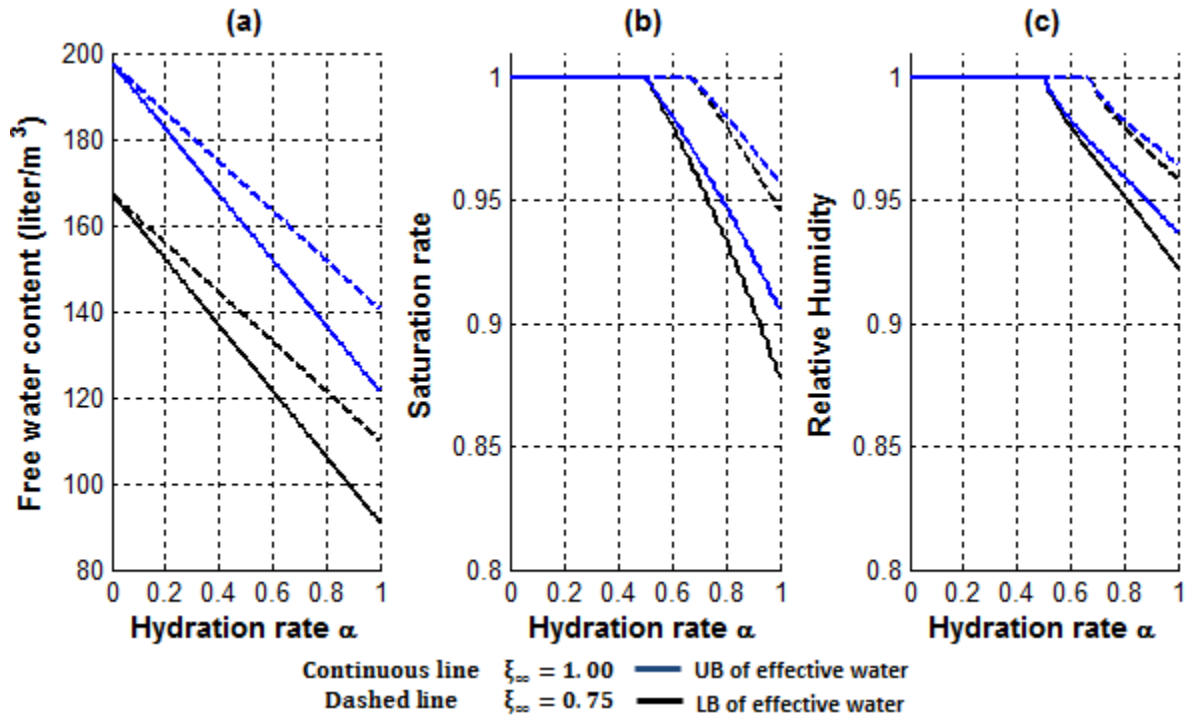


Figure 52. Evolution des propriétés hydriques du béton en phase d'hydratation selon le modèle de [Powers et al., 1946] (a) la teneur en eau libre (b) le taux de saturation (c) l'humidité relative.

Table 26. Estimations de la teneur en eau évaporable en fin d'hydratation du béton VeRCoRs

$C_{fw}(\alpha = 1.)$	$S_r(\alpha = 1.)$	$HR(\alpha = 1.)$	
92 – 141 litre/m ³	88 % - 95 %	92 % - 96 %	Modèle [Powers et al., 1946] $0.75 \leq \xi_{\infty} \leq 1$ $167 \text{ litre/m}^3 \leq C_{w,0} \leq 197 \text{ litre/m}^3$
90 – 120 litre/m ³	-	-	Loi des mélanges [Granger, 1995]
97 – 127 litre/m ³	-	-	(Table 2) [Powers et al., 1946]
132 litre/m ³	90 %	-	Essai de porosité [NF P18-459] Analyse thermogravimétrique

- **Long terme :** Les propriétés hydriques du béton durci à identifier sont : son coefficient de diffusivité et sa courbe de désorption (volume principalement séchant – effet des cycles de séchage-humidification limité à la surface du béton).

- Fonction de désorption: Ne disposant que d'un seul point d'équilibre $(C_e, HR)_{eq} = (58 \text{ litre/m}^3; 50 \%)$, l'ajustement des formules mathématiques proposées dans la Table 7 n'est possible que pour le modèle de [Granger, 1995]. Toutefois, ce dernier n'est valable que pour des humidités relatives supérieures à 50 %. Afin de pouvoir définir la courbe de désorption sur toute la plage de valeurs de l'humidité relative, le modèle proposé par [Thiery et al., 2007] est ajusté (méthode des moindres carrés) à celui de [Granger, 1995] (Figure 53a). La courbe de désorption résultante s'écrit :

$$\frac{C_{fw}(HR)}{\varphi_V} = S_r = \left(1 + (-7.6 \ln(HR))^{1.49}\right)^{-0.33} \quad [39]$$

Il est important de garder en tête que ces paramètres $(a, b)=(7.6, 0.33)$ sont relativement plus incertains du fait des hypothèses fortes qui ont mené à leur identification.

- Le coefficient de diffusivité : il est identifié par analyse inverse d'un essai de séchage mené sur éprouvette $16 \times 100 \text{ cm}^2$ sous conditions hygrothermiques constantes dans le temps (trois inconnus dans [14] : A, B, E_a^w) : température de $20 \text{ }^\circ\text{C}$ et humidité relative de 50 %. La perte de masse observée pendant l'essai est indicative de la quantité d'eau perdue par séchage. L'évolution de la teneur en eau s'écrit [40]:

$$C_{fw}(t) = C_{fw}(t = 0) - \rho_c \Delta m(t) \quad [40]$$

$\Delta m(t)$ la perte de masse relative depuis le début de l'essai de séchage (quantité mesurée pendant l'essai).

A température constante de référence $T_{ref}^w = 20 \text{ }^\circ\text{C}$ et pour un coefficient d'échange hydrique de 3.415 nm/s [Mensi, 1988][Granger, 1995][Boucher, 2016], le meilleur ajustement (méthode des moindres carrés) est obtenu avec $(A, B) = (3.1 \cdot 10^{-12} \text{ m}^2/\text{s}, 0.05)$ (Figure 53b).

En l'absence d'un deuxième essai de séchage isotherme, l'énergie d'activation du béton VerCoRs associée au séchage reste inconnue. Dans la littérature, les valeurs varient entre $20\text{-}39 \text{ kJ/mol}$ [Bažant et al., 1972][Bažant et al., 1992][Granger, 1995] en fonction de la formulation du béton. Dans ce travail, une valeur de référence de 39 kJ/mol est retenue (en accord avec les travaux de [Bažant et al., 1972][Granger, 1995][Boucher, 2016]) en notant une éventuelle erreur relative de 25%.

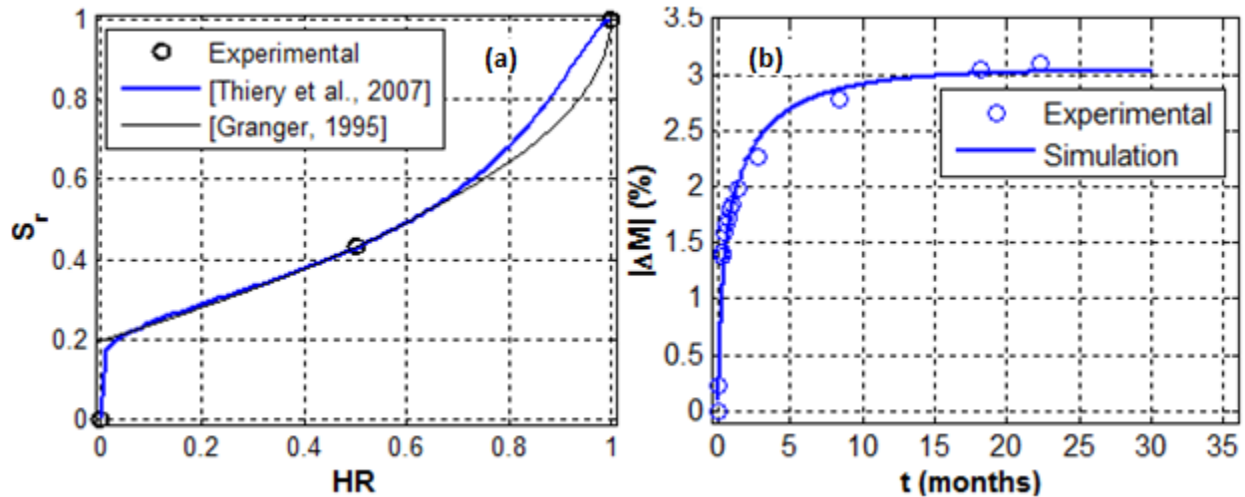


Figure 53. (a) Courbe de désorption (b) Simulation de la perte de masse lors de l'essai de séchage à $T=20^{\circ}\text{C}$ et $HR=50\%$.

3.3.3 Conditions hydriques aux bords de la maquette VerCoRs

Pendant la phase d'hydratation, tout échange hydrique est empêché. Après décoffrage, le béton est arrosé fréquemment afin de favoriser sa maturation et empêcher un séchage précoce. Etant à un état partiellement saturé (Figure 52) en fin d'hydratation, le béton VerCoRs voit alors sa teneur en eau augmenter dans le temps, et ce jusqu'à la suspension de l'arrosage (durée d'arrosage de 6 mois). Des flux séchants prennent place ensuite des deux côtés intrados et extrados en fonction de la température ambiante (Figure 54). Particulièrement, en phase opérationnelle, l'humidité relative est avoisinante de 20 % et 40 % des côtés intrados et extrados respectivement (résultat obtenu avec un rapport de mélange de 6.31 g/kg [16]).

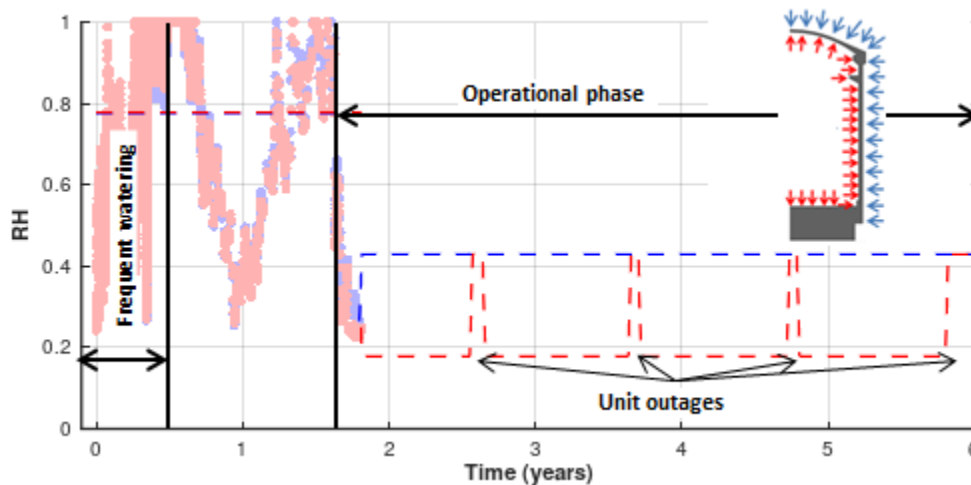


Figure 54. Profils de l'humidité relative des côtés intrados et extrados du mur de confinement de la maquette VerCoRs.

3.3.4 Conclusions partielles

Les paramètres nécessaires à la modélisation du comportement hydrique de la maquette VerCoRs sont résumés dans la Table 27. A partir des incertitudes observées (descriptives de la variabilité

intrinsèque et de l'erreur induite par la méthode d'identification), une variation moyenne de 20 % est appliquée en entrée pour tous les paramètres. Pour les paramètres dont la variabilité n'a pas été quantifiée sur le béton VeRCoRs (par manque de mesures), cet ordre de grandeur reste raisonnable et comparable aux valeurs identifiées pour d'autres bétons :

- Dans [Granger, 1995], une variabilité de 30 % des facteurs de diffusivité hydrique est identifiées pour différents bétons utilisés dans le parc nucléaire français. Bien évidemment, pour la même formulation, la variabilité devrait être moins importante.
- Dans [Issaadi, 2015], un écart important entre les courbes de sorption et de désorption est observé. Toutefois, en se limitant à la courbe de désorption, la variabilité intrinsèque observée sur le mortier étudié (Eau/Ciment=0.55) est limité entre 15 et 20%. Une variation de 20 % des paramètres a et b dans [39] permet de retrouver ce niveau d'incertitude sur la courbe de désorption pour des HR supérieure à 40 %.

Quant aux conditions aux bords :

- La durée d'arrosage après décoffrage est considérée constante, de même pour l'instant d'exposition aux flux hydriques ambiants.
- La variabilité de l'humidité relative ambiante est corrélée à la variation de la température de service (3.2.4).

Table 27. Propriétés hydriques du béton VeRCoRs

Param.	Equation	Valeur de référence	Incertitude observée	Référence	Variation retenue
$C_{fw,0}$	[8]	132 l/m ³	±15%	[Projet VeRCoRs, 2015-2021]	±20%
φ_V	[9]	14.6 %	±3%	Figure 52-Table 26	-
A	[14]	3.1 10 ⁻¹² m ² /s	-	Figure 53b	±20%
B		0.05	-		
E_a^w		39000 J/mol	±25%	[Bažant et al., 1972] [Granger, 1995]	
a	Table 7	7.6	-	Figure 53a	
b		0.3	-		
$h_{eq,w}$	[16]	3.415 nm/s	-	[Granger, 1995]	
r		6.31 g/kg	±5%	[Projet VeRCoRs, 2015-2021]	
T_{ext}^{air}		35°C	±40%	Figure 51	±40%

3.4 Variabilité des paramètres mécaniques

3.4.1 Méthodes d'identification des paramètres en entrée du modèle mécanique

Dans la Table 28, différentes méthodes d'identification des paramètres du problème mécanique à résoudre sont présentées (y compris les propriétés du champ aléatoire associé au module de Young).

Dans ce travail, le suivi de l'évolution des propriétés mécaniques au jeune âge est basé sur la méthode maturométrique [24]. Les différents coefficients de retrait sont identifiés de manière successive en appliquant le principe de superposition :

- Le retrait endogène est mesuré sur une éprouvette en phase d'hydratation libre de tout chargement dans des conditions endogènes ($\epsilon_{ES} = \epsilon_{TOT} - \epsilon_{TH}$ dans le cas où l'essai est non isotherme, $\epsilon_{ES} = \epsilon_{TOT}$ sinon [Bjontegaard, 1999][Tazawa et al., 1998]). Le ratio entre la déformation obtenue et le taux d'hydratation permet d'identifier le coefficient de retrait endogène [18]. D'après [Gao et al., 2014] la précision des mesures est meilleure, surtout au jeune âge, quand des capteurs sans contact sont utilisés à la place de LVDT classiques (Linear Variable Differential Transformer).
- Le retrait de dessiccation est mesuré sur une éprouvette supposée complétement hydratée et exposée à un flux hydrique constant à température constante ($\epsilon_{DS} = \epsilon_{TOT} - \epsilon_{ES}$). Le ratio entre la déformation observée et la variation de la teneur en eau permet de déduire le coefficient de retrait de dessiccation.
- Les paramètres du fluage propre sont identifiés par ajustement numérique (voir annexe A.B) des déformations d'une éprouvette chargée constamment à température et humidité relative constantes ($\epsilon_{BC} = \epsilon_{TOT} - \epsilon_{ELAS} - \epsilon_{ES}$). Les essais de fluage à plusieurs températures permettent d'accéder aux énergies d'activation des éléments de Kelvin-Voigt et Maxwell du modèle de fluage propre retenu.
- Les paramètres du fluage de dessiccation sont les derniers à être identifiés par ajustement numérique du surplus de déformation due au chargement sous flux hydrique séchant non nul à température constante ($\epsilon_{DC} = \epsilon_{TOT} - \epsilon_{ELAS} - \epsilon_{ES} - \epsilon_{DS} - \epsilon_{BC}$).
- Le coefficient de couplage fluage-endommagement est identifié par simulation d'un essai d'endommagement en présence de fluage (fluage tertiaire).

Quant aux paramètres de la loi d'échelle statistique :

- La résistance à la traction peut être mesurée via des essais de traction directe (peu utilisés), des essais brésiliens [NF EN 12390-6] ou des essais de flexion à 3 ou 4 points [NF EN 12390-5]. Le volume effectif sollicité en traction s'identifie par simulation de l'essai ([27][Sellier et al., 2014][Ghannoum et al., 2017]).
- Le module de Weibull dans la loi d'échelle [28] est relié, par définition, au coefficient de variation de la résistance à la traction [41]. [Rossi et al., 1994] proposent une relation empirique entre le module m et la résistance à la compression développée [42].

$$CV_{R_t} = \frac{\sigma_{R_t}}{\mu_{R_t}} = \sqrt{\frac{\Gamma\left(1 + \frac{2}{m}\right)}{\left(\Gamma\left(1 + \frac{1}{m}\right)\right)^2} - 1} \approx \frac{12}{10m - 2} \rightarrow m \approx 0.2 + \frac{1.2}{CV_{R_t}} \quad [41]$$

$\Gamma(x) = \int_0^{+\infty} t^{x-1} e^{-t} dt$, σ_{R_t}, μ_{R_t} l'écart-type et moyenne de la résistance à la traction à l'échelle du spécimen.

$$m \approx (0.25 - 0.0036 R_c + 0.000013 R_c^2)^{-1} \quad [42]$$

R_c (MPa) la résistance à la compression [NF EN 12390-3]

- La longueur d'échelle D_c est obtenue par ajustement numérique de l'équation [28] à différentes échelles [Ghannoum, 2017].
- La longueur de fluctuation l_{fl_u} et la fonction de corrélation spatiale ρ_Z sont identifiées en se basant sur des variogrammes [Baroth et al., 2011][43]. La relation entre la matrice de covariance et le variogramme est définie par [44]. Il suffit de choisir (l_{fl_u}, ρ_Z) qui permettent le meilleur ajustement.

$$\gamma(h)_{\text{discret}} = \frac{1}{2 N_h} \sum_{h=|\vec{x}_j - \vec{x}_i|} (z(\vec{x}_j) - z(\vec{x}_i))^2 \quad [43]$$

N_h le nombre de couplets de distance h . γ la valeur du variogramme (plus précisément un semi-variogramme ici), $z(\vec{x})$ la réalisation au point \vec{x} .

$$C(h)_{\text{discret}} = C(0) - \gamma(h) \quad [44]$$

Concernant la taille de la zone d'élaboration associée à la propagation des fissures, il semblerait que, jusqu'à présent, il n'existe aucun consensus sur les méthodes de son identification bien qu'il existe une convergence des avis sur sa dépendance à la granulométrie du béton (et la concentration des contraintes dans [Giry et al., 2011]). Les résultats obtenus diffèrent selon le protocole utilisé (généralement sur essais de flexion 3 points avec entaille):

- Corrélation d'image : $l_{FPZ} = 0.2 - 1.2 d_{\max}$ [Skarżyński et al., 2013][Wu et al., 2011]
- Emissions acoustiques : $l_{FPZ} = 2.35 - 2.9 d_{\max}$ [Mihasi et al., 1996][Hadjab, 2009]
- Tomographie par rayons X : $l_{FPZ} = 2.25 - 6.5 d_{\max}$ [Vavrik et al., 2012]
- Par analyse inverse moyennant un modèle d'endommagement non-local : $l_{FPZ} = 2.7 - 3 d_{\max}$ [Bažant et al., 1989b][Bažant et al., 1983]

Ces résultats sont globalement comparables ($l_{FPZ} \approx 3 d_{\max}$) sauf ceux issus des techniques basées sur la corrélation d'image. Il est important de souligner, toutefois, que cette dernière ne permet qu'une mesure superficielle de la zone d'élaboration sans fournir aucune information sur son évolution dans l'épaisseur du spécimen. Cela pourrait expliquer les écarts observés par rapport aux autres techniques de mesures.

Table 28. Méthodes d'identification des paramètres mécaniques du béton et des propriétés de leurs champs aléatoires

Paramètre		Symbole	Méthode d'identification	Référence / Commentaire	
Viscoélastique	Module de Young	Durci	E_{hc}	Essai de traction /compression [NF EN 12390-13]	
		Exposant jeune âge	b_E	Maturométrie [De Schutter et al., 1996] [24]	
	Coefficient de Poisson		$\nu_{ELAS,hc}$	Déformation transversale	-
	Coefficient de retrait thermique		α_{th}	Déformation sous gradient thermique	-
	Coefficient de retrait endogène		α_{es}	Mesure du retrait endogène	[Bjontegaard, 1999] [Tazawa et al., 1998] [Gao et al., 2014]
	Coefficient de retrait dessiccation		α_{ds}	Mesure du retrait de dessiccation	-
	Seuil de percolation		α_0	Maturométrie	[De Schutter et al., 1996] [24]
				Simulation 2D/3D de la percolation	[Torrenti et al., 2005]
	Fluage propre	Rigidité déviatoire (KV)	$k_{r,dev}^{BC}$	Essai de fluage propre (isothermes)	[Charpin et al., 2015] (Annexe A.B)
		Viscosité déviatoire (KV)	$\eta_{r,dev}^{BC}$		
		Energie d'activation (KV)	E_a^r		
		Viscosité déviatoire (M)	$\eta_{i,dev}^{BC}$		
		Energie d'activation (M)	E_a^i		
Coefficient de Poisson		ν_{BC}			
Fluage de dessiccation	Rigidité déviatoire (KV)	k_{dev}^{DC}	Essai de fluage de dessiccation		
	Viscosité déviatoire (KV)	η_{dev}^{DC}			
	Coefficient de Poisson	ν_{DC}			
Endommagement	Résistance à la traction	Durci	$R_{t,hc}$	Essai de fendage Essai de flexion / Essai de traction [NF EN 12390-6] [NF EN 12390-5]	
		Exposant jeune âge	b_{R_t}	Maturométrie [De Schutter et al., 1996] [24]	
	Résistance à la compression	Durci	$R_{c,hc}$	Essai de compression [NF EN 12390-3]	
		Exposant jeune âge	b_{R_c}	Maturométrie [De Schutter et al., 1996] [24]	
	Energie de fissuration	Durci	$G_{F,hc}$	Essai de flexion / Essai DCT ²⁹ [ASTM E399]	
		Exposant jeune âge	b_{G_F}	Maturométrie [De Schutter et al., 1996] [24]	
	Couplage fluage-endommagement		β_{coupl}	Simulation de l'endommagement en présence de fluage	[Hilaire, 2014] [Reviron, 2009] [Torrenti et al., 2008]
	Taille de la zone d'élaboration		l_{FPZ}	Analyse inverse – modélisation de l'essai	[Bažant et al., 1989b]
				Tomographie aux rayons X	[Vavrik et al., 2012]
				Emissions acoustiques	[Mihasi et al., 1996]
Corrélation d'image				[Skarżyński et al., 2013]	
Effets d'échelle	Résistance à la traction et volume de référence		$\left(\frac{R_t(V_0)}{V_0}\right)$	Essai de traction à l'échelle du spécimen	[Sellier et al., 2014][27]
	Longueur d'échelle		D_c		[Ghannoum, 2017]
	Module de Weibull		m	Méthodes analytiques	[41]
	Ecart-type du module de Young		σ_E	Méthode empirique	[Rossi et al., 1994][42]
	Echelle de fluctuation		l_{ftu}	Variogramme	[Baroth et al., 2011] [43][44]
	Fonction d'autocorrélation		ρ_E		

²⁹ Disk-shaped compact tension

3.4.2 Propriétés mécaniques du béton VeRCoRs

Dans le cadre du [Projet VeRCoRs, 2015-2021], plusieurs essais de caractérisation des propriétés mécaniques du béton durci ont été menés. Les résultats obtenus sont résumés dans la Table 31. Leurs évolutions au jeune âge sont identifiées par maturométrie (Figure 55). Pour le cas de l'énergie de fissuration, une seule mesure est disponible sur béton durci. Son évolution au jeune âge est supposée identique à celle de la résistance à la traction [De Schutter et al., 1996]. Quant au seuil de percolation, une valeur moyenne de 15 % est retenue à partir de travaux antérieurs [De Schutter et al., 1996][Torrenti et al., 2005].

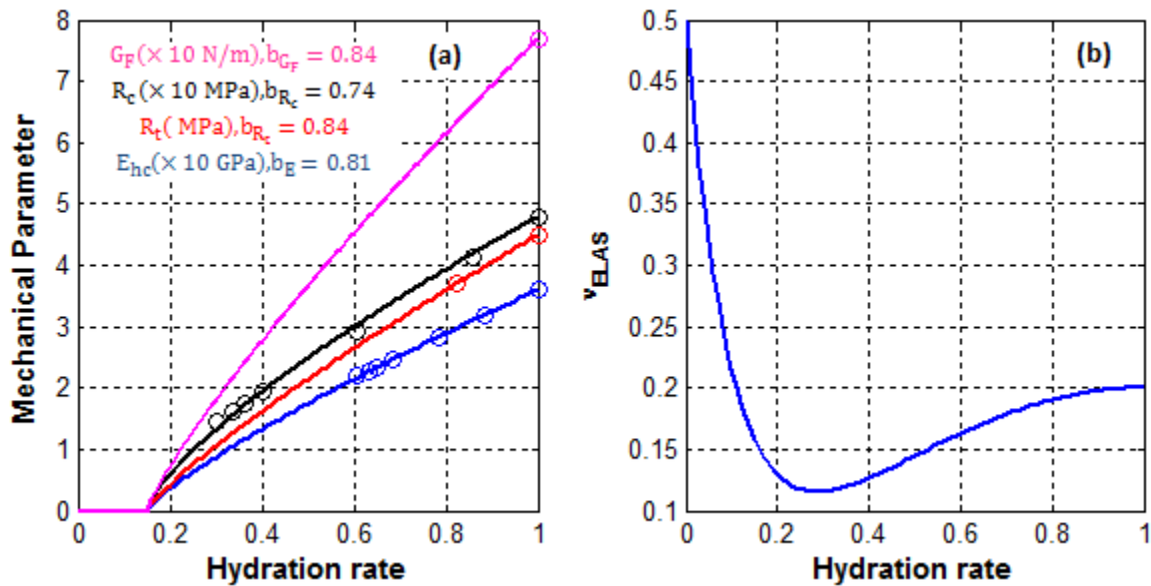


Figure 55. (a) Evolution des propriétés mécaniques du béton VeRCoRs au jeune âge ajustée selon [24] (b) Evolution du coefficient de Poisson au jeune âge

L'identification des propriétés viscoélastiques repose sur quatre essais successifs (Figure 56): un essai de retrait endogène ($\alpha_{ES} = 74 \mu m/m$), un essai de perte de masse sous flux hydrique séchant ($\alpha_{DS} = 7.1 \mu m/m/(l/m^3)$), un essai de fluage propre (non-séchant - charge compressive de 12 MPa) et finalement un essai séchant (Humidité relative à 50 % - charge compressive de 12 MPa). Ces essais sont fournis à température constante de 20°C ce qui ne permet pas de déduire expérimentalement les différentes énergies d'activation associées au fluage propre. Par la suite, l'hypothèse d'une énergie constante est faite $E_a^r = E_a^i = 25 \text{ kJ/mol}$ [Bouhjiti et al., 2018a][Hilaire, 2014] en notant une éventuelle variation de 25 %. Quant aux coefficients de Poisson associés au fluage, des valeurs de 0,2 et 0,3 sont considérées pour la part propre et de dessiccation respectivement [Charpin et al., 2015].

Finalement, en l'absence de tests appropriés (variogrammes du module de Young et résistance à la traction à plusieurs échelles) sur le béton VeRCoRs, les paramètres associés aux effets d'échelle sont définis à partir de travaux antérieurs et sont, par conséquent, fortement incertains :

- La distribution spatiale du module de Young suit une loi Lognormale (Figure 58a). Comme montré dans la Figure 59, l'effet de cette variabilité (Résistance à la traction constante) sur celle du

seuil d'endommagement et du comportement post-pic est quasi-identique au cas où la distribution spatiale de la résistance à la traction est considérée (Module de Young constant). Cependant, la prise en compte de la variabilité des deux paramètres mène à des coefficients de variation plus importants (15 %).

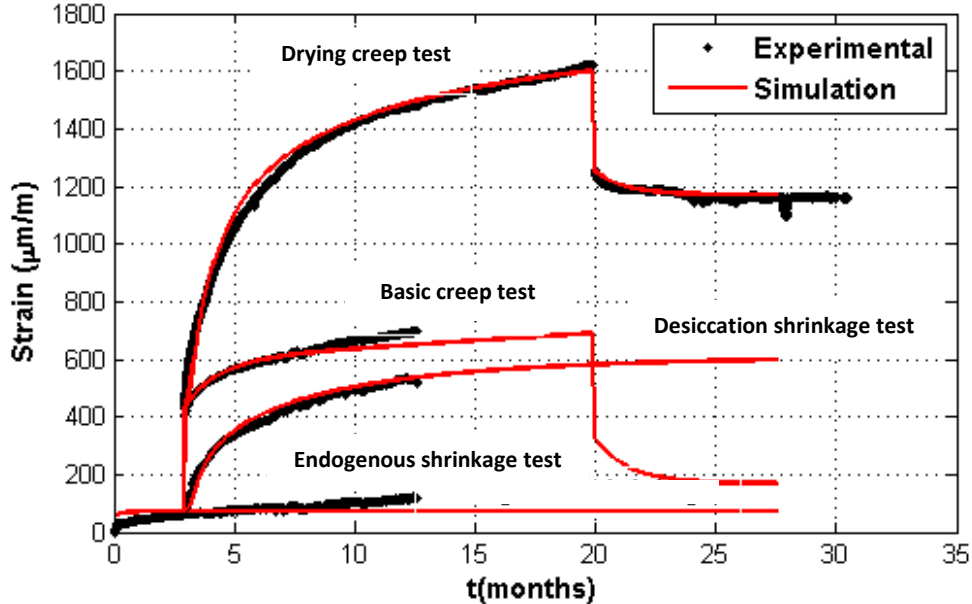


Figure 56. Ajustement des paramètres du modèle mécanique aux retraits et déformations observés sur l'éprouvette VeRCoRs

- La corrélation spatiale du module de Young est modélisée par une loi gaussienne et l'échelle de fluctuation est de l'ordre du mètre [De Larrard, 2010].
- Selon la méthode utilisée, le module de Weibull varie entre 12 (pour un $\frac{\sigma_{R_t}}{\mu_{R_t}} = 10\%$) et 9,33 (pour $R_{c,hc} = 48$ MPa). La longueur d'échelle est de l'ordre du mètre [Sellier et al., 2014][Ghannoum et al., 2017]. A l'échelle de l'éprouvette (essai brésilien [NF EN 12390-6]), la résistance à la traction identifiée est en moyenne de 4,5 MPa pour un volume effectif sollicité en traction de 300 cm^3 [Sellier et al., 2014]. L'application de la loi d'échelle [28] à la structure VeRCoRs (calcul au jeune âge jugé le plus critique) permet d'identifier une résistance à la traction réduite par élément structurel (Figure 57). Le taux de réduction s'écrit [45]:

$$\beta_{\text{red}}(V) = 1 - \frac{R_t(V)}{R_t(V_0)} \quad [45]$$

Pour VeRCoRs, β_{red} varie entre 25 et 45 %. Comme attendu, ce facteur réducteur croît proportionnellement au volume structurel en traction.

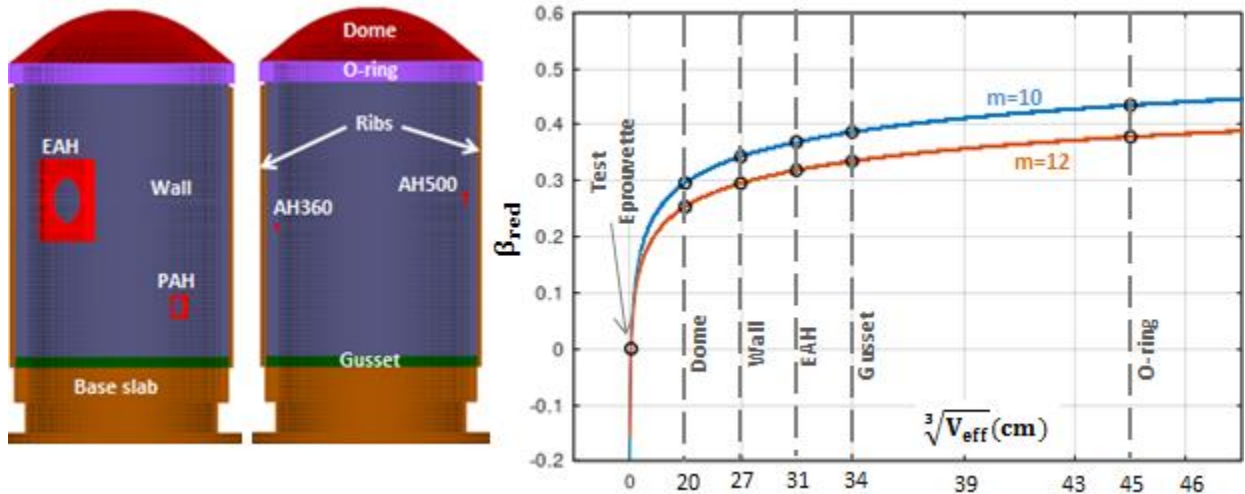


Figure 57. Estimation du taux de réduction de la résistance à la traction (en valeur moyenne) à l'échelle structurelle VeRCoRs par rapport à la résistance identifiée par essai de fendage.

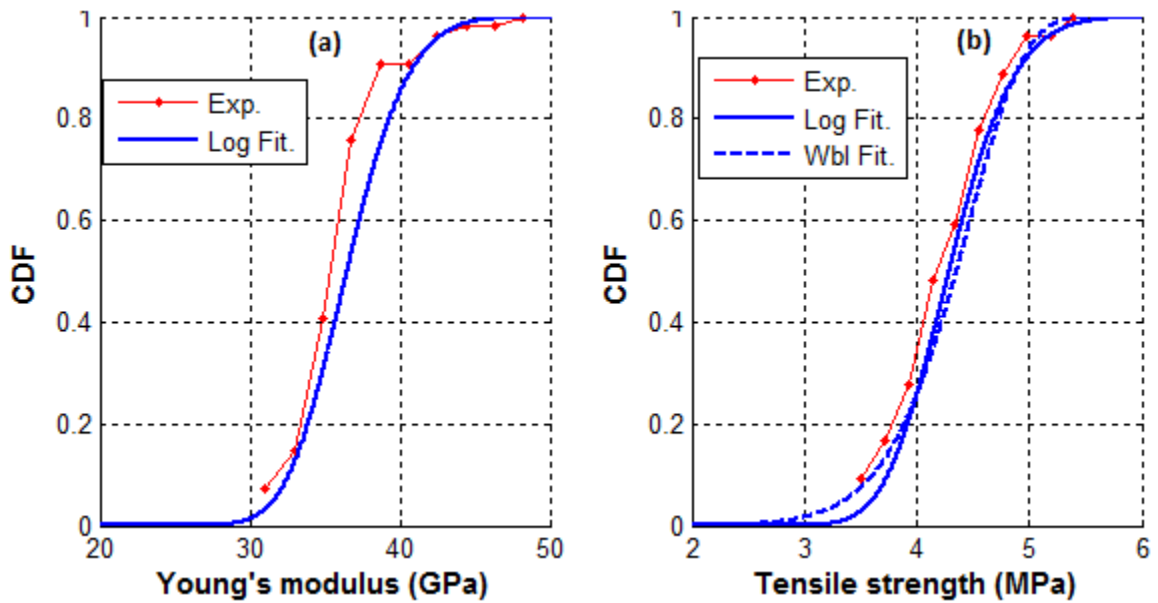


Figure 58. Fonctions de répartition associées au (a) Module de Young et (b) résistance à la traction du béton VeRCoRs.

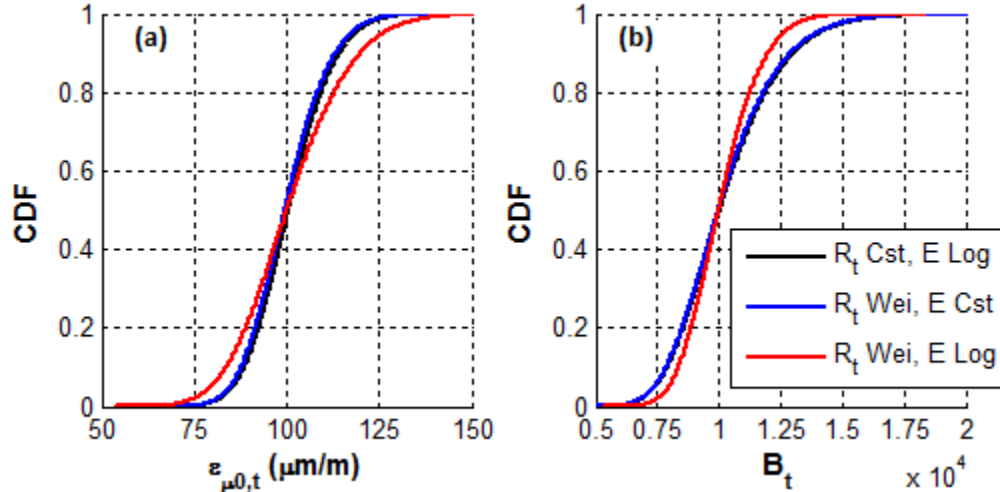


Figure 59. Comparaison des fonctions de répartition associées aux paramètres d'endommagement (état durci) (a) le seuil $\varepsilon_{\mu 0,t}$ (b) le paramètre B_t tenant compte de la variabilité spatiale du module de Young et/ou de la résistance à la traction.

3.4.3 Conditions mécaniques aux bords de la maquette VeRCoRs

Ayant envisagé des calculs à une échelle structurelle réduite (portant sur une portion de l'enceinte), les conditions aux bords mécaniques doivent être identifiées pour tenir compte de l'effet de la partie non modélisée de l'enceinte, particulièrement pendant la mise en tension des câbles et la pressurisation. En effet, pendant ces phases, la contrainte dans le béton est dépendante des effets structuraux (surtout au niveau du gousset, du TAM, des nervures et de la ceinture torique), des pertes instantanées par déformation élastique du béton (non simultanéité de la mise en charge de tous les câbles), par relaxation des câbles, par retrait d'ancrage et par frottements linéaire et de courbure. Ces informations ou leurs effets sur la contrainte effective dans le béton doivent être ramenées à l'échelle pour une bonne représentativité du comportement structural. Pour VeRCoRs, comme c'est généralement le cas pour les autres enceintes à double parois du parc nucléaire français, la précontrainte est appliquée de manière séquentielle, progressive et par post-tension dans deux directions principales (verticale et tangentielles du repère cylindrique – Figure 60). Les propriétés des câbles de précontraintes sont résumées dans la Table 29 conformément aux notations réglementaires du [BPEL99] (Annexe A.C).

Table 29. Propriétés des câbles de précontrainte dans la maquette VeRCoRs [Projet VeRCoRs, 2015-2021]

ρ_a (t/m ³)	ν_a	A (mm ²)	ρ_{1000} (%)	f (rad ⁻¹)	φ (m ⁻¹)	μ_0	σ_y (GPa)	E_a (GPa)	Δ (mm)	F_{\max} à l'ancrage (MN)
8	0.33	556	2.5	$17 \cdot 10^{-2}$	$15 \cdot 10^{-4}$	0.43	1.5	190	8	0.83

Afin d'analyser la distribution de contraintes dans le volume et les conditions cinématiques internes, une analyse 3D de la maquette VeRCoRs (Figure 60) a été menée avec les hypothèses simplificatrices suivantes :

- Comportement élastique du béton durci lors des phases de précontrainte et de pressurisation
- Module de Young uniforme
- Mise en tension simultanée de tous les câbles

- Modélisation 1D des câbles de précontrainte
- Adhérence parfaite entre les câbles de précontrainte et le béton
- Effet des armatures passives et des épingles négligé.
- Effet des reprises de bétonnage négligé.
- Effet de jeune âge négligé.

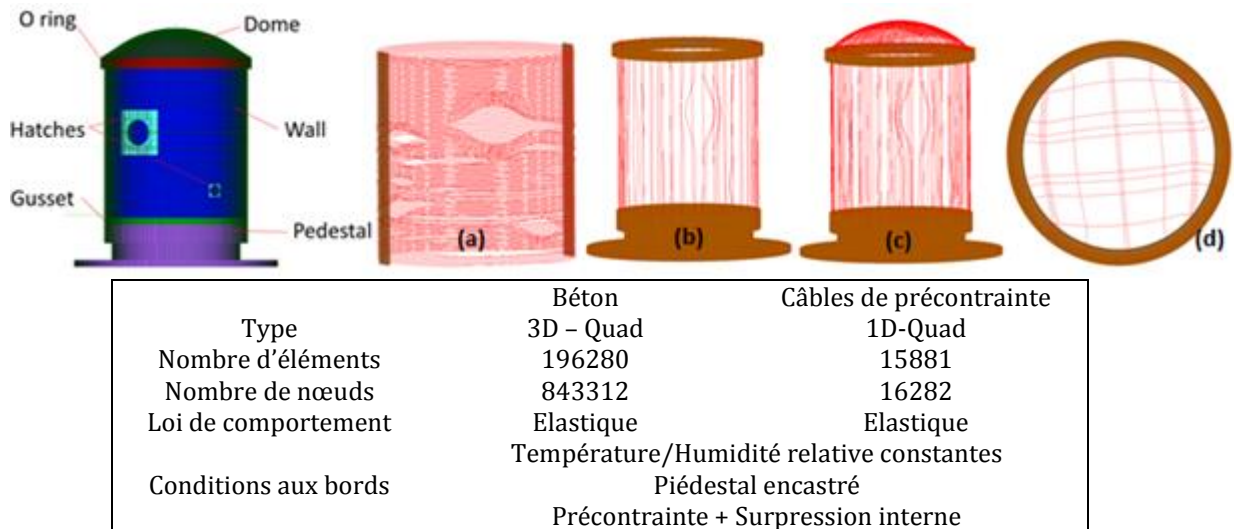


Figure 60. Présentation du maillage EF de l'enceinte interne de la maquette VeRCoRs

• **Conditions cinématiques** : Etant donnée la géométrie de l'enceinte de confinement, une des hypothèses plausibles et généralement reprise dans les études des enceintes [Granger, 1995][Benboudjema, 2002][Foucault et al., 2012] est d'assimiler cette dernière à un cylindre creux semi-infini (déplacement vertical uniforme dans l'épaisseur et conditions axisymétriques). Cependant, cette hypothèse n'est raisonnable que pour des zones loin des singularités, des zones d'ancrage et de bridage (ce qui est communément désigné par zones courantes). Afin de définir le domaine de validité de cette hypothèse, une analyse 3D élastique de la maquette VeRCoRs est menée sous charges de précontrainte (cas le plus défavorable). L'objectif est de quantifier :

- La validité de l'hypothèse d'un déplacement vertical uniforme dans l'épaisseur. Pour ce faire, un indicateur δ_{UNIF} est défini [46] pour caractériser l'amplitude du gradient de déplacement vertical dans l'épaisseur par rapport à une valeur seuil donnée. Dans l'idéal, l'hypothèse n'est vraie que si $\delta_{UNIF} = 0$. Néanmoins, en se limitant à la précision des mesures de déplacement sur site $u_{PREC} > 0$, l'hypothèse peut être acceptée pour $\delta_{UNIF} \leq 1$ et rejetée sinon.

$$\delta_{UNIF}(\theta, z) = \frac{\max_r(u_{zz}(r, \theta, z)) - \min_r(u_{zz}(r, \theta, z))}{u_{PREC}} \quad [46]$$

$u_{zz}(r, \theta, z)$ la composante verticale du vecteur déplacement.

- La validité de l'hypothèse des conditions axisymétriques. Un second indicateur δ_{AXIS} est défini [47] pour caractériser l'amplitude de la déformation tangentielle par rapport à une valeur seuil donnée. Dans l'idéal, l'hypothèse d'axisymétrie n'est vraie que si $\delta_{AXIS} = 0$. Néanmoins, en se

limitant à la précision des mesures de déplacement sur site $u_{PREC} > 0$, l'hypothèse peut être acceptée pour $\delta_{AXIS} \leq 1$ et rejetée sinon.

$$\delta_{AXIS}(\theta, z) = \frac{\left| \max_r(u_{\theta\theta}(r, \theta, z)) \right|}{u_{PREC}} \quad [47]$$

$u_{\theta\theta}(r, \theta, z)$ la composante tangentielle du vecteur déplacement.

Les résultats obtenus sont les suivants :

- L'hypothèse d'un déplacement vertical uniforme dans l'épaisseur est vérifiée pour la portion du volume entre 20 % et 60 % de la hauteur relative du mur de confinement (Figure 61a). Ce résultat est comparable à ceux trouvés par [Granger, 1995][Granger et al., 1993] avec des valeurs entre 25 % et 75 % et par [Bouhjiti et al., 2018a] avec des valeurs entre 40 % et 60 % (analyse 2D-Axis d'une enceinte à l'échelle 1 : 1 avec plancher à une hauteur relative de 20 %). Dans toutes ces analyses, la condition d'uniformité est perturbée, d'une part, par la présence d'éléments structuraux massifs (radier, plancher et ceinture torique) excentrés vers l'intrados de l'enceinte (asymétrie géométrique par rapport à la position des câbles) et, d'autre part, par l'asymétrie de chargement due à la mise en tension des câbles Gamma (traversant le mur et le dôme). Ces derniers sont à l'origine de moments résultant en des rotations de sections transversales au niveau des zones de bridage (bas du gousset et bas de la ceinture torique). Dans la direction tangentielle, l'hypothèse est moins vraie pour le béton autour de l'ouverture du TAM. Enfin, en assimilant la maquette VerCoRs à un cylindre creux semi-infini, une erreur maximale de 0.6 mm est commise sur les déplacements verticaux.
- L'hypothèse de conditions axisymétriques est vérifiée pour des positions angulaires entre 0 et 80 Gr et entre 200 et 400 Gr (Figure 61b). Pour des valeurs entre 80 et 200 Gr et des hauteurs relatives entre 20 % et 70 %, la présence du TAM perturbe l'axisymétrie de la structure. L'hypothèse d'une structure axisymétrique résulte donc en une erreur maximale sur le déplacement tangentiel de 0,3 mm.

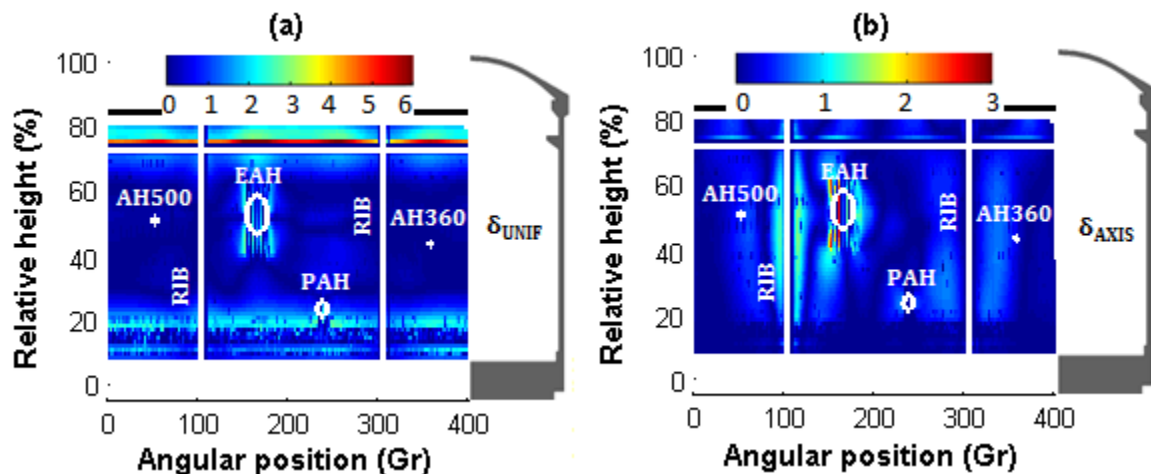


Figure 61. Vérification des conditions (a) d'uniformité et (b) d'axisymétrie au niveau de l'enceinte de confinement VerCoRs à l'état précontraint pour une précision de mesure $u_{prec} = 100 \mu m$ [Bouhjiti et al., 2018a]

Par la suite, l'application de conditions idéalisées (axisymétrie et uniformité de déplacement vertical) sera retenue car plus pratique et simple en terme d'implémentation. Au passage, il est utile de souligner que des méthodes existent afin de modéliser de manière plus précise les rigidités structurelles aux bords (se référer aux travaux de [Llau, 2016][Llau et al., 2016a] sur la condensation statique dans un cadre non linéaire). Néanmoins, dans ce travail, les erreurs induites par une telle modélisation simplifiée seront pris en compte directement via la variabilité des contraintes appliquées aux bords lors de la mise en précontrainte et de la pressurisation.

- **Chargements mécaniques externes :** Trois chargements mécaniques sont distingués :
 - Le poids propre : En phase de construction, les levées déjà coulées supportent le poids de celles postérieures jusqu'à la fin de la phase de construction.
 - La précontrainte : La mise en tension des câbles de précontrainte résulte (principalement) en des contraintes de compression dans le volume du béton (Figure 62a-b). Du fait des pertes de précontrainte hétérogène dans le volume et les différences de sections d'une partie structurale à une autre (gousset, jupe, TAM et dôme), leur distribution n'est pas homogène dans la structure (Table 30). Au niveau de la jupe, les contraintes moyennes sont de 6 MPa dans la direction verticale et 9 MPa dans la direction tangentielle (ces valeurs sont obtenues en considérant tous les points de Gauss des éléments finis de la jupe). Cependant, au niveau du gousset, et par effet de bridage du radier, la précontrainte tangentielle est largement réduite de 76 % (par rapport à la moyenne dans la jupe – Table 30). Dans la direction verticale, la réduction de la précontrainte verticale de 23 % au niveau du gousset (toujours par rapport à la jupe) est due aux pertes de précontraintes instantanées et, surtout, aux effets de bridage. En effet, la variabilité de la précontrainte verticale dans les câbles verticaux reste faible (entre 11 et 13% de pertes instantanées – annexe A.C). Autour du TAM, les contraintes moyennes sont sensiblement inférieures à celles dans la jupe. Dans le dôme, et selon les directions conventionnelles du repère sphérique associé, la précontrainte est plus importante dans la direction circonférentielle (6,4 MPa) que dans la direction tangentielle (1,8 MPa).
 - La surpression interne (pressurisation) : Le programme de pressurisation pour VeRCoRs est présenté dans la Figure 63. L'état de contrainte de traction résultant dans l'enceinte VeRCoRs est présenté dans la Figure 62c-d. Le résultat numérique montre que les efforts de traction restent, en moyenne, inférieurs à ceux de compression amenées par la précontrainte (Table 30-Figure 62). Néanmoins, cela n'est pas garanti dans la durée à cause du vieillissement du béton et la relaxation des câbles. En ordres de grandeur, la jupe doit être comprimée à des valeurs supérieures à 6 MPa et 3.5 MPa dans les directions tangentielle et verticale respectivement pour éviter de la traction dans le béton en phase de pressurisation. Au niveau du gousset, les mêmes effets de bridages mentionnés ci-dessus implique des contraintes de traction réduite de 83 % dans la direction tangentielle et de 26 % dans la direction verticale (par rapport à l'état de contrainte moyen dans la jupe).

En termes de variabilités de contrainte dans le volume (Table 30), il est intéressant de voir que les valeurs obtenues dans le cas de la précontrainte sont moins importantes que celles obtenues pour la pressurisation. Pour la première configuration, la variabilité est due à des effets géométriques ainsi qu'à la variabilité des pertes de précontrainte instantanées dans les câbles (Figure 64) tandis que pour la seconde seuls les effets géométriques sont présents. Cela va dans le sens de conclure que :

- La précontrainte a tendance à homogénéiser la réponse structurelle par zone.
- La variation de la tension dans les câbles n'induit pas systématiquement la même variation de précontrainte dans le béton. Cette dernière est plus homogène dans le volume du fait de la rigidité structurelle de l'enceinte. Il est à noter que plus cette rigidité est importante, plus homogène est le champ de précontrainte dans la structure.

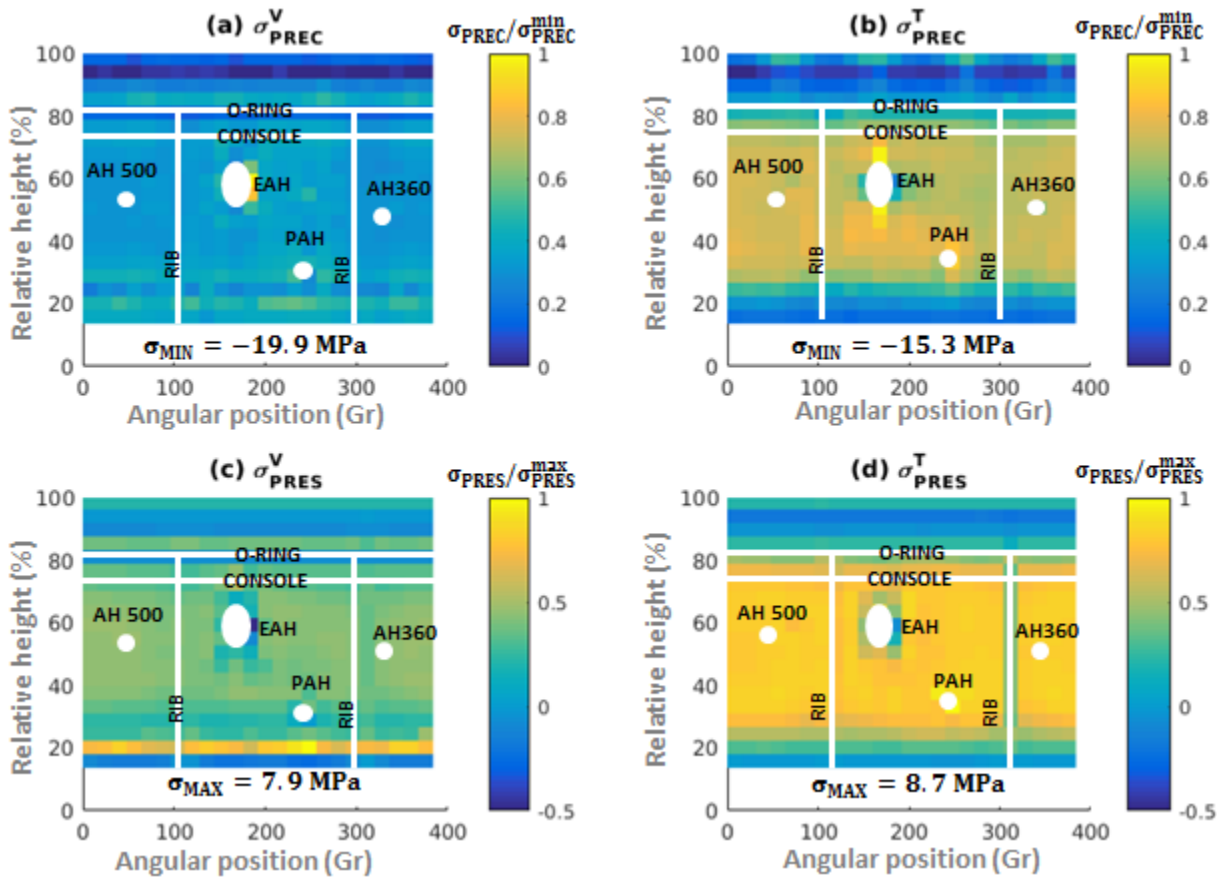


Figure 62. Etat de contraintes tangential (T) et vertical (V) dans la structure VeRCoRs (a-b) à la fin de la précontrainte (c-d) sous pressurisation interne sans précontrainte

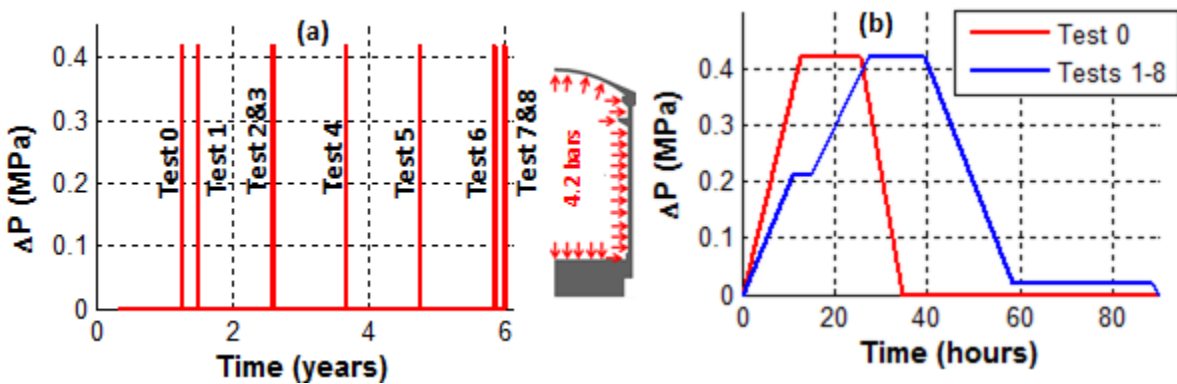


Figure 63. (a) Programme de pressurisation de la maquette VeRCoRs (b) Courbes de pression par essai

Aussi faut-il mentionner que les ordres de grandeur dans la Table 30 ont été obtenus sans tenir comptes des effets de jeune âge (notamment la fissuration) et de la présence de joints de reprise de bétonnage (comportement mécanique *a priori* différent de celui du volume). Ces derniers, ayant un effet local, devraient mener à une variabilité plus importante sur site des efforts de précontrainte et de pressurisation dans la structure en béton. Aussi, la présence d’armatures passives inter-lévée devrait augmenter les effets de bridages.

Table 30. Etat de contrainte moyen par volume structurel VeRCoRs (par simulation numérique 3D)

	Précontrainte (compression)				Pressurisation (traction)			
	Verticale		Tangentielle		Verticale		Tangentielle	
	μ (MPa)	CdV (%)	μ (MPa)	CdV (%)	μ (MPa)	CdV (%)	μ (MPa)	CdV (%)
Gousset	4.6	45	2.1	38	2.6	66	1.0	53
Jupe	6.0	24	9.0	30	3.5	26	6.0	34
TAM	6.4	70	8.0	58	2.9	85	6.5	64
Dôme*	1.8	95	6.4	57	0.9	137	3.4	95
VeRCoRs	4.2	62	7.5	48	2.4	71	4.7	65

* Pour le dôme (repère sphérique): direction verticale = direction tangentielle et direction tangentielle = direction circconférentielle. CdV= Coefficient de Variation

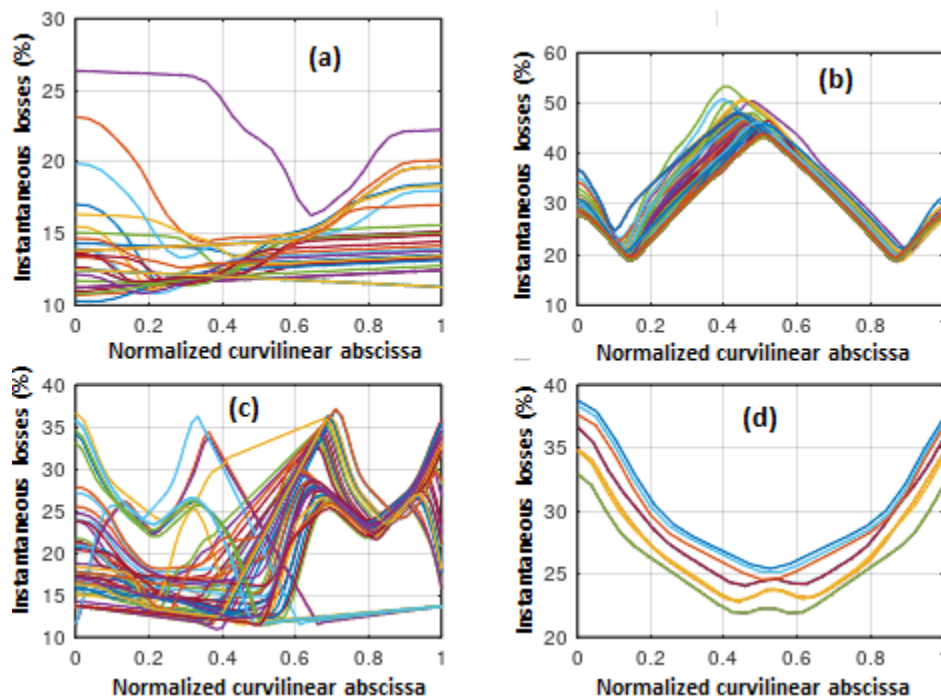


Figure 64. Profils de pertes de précontrainte par câble (a) Vertical (b) Horizontal (c) Gamma (d) Dôme de VeRCoRs

3.4.4 Conclusions partielles

Les paramètres nécessaires à la modélisation du comportement mécanique de la maquette VeRCoRs sont résumés dans la Table 31. Les variations retenues par paramètre sont, idéalement, celles identifiées par mesure sur éprouvette. En cas de non disponibilité, des variations issues de la littérature sont utilisées. Particulièrement, une variation de 50 % est arbitrairement associée à tout paramètre jugé hautement incertain :

- Paramètres viscoélastiques : Une variation de 20 % est associée aux rigidités et viscosités du modèle de fluage en se basant sur les travaux de [Berveiller et al., 2007] et [Berveiller et al., 2012]. Il faut souligner cependant que cette variabilité n'a pas fait l'objet de mesures particulières mais correspond à des estimations d'experts (idem pour les coefficients de retrait endogène et de dessiccation). Le coefficient de retrait thermique est supposé avoir une variation de 10 % qui correspond à l'effet de la teneur en eau et de la maturité non pris en compte dans le modèle retenu. Pour les coefficients de Poisson de fluage, une variation de 50 % est utilisée afin de couvrir tout le domaine de variabilité identifié expérimentalement dans [Charpin et al., 2015]. Finalement, une variation de 50 % est associée aux exposants de l'évolution des paramètres mécaniques au jeune âge en se basant sur les travaux expérimentaux de [de Schutter et al., 1996] et [de Schutter, 1999].
- Paramètres d'endommagement : Les paramètres d'endommagement non-mesurés sur le béton VerCoRs sont considérés hautement incertains. Une variation de 50 % est donc affectée à l'échelle de fluctuation du module de Young $l_{flu,E}$, à la longueur d'échelle D_c , aux écarts types des résistances à la traction et du module de Young et au coefficient de couplage fluage-endommagement β_{coupl} . Trois fonctions d'autocorrélation sont considérées dans le présent travail : Gaussienne (fonction de référence), sinusoïdale et linéaire.
- Conditions aux bords : La variabilité des conditions aux bords mécaniques sont celles identifiées dans la section 3.3.3.2 par analyse 3D élastique de l'enceinte précontrainte et pressurisée. Il est important de souligner que les ordres de grandeur trouvés sont dépendants de la géométrie de la disposition des câbles et précontrainte et, *a priori*, de l'échelle structurelle. La transposition aux enceintes de confinement à l'échelle 1 :1 n'est donc pas systématique.

Table 31. Propriétés mécaniques et paramètres d'effets d'échelle du béton VeRCoRs

Param.	Equation	Valeur de référence	Incertitude observée	Référence	Variation retenue	
E_{hc}	Table 12	36 GPa	$\pm 9 \%$	Figure 55	$\pm 10 \%$	
b_E	[23][24]	0.81	-	[Projet VeRCoRs, 2015-2021]	$\pm 50 \%$	
σ_E	[29]	3.27 GPa	-	[Projet VeRCoRs, 2015-2021]	$\pm 50 \%$	
ρ_E		Gaussienne	-	[De Larrard et al., 2010b] [De Larrard, 2010]	Gaussienne Sinusoïdale Linéaire	
$l_{flu,E}$		1 m	$\pm 50 \%$		$\pm 50 \%$	
$\nu_{ELAS,hc}$	Table 12 [23]	0.2	-	Figure 55	$\pm 50 \%$	
α_{th}	[20]	10 $\mu\text{m}/\text{m}/^\circ\text{C}$	-	[Bjontegaard, 1999]	$\pm 10 \%$	
α_{es}	[18]	74 $\mu\text{m}/\text{m}$	-	Figure 56	$\pm 10 \%$	
α_{ds}	[19]	7.1 $\mu\text{m}/\text{m}/(\text{l}/\text{m}^3)$	-		$\pm 10 \%$	
α_0	Table 11 [18][24]	0.15	$\pm 50 \%$		$\pm 50 \%$	
$k_{r,dev}^{BC}$	Table 11 [21]	63 GPa	-		$\pm 20 \%$	
$\eta_{r,dev}^{BC}$		2.3 10^8 GPa.s	-		$\pm 20 \%$	
$\eta_{li,dev}^{BC}$		4.4 10^9 GPa.s	-		$\pm 20 \%$	
$E_a^r = E_a^i$		25 000 J/mol	$\pm 25 \%$		$\pm 20 \%$	
ν_{BC}		0.2	-		$\pm 50 \%$	
k_{dev}^{DC}	Table 11 [22]	2.5 GPa	-		$\pm 20 \%$	
η_{dev}^{DC}		9.1 GPa.s/s	-		$\pm 20 \%$	
ν_{DC}		0.3	-	$\pm 50 \%$		
$R_{t,hc}(V_0)$	Table 12 [23][24]	4.5 MPa	$\pm 10.5 \%$	Figure 55	$\pm 10 \%$	
b_{Rt}		0.84	-	[Projet VeRCoRs, 2015-2021]	$\pm 50 \%$	
V_0	[28]	3 10^{-4} m^3	-		-	
D_c	[28]	1 m	$\pm 50 \%$	[Sellier et al., 2014] [Ghannoum et al., 2017]	$\pm 50 \%$	
σ_{Rt}	[28] [41]	0.47 MPa	-	[Projet VeRCoRs, 2015-2021]	$\pm 50 \%$	
$R_{c,hc}$	Table 12 [24]	48 MPa	$\pm 9.5 \%$	Figure 55 [Projet VeRCoRs, 2015-2021]	$\pm 10 \%$	
b_{Rc}		0.74	-		$\pm 50 \%$	
$G_{F,hc}$		77 N/m	-		$\pm 10 \%$	
b_{Gf}		0.84	-		$\pm 50 \%$	
β_{coupl}	Table 12	0.4	-	Table 13 (jeune âge)	$\pm 50 \%$	
$h_{EF} = l_{FPZ}$		6 cm	-	(Estimation 3 * d_{max})	-	
GOUSSET	Table 30	σ_{PREC}^T	2.1 MPa	$\pm 38 \%$	Analyse 3D-ELAS 3.4.3	$\pm 50 \%$
		σ_{PREC}^V	4.6 MPa	$\pm 45 \%$		
		σ_{PRES}^T	1 MPa	$\pm 53 \%$		
		σ_{PRES}^V	2.6 MPa	$\pm 66 \%$		
JUPE		σ_{PREC}^T	9 MPa	$\pm 30 \%$		$\pm 30 \%$
		σ_{PREC}^V	6 MPa	$\pm 24 \%$		
		σ_{PRES}^T	6 MPa	$\pm 34 \%$		
		σ_{PRES}^V	3.5 MPa	$\pm 26 \%$		

3.5 Variabilité des paramètres de perméabilité

3.5.1 Méthode d'identification des paramètres en entrée du modèle de fuite

L'identification des différents paramètres en entrée repose sur des essais de perméabilité (mesure des débits d'air entrant/sortant dans le volume considéré – généralement en régime permanent –) dans différentes configurations :

- La mesure de perméabilité pour différents taux de saturation permet d'identifier le paramètre b dans la fonction $f_1(S_r)$ Table 18 [Van Genuchten, 1980][Savage et al., 1997][Parker et al., 1987][Verdier, 2001].
- La mesure de perméabilité pour différents gradients de pression permet d'accéder au facteur de Klinkenberg [Klinkenberg, 1941][Abbas et al., 1999].
- La mesure de perméabilité pour des états progressifs d'endommagement permet d'ajuster les paramètres du modèle $f_3(d)$ [33]. Cependant, il est important de souligner que :
 - Expérimentalement, l'estimation de l'endommagement n'est possible que d'une façon globale et moyenne dans le volume (perte de rigidité observée) ce qui diffère de la nature locale du modèle utilisé dans [33]. Cette analyse n'est donc valable que pour de faibles endommagements où l'hypothèse d'uniformité de l'endommagement peut être faite.
 - Le calibrage du modèle de perméabilité [33] dépend fortement du choix du modèle d'endommagement (formulation locale ou non locale, loi post-pic linéaire, bi-linéaire ou exponentielle [Bouhjiti et al., 2018b]) avec des distributions locales d'endommagement différentes.
 - Le calibrage du modèle de perméabilité [33] dépend fortement du procédé de mesure de perméabilité (mesure globale portant sur toute l'éprouvette [Choinska et al., 2007a] – et dans ce cas l'hétérogénéité de l'endommagement est déterminante – vs. mesure locale portant sur la partie endommagée de l'éprouvette [Picandet et al., 2009]).
 - Les essais de compression sont généralement préférés aux essais de traction afin de mieux contrôler l'accroissement de l'endommagement avant la localisation des déformations.
- Pour les paramètres de rugosité définissant la perméabilité à travers la fissure [34], la mesure de perméabilité doit être accompagnée par des mesures des ouvertures de fissure (au sens mécanique) afin de déduire celles effectives contribuant au débit observé (ouvertures de fissure au sens hydraulique). La mesure des ouvertures, généralement lors d'essai brésilien, pourrait être faite via des capteurs de déplacement [Rastiello et al., 2015] ou par corrélation d'image [Dufour, 2007]. Dans les deux cas, la mesure n'est que superficielle et n'est pas forcément représentative des ouvertures dans l'épaisseur. Cette information reste toutefois accessible par simulation numérique de l'essai en question [El Dandachy et al., 2017b].

3.5.2 Propriétés de transfert du béton VeRCoRs

Les données expérimentales sont limitées aux mesures de :

- La perméabilité intrinsèque ($k_0 = 8.43 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$).
- L'effet Klinkenberg ($\beta_K = 1,8 \text{ bar}$).
- L'effet de la teneur en eau: Le modèle proposé par [Verdier, 2001] montre, sensiblement, le meilleur ajustement aux données expérimentales ($c = 0.46$ - Figure 65).

Pour le reste des paramètres, et en l'absence d'essais propres sur le béton VeRCoRs, les valeurs identifiées pour des bétons comparables (en type de ciment, ratio Eau/Ciment et taille maximale des agrégats) sont considérés par défaut :

- Les paramètres de la loi $f_3(d)$ dans [33] sont issus des travaux de [Picandet et al., 2009] : $\alpha = \alpha' = 11.3, \beta = \beta' = 1.64$ avec un seuil d'irréversibilité de perméabilité fixée à $d_{lim} = 15 \%$ d'endommagement.
- Les paramètres de rugosités dans [34] sont issus des travaux de [Rastiello et al., 2015] : $\alpha_w = 3726.71 \text{ m}^{-1}, \beta_w = 1.19$.
- Le paramètre δ dans [35] est considéré égal à 0.8 [Bouhjiti et al., 2018b].

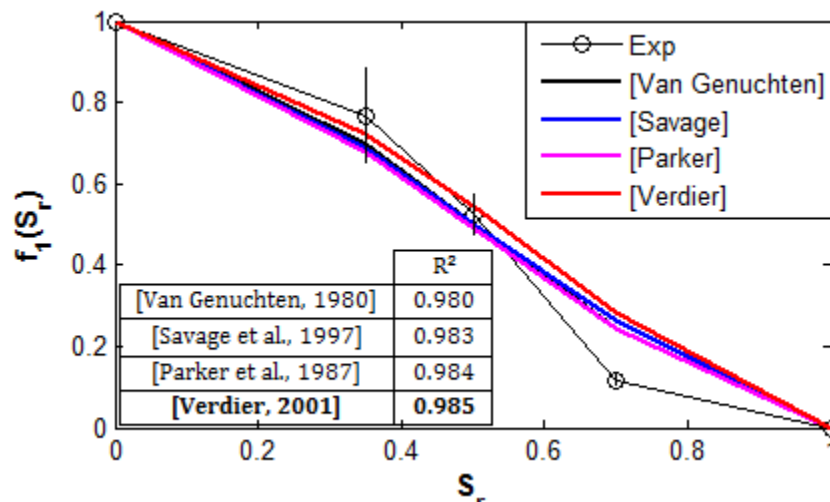


Figure 65. Ajustement des modèles de perméabilité relative $f_1(S_r)$ aux données expérimentales de perméabilité VeRCoRs

3.5.3 Conditions aux bords de surpression à l'air sec de la maquette VeRCoRs

Les conditions aux bords consistent en l'injection d'air sec pressurisé à 20 °C (Figure 66). Les profils de pressurisation sont identiques au cas de la précontrainte dans la Figure 63b (pour la résolution du problème de fuite, les pressions sont exprimées en valeurs absolues). La montée en pression est un processus contrôlé en temps réel. Par conséquent, l'erreur sur la pression de l'air injecté pendant l'essai est considérée comme négligeable.

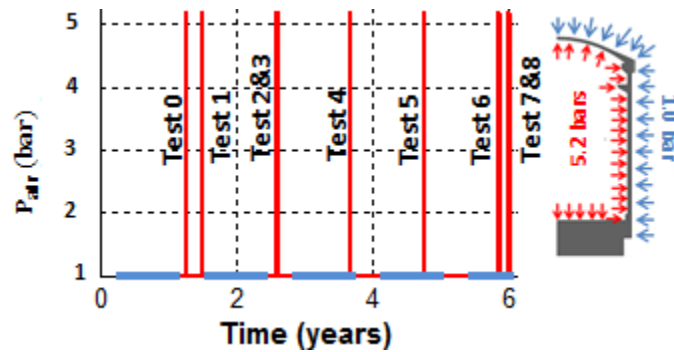


Figure 66. Programme de pressurisation à l'air sec de la maquette VerCoRs ($P_{int} = 5.2 \text{ bars}$ & $P_{ext} = 1 \text{ bar}$)

3.5.4 Conclusions partielles

Les propriétés de transfert (perméabilité) du béton VerCoRs sont résumées dans la Table 32. Seuls trois paramètres du modèle ont fait l'objet de mesures expérimentales sur le béton VerCoRs. Le restant des paramètres portant sur le couplage endommagement-perméabilité est issue de travaux antérieurs dans la littérature. Ces derniers sont alors considérés fortement incertains et une variabilité arbitraire de 50 % leur est associée en vue de l'analyse de sensibilité du débit de fuite.

Table 32. Propriétés de transfert (perméabilité) du béton VerCoRs

Param.	Equation	Valeur de référence	Incertitude observée	Référence	Variation retenue
k_0	[31][32] Table 18	$5.43 \cdot 10^{-17} \text{ m}^2$	$\pm 54 \%$	[Kallel, 2016]	$\pm 50 \%$
β_K		0.18 MPa	$\pm 24 \%$	[El Dandachy, 2016]	
c		0.46	$\pm 37 \%$	Figure 65 [Verdier, 2001]	
$\alpha = \alpha'$	[31][33]	11.3	-	[Picandet et al., 2009]	
$\beta = \beta'$	[32][31]	1.64	-		
α_w	[31][34]	3726.71 m^{-1}	-	[Rastiello et al., 2015]	
β_w		1.19	-		
δ	[31][35]	0.8	-	[Bouhjiti et al., 2018b]	-
P_{int}	Figure 66	0.52 MPa	-	[Projet VerCoRs, 2015-2021]	-
P_{ext}		0.10 MPa	-		-

3.6 Conclusions

Dans ce chapitre, des ordres de grandeur de la variabilité des différents paramètres THM-F ont été définis :

- Pour les propriétés THM-F du béton VerCoRs, les incertitudes quantifiées incluent leurs variabilités intrinsèques et les erreurs associées à leurs méthodes d'identification. Au mieux, elles sont le résultat d'une analyse statistique des données disponibles dans le cadre du [Projet VerCoRs, 2015-2021] (échantillons de taille supérieure à 30 cm). En l'absence de telles données, des ordres de grandeurs issues de la littérature et confrontées aux jugements d'experts ont été retenues. Particulièrement, une variabilité forfaitaire de 50 % a été associée aux propriétés jugées

difficilement mesurables et hautement incertaines (par exemple : les propriétés du champ aléatoire et les paramètres d'effet d'échelle).

- Pour les conditions aux bords THM-F de la structure VeRCoRs, les incertitudes quantifiées sont principalement issues du retour d'expérience du parc nucléaire français (cas des conditions aux bords TH et F) ou d'une analyse structurelle 3D des effets structuraux et des pertes instantanées de précontraintes sur l'hétérogénéité spatiale des contraintes de compression en phase de précontrainte et des contraintes en traction en phase de pressurisation.

4. Sensibilité du vieillissement à la variabilité intrinsèque des propriétés THM du béton et à leur variabilité spatiale - Cas d'étude : le gousset VeRCoRs

4.1 Introduction	110
4.2 Stratégie globale d'analyse de sensibilité THM-F	110
4.2.1 Méthodes d'analyse et indicateurs de sensibilité	110
4.2.1.1 Les méthodes de perturbation	110
4.2.1.2 Développement de Neumann	112
4.2.1.3 Méthode des intégrales pondérées	112
4.2.1.4 Méthodes basées sur les plans d'expérience	113
4.2.1.4.1 Méthodes locales	113
4.2.1.4.2 Méthodes semi-globales	115
4.2.1.5 Les méthodes basées sur des estimations ponctuelles	117
4.2.2 Approche retenue pour l'analyse de sensibilité THM-F	118
4.3 Modèles EF et réduction d'échelle	119
4.3.1 Notion de Volumes Structuraux Représentatifs	119
4.3.2 Modèle EF du VSR du gousset VeRCoRs	121
4.4 Analyse de sensibilité de la réponse thermique (Exemple du gousset)	124
4.4.1 Calcul de référence	124
4.4.2 Effet de la variabilité des paramètres en entrée	126
4.4.3 Comparaison entre la variabilité simulée et celle observée	128
4.4.4 Conclusions partielles	129
4.5 Analyse de sensibilité de la réponse hydrique (Exemple du gousset)	130
4.5.1 Calcul de référence	130
4.5.2 Effet de la variabilité des paramètres en entrée	131
4.5.3 Conclusions partielles	133
4.6 Analyse de sensibilité de la réponse mécanique (Exemple du gousset)	134
4.6.1 Calcul de référence	134
4.6.1.1 Déformations au jeune âge	134
4.6.1.2 Déformations différées	136
4.6.1.3 Profils de fissuration	142
4.6.2 Effet de la variabilité des paramètres en entrée	146
4.6.2.1 Déformations au jeune âge	147
4.6.2.2 Déformations différées	149
4.6.2.3 Profils de fissuration	151
4.6.3 Comparaison de la variabilité simulée et celle observée	157
4.6.3.1 Déformations au jeune âge	157
4.6.3.2 Déformations différées	157
4.6.3.3 Profils de fissuration	160
4.6.4 Conclusions partielles	160
4.7 Analyse de sensibilité du taux de fuite global	161
4.7.1 Calcul de référence	162
4.7.2 Effet de la variabilité des paramètres en entrée	165
4.7.3 Conclusions partielles	165
4.8 Conclusions	169

4.1 Introduction

Vu le nombre important de paramètres (63) intervenant dans la simulation THM-F, viser une approche probabiliste ou fiabiliste dans l'état semble une tâche complexe et difficilement concevable (pour des questions de faisabilité et de pratique). La pertinence de tel choix reste discutable sachant que, en réalité, seul un nombre limité de paramètres a une influence significative sur la variabilité de la réponse THM-F. De ce fait, l'analyse de sensibilité a pour objectif de définir les facteurs les plus influents moyennant des indicateurs de sensibilité appropriés à un coût numérique réduit (par rapport aux approches probabilistes avancées). Donc, ce chapitre a pour objectif de:

- Présenter les différentes stratégies d'analyse de sensibilité et de choisir la plus adaptée au problème THM-F annoncé dans le chapitre précédent. Le caractère intrusif ou non pour la mise en œuvre et les coûts de calculs sont les deux critères prioritaires.
- Les approches non intrusives et représentant le moindre coût sont favorisées.
- Evaluer la sensibilité du modèle THM-F à la variabilité intrinsèque et spatiale des paramètres THM-F (Cas du gousset VeRCoRs) précédemment définies.
- Identifier les paramètres les plus influents vis-à-vis de la réponse THM-F du modèle
- Identifier les phénomènes physiques les plus influents vis-à-vis du vieillissement des grands ouvrages en béton armé et précontraint.

Dans l'objectif d'être concis, et à titre démonstratif de l'applicabilité du modèle THM-F (Figure 44) et de la méthodologie d'analyse de sensibilité retenus, les résultats présentés par la suite ne portent que sur le gousset VeRCoRs. Des analyses similaires ont été menées pour les autres éléments structuraux de la maquette VeRCoRs (Figure 9).

4.2 Stratégie globale d'analyse de sensibilité THM-F

4.2.1 Méthodes d'analyse et indicateurs de sensibilité

Dans cette partie, et en vue d'une analyse de sensibilité du modèle THM-F, seules les méthodes visant à identifier les moments statistiques d'une variable aléatoire sont abordées. Les méthodes qui dépassent ce cadre-là, où les queues de distribution ou la fonction de densité de probabilité dans son ensemble sont d'intérêt, et bien qu'elles permettent aussi de mesurer les incertitudes, feront l'objet du chapitre suivant. Parmi les méthodes couramment utilisées dans la littérature, il existe :

4.2.1.1 Les méthodes de perturbation

Datant de plus d'une quarantaine d'années suite aux travaux initiaux de [Cornell, 1971] puis, entre autres, aux développements de [Rosenblueth, 1975], les méthodes de perturbation se basent sur le développement en série de Taylor (généralement à l'ordre 2 ce qui permet d'accéder aux deux premiers moments statistiques [48]) de la réponse du modèle \mathcal{M} pour une petite variation ΔY de ses entrées Y autour d'une valeur de référence donnée Y_0 (formulation locale).

$$\mathcal{M}(Y) = \mathcal{M}_0 + \sum_{i=1}^n \frac{\partial \mathcal{M}}{\partial y_i} \Big|_{y=y_0} (y_i - y_{i,0}) + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial^2 \mathcal{M}}{\partial y_i \partial y_j} \Big|_{y=y_0} (y_i - y_{i,0})(y_j - y_{j,0}) + o(\Delta Y^2) \quad [48]$$

\mathcal{M} modèle dépendant de n paramètres rassemblés dans le vecteur $Y = \{y_i\}_{1 \leq i \leq n}$. $Y_0 = \{y_{i,0}\}_{1 \leq i \leq n}$ le vecteur de référence.

Si Y_0 correspond à la moyenne des paramètres en entrée $Y_0 = \mu_Y$, la réponse moyenne du modèle μ_M ainsi que sa variance σ_M peuvent être approchées directement [49]:

$$\begin{aligned} \mu_M &\approx \mathcal{M}_0 + \frac{1}{2} \sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial^2 \mathcal{M}}{\partial y_i \partial y_j} \Big|_{y=y_0} E \left[(y_i - y_{i,0})(y_j - y_{j,0}) \right] \\ \sigma_M &\approx \sqrt{\sum_{i=1}^n \sum_{j=1}^n \frac{\partial \mathcal{M}}{\partial y_i} \Big|_{y=y_0} \frac{\partial \mathcal{M}}{\partial y_j} \Big|_{y=y_0} E \left[(y_i - y_{i,0})(y_j - y_{j,0}) \right]} \end{aligned} \quad [49]$$

$E[(y_i - y_{i,0})(y_j - y_{j,0})] = C_{ij}$ les composantes de la matrice de covariance. Dans le cas de variables indépendantes $C_{ij} = \delta_{ij} \sigma_i^2$ avec σ_i^2 la variance associée à la $i^{\text{ème}}$ composante du vecteur aléatoire Y .

L'importance relative de chaque paramètre Y_j vis-à-vis de la variabilité de la réponse \mathcal{M} peut être évaluée par :

- Sa contribution à la variance totale. A partir de l'écriture [49] et dans le cas de paramètres indépendants, cette contribution I_j^M s'écrit [50] :

$$\sigma_M^2 \approx \sum_{i=1}^n \left(\frac{\partial \mathcal{M}}{\partial y_i} \Big|_{y=y_0} \right)^2 \sigma_i^2 \rightarrow \begin{cases} I_j^M = \left(\frac{\partial \mathcal{M}}{\partial y_j} \Big|_{y=y_0} \right)^2 \left(\frac{\sigma_j}{\sigma_M} \right)^2 \\ \sum_{j=1}^n I_j^M = 1 \end{cases} \quad [50]$$

En présence de paramètres corrélés, la somme $\sum_{j=1}^n I_j^M$ est inférieure à 1. Mais, les indicateurs I_j^M restent toujours valables pour comparer les effets relatifs des paramètres les uns par rapport aux autres. Aussi faut-il noter que cette décomposition est un cas particulier (basée sur une approximation linéaire associée au développement de Taylor) de la décomposition de variance. Le cas général est présenté dans le chapitre suivant (Indices de Sobol' [Sobol', 2001]).

- Sa variation induite du modèle. Par définition [51]:

$$\text{CoV}_j^M = \frac{\sqrt{I_j^M}}{\mu_M} = \frac{\sigma_j}{\sigma_M} \frac{\frac{\partial \mathcal{M}}{\partial y_j} \Big|_{y=y_0}}{\mu_M} \quad [51]$$

- Sa variation induite du modèle par rapport à sa variation propre. Par définition [51][52]:

$$\overline{CV}_j^M = \frac{CV_j^M}{\sigma_j/y_{j,0}} = \frac{\frac{\partial \mathcal{M}}{\partial y_j} \Big|_{y=y_0} y_{j,0}}{\mu_M \sigma_M} \quad [52]$$

Les deux premiers indicateurs (I_j^M, CoV_j^M) permettent d'accéder à la même hiérarchisation des paramètres selon leurs effets sur la variabilité de la réponse. Cet ordre n'est pas forcément le même quand l'indicateur $\overline{CoV_j^M}$ est utilisé. D'un point de vue purement mathématique, $\overline{CoV_j^M}$ est plus objectif car il permet de relativiser la variation en sortie par rapport à celle en entrée (comparaison des paramètres à variation égale en entrée). Toutefois, au sens physique, les deux premiers indicateurs restent plus pertinents quand la variation réelle des paramètres en entrée est connue.

Il est important de souligner qu'il s'agit ici d'indicateurs de sensibilité locaux car ils ne décrivent que la variabilité de la réponse autour d'un point donné (notion de dérivée locale).

4.2.1.2 Développement de Neumann

Le développement de Neumann [Yamazaki et al., 1988] est une variante, non intrusive, de la méthode de perturbation appliquée à la matrice globale de rigidité $k = k_0 + \Delta k$ dans le cadre des éléments finis [53].

$$\begin{cases} k \cdot u = f \\ k = k_0 + \Delta k \end{cases} \rightarrow \begin{cases} (I_d + k_0^{-1} \cdot \Delta k) \cdot u = k_0^{-1} \cdot f \\ (I_d + k_0^{-1} \cdot \Delta k)^{-1} = \sum_{p=0}^{+\infty} (-k_0^{-1} \cdot \Delta k)^p \end{cases} \rightarrow u = \left(\sum_{p=0}^{+\infty} (-1)^p k_0^{-(1+p)} \cdot \Delta k^p \right) \cdot f \quad [53]$$

$$u = \left(\sum_{p=0}^{+\infty} (-1)^p k_0^{-(1+p)} \cdot \Delta k^p \right) \cdot f = \left(\sum_{p=0}^{+\infty} (-1)^p k_0^{-p} \cdot \Delta k^p \right) \cdot u_0$$

k_0 la rigidité moyenne, Δk une variation autour de k_0 .

La résolution du système $k \cdot u = f$ est obtenue par troncature et par décomposition en sous-systèmes indépendants $k_p \cdot u_p = f$ comme montré ci-après [54]:

$$\begin{cases} k_p u_p = f \\ k_p = (-1)^p k_0^{(1+p)} \cdot \Delta k^{-p} \end{cases} \rightarrow u \approx \sum_{p=0}^{n < +\infty} u_p \quad [54]$$

La pertinence de la méthode pour des modèles non linéaires reste discutable en termes de coût et de quantification des incertitudes.

4.2.1.3 Méthode des intégrales pondérées

La méthode des intégrales pondérées [Deodatis, 1990][Deodatis, 1991] est une autre version intrusive de la méthode de perturbation appliquée aux problèmes traités par éléments finis. Les rigidités élémentaires s'écrivent [55]:

$$k_e = \int_{V_e} B^T \cdot (k_0(1 + H)) \cdot B \, dV_e = k_{e,0} + \Delta k_e \quad [55]$$

k_0 la rigidité moyenne, H un champ aléatoire Gaussien stationnaire, B la matrice obtenue par dérivation des fonctions de forme, $\Delta k_e = \int_{V_e} H (B^T \cdot k_0 \cdot B) \, dV_e$ la variation de la rigidité élémentaire

La formulation [55] mène à un développement limité du vecteur déplacement ([48]) et permet ensuite de déduire ses deux premiers moments statistiques ([49]). Toutefois, les inconvénients d'une telle approche limitent son usage dans le cas général [Sudret, 2007][Baroth, 2005]:

- Le développement limité est dépendant du maillage [Matthies et al., 1997].
- La méthode n'a de sens que si la longueur de corrélation du champ aléatoire est supérieure à l'unité de discrétisation spatiale. Cela reste vraie pour tout développement KL projeté sur un maillage EF.
- L'applicabilité de la méthode est limitée aux problèmes linéaires.

4.2.1.4 Méthodes basées sur les plans d'expérience

4.2.1.4.1 Méthodes locales

Les méthodes de conception d'expériences peuvent aussi être utilisées afin d'analyser la sensibilité d'une réponse donnée à moindre coût (toujours au sens local). En particulier, les méthodes de variation d'un paramètre à la fois (*OFAT : one-factor-at-a-time methods*) sont adaptés aux systèmes dont le nombre de paramètres est important [Xianggui et al., 2005]. Par rapport aux méthodes précédentes ou aux autres méthodes de conception d'expériences (plans factoriels ou autres [Cavazzuti, 2012][Montgomery, 2012]), elles représentent les avantages suivants :

- Elles s'appliquent pour de petits ou de grands ordres de variabilité des paramètres en entrée.
- L'accès à l'effet d'un paramètre sur la réponse du modèle est instantané et indépendant du reste des expériences à mener.
- Elles sont pratiques, relativement simples (la difficulté principale est liée aux estimateurs associés) et très économiques.

Cependant, elles sont moins précises en termes de quantification des incertitudes, restent globalement qualitatives et, naturellement, moins pertinentes quand les paramètres sont fortement corrélés [Wu et al., 2000]. Sur ce dernier point, [Xianggui et al., 2005] proposent d'enrichir le plan d'expériences en faisant varier deux paramètres à la fois afin d'analyser les éventuelles corrélations entre paramètres au détriment du faible coût.

Dans la littérature plusieurs variantes sont proposées (Table 33) :

Table 33. Exemples de méthodes de variation d'un paramètre à la fois (OFAT method)

Principe		Référence
A	- 1 calcul où tous les paramètres sont à leurs valeurs moyennes - n calculs où chaque paramètre à la fois est à sa valeur maximale et ceux restants à leurs valeurs moyennes - n calculs où chaque paramètre à la fois est à sa valeur minimale et ceux restants à leurs valeurs moyennes → Coût : 2n+1	[Daniel, 1973]
A'	Si le modèle est symétrique (rarement le cas) : - 1 calcul où tous les paramètres sont à leurs valeurs moyennes - n calculs où chaque paramètre à la fois est à sa valeur maximale et ceux restants à leurs valeurs moyennes. Le résultat est identique pour les n calculs où chaque paramètre à la fois est à sa valeur minimale et ceux restants à leurs valeurs moyennes. → Coût : n+1	
B	- 1 calcul où tous les paramètres sont à leurs valeurs minimales - n calculs où chaque paramètre à la fois est à sa valeur maximale et ceux restants à leurs valeurs minimales - n calculs où chaque paramètre à la fois est à sa valeur minimale et ceux restants à leurs valeurs maximales - 1 calcul où tous les paramètres sont à leurs valeurs maximales → Coût : 2n+2	[Cotter, 1979]
C	- 1 calcul où tous les paramètres sont à leurs valeurs minimales - n calculs où chaque paramètre à la fois est à sa valeur maximale et ceux restants à leurs valeurs minimales - n calculs où chaque paramètre à la fois est à sa valeur minimale et ceux restants à leurs valeurs maximales - 1 calculs où tous les paramètres sont à leurs valeurs maximales - (n-1)(n-2)/2 calcul où deux paramètres à la fois sont à leurs valeurs maximales et ceux restants à leurs valeurs minimales → Coût : $2(n + 1) + \frac{(n-1)(n-2)}{2}$	[Xianggui et al, 2005]

Les indicateurs de sensibilité associés à ces méthodes sont comme suit :

- Pour les types A, A' : Pour chaque paramètre, la réponse moyenne et celles aux bornes inférieure et supérieure sont disponibles. Cela permet de définir par paramètre une variance $(\sigma_j^M)^2$ et des coefficients de variation [56] (comparables à ceux dans [50][51][52]) par paramètre :

$$\mu_M = \frac{\mathcal{M}(y_j^+) + \mathcal{M}(y_j^-) + \mathcal{M}(y_{j,0})}{3} \rightarrow \begin{cases} I_j^M = \frac{(\sigma_j^M)^2}{\sum_{i=1}^n (\sigma_i^M)^2} \\ \sum_{j=1}^n I_j^M = 1 \end{cases} \quad [56]$$

$$CV_{y_j}^M = \frac{\sigma_j^M}{\mu_M} \quad CV_{y_j} = \frac{\sqrt{\text{Var}[y_j^+, y_j^-, y_{j,0}]}}{y_{j,0}} \quad \overline{CV}_{y_j}^M = \frac{CV_{y_j}^M}{CV_{y_j}}$$

$\mathcal{M}(y_j^+), \mathcal{M}(y_j^-)$ les réponses du modèle quand le paramètre j est à sa valeur maximale (minimale respectivement) alors que ceux restants sont à leurs valeurs moyennes.

- Pour les types B et C : La réponse moyenne n'est pas connue ce qui ne permet pas de définir une variance associée à chaque paramètre. Au lieu de cela, les indicateurs suivants peuvent être utilisés [57]:

$$\begin{aligned} \text{Cas B\&C: } I_{ij}^M &= \frac{(\mathcal{M}^+ - \mathcal{M}^+(y_j^-)) + (\mathcal{M}^-(y_j^+) - \mathcal{M}^-)}{4} \\ \text{Cas C: } I_{ij}^M &= \frac{(\mathcal{M}^-(y_j^+, y_j^-) - \mathcal{M}^-(y_j^+)) + (\mathcal{M}^-(y_i^+) - \mathcal{M}^-)}{4} \end{aligned} \quad [57]$$

$\mathcal{M}^+, \mathcal{M}^-$ réponse du modèle quand tous les paramètres sont à leurs valeurs maximales (minimales respectivement), $\mathcal{M}^+(y_j^-)$ la réponse du modèle quand tous les paramètres sont à leurs valeurs maximales excepté le $j^{\text{ème}}$ paramètre, $\mathcal{M}^-(y_j^+)$ la réponse du modèle quand tous les paramètres sont à leurs valeurs minimales excepté le $j^{\text{ème}}$ paramètre, $\mathcal{M}^-(y_j^+, y_j^-)$ la réponse du modèle quand tous les paramètres sont à leurs valeurs minimales excepté les $i^{\text{ème}}$ et $j^{\text{ème}}$ paramètres.

4.2.1.4.2 Méthodes semi-globales

D'autres alternatives aux méthodes locales précédentes qui permettent d'approcher une analyse globale sont :

- **Analyse de sensibilité de type Morris [Morris, 1991]** : Elle consiste à discrétiser l'espace des N paramètres en entrée (idéalement de manière isotrope à un niveau p donné) et d'appliquer pour chaque paramètre à la fois une variation $\delta_i = \frac{y_i^{\max} - y_i^{\min}}{p-1}$. La procédure est la suivante :

i/ Choisir un point de départ aléatoire dans la grille de dimension p^N : $P_0 = (y_{k_1}^0, \dots, y_{k_N}^0)$ où $k_i \in \{0, \dots, p-1\}$ est l'ordre du $i^{\text{ème}}$ paramètre en entrée

ii/ Le deuxième point de la trajectoire est obtenu par variation d'un paramètre j de la grille $P_1 = (y_{k_1}^0, \dots, y_{k_j}^0 + \varepsilon\delta_j, \dots, y_{k_N}^0)$ où $\varepsilon = \pm 1$ une orientation aléatoire.

iii/ Le troisième point est obtenu par variation d'un autre paramètre $j' \neq j$ de la grille $P_3 = (y_{k_1}^0, \dots, y_{k_{j'}}^0 + \varepsilon\delta_{j'}, \dots, y_{k_j}^0 + \varepsilon\delta_j, \dots, y_{k_N}^0)$

iv/ Le quatrième point est obtenu par variation d'un autre paramètre $j'' \neq (j, j')$ de la grille P_4 et ainsi de suite jusqu'à l'obtention d'une trajectoire constituée de $\{P_0, P_1, P_2, P_3, \dots, P_K\}$ après K itération.

v/ Refaire i) à iv) R fois.

Donc, le coût de cette méthode (nombre d'appels au modèle) est de $R(K+1)$. Afin de garantir un échantillonnage uniforme des niveaux de chaque paramètre, il est conseillé de construire une grille avec p pair et $K \geq \frac{p}{2}$. En termes d'indicateurs de sensibilité, la méthode donne accès à des estimateurs des effets élémentaires par paramètre ; particulièrement la moyenne μ et l'écart-type [Wan et al., 2015][58]:

$$\begin{aligned}\mu_i &= \frac{1}{R} \sum_{m=1}^R d_i(\varepsilon\delta_m) \\ \sigma_i &= \sqrt{\frac{1}{R-1} \sum_{m=1}^R (d_i(\varepsilon\delta_m) - \mu_i)^2} \\ d_i(\varepsilon\delta_m) &= \frac{\mathcal{M}(y_{k_1}, \dots, y_{k_i} + \varepsilon\delta_m, \dots, y_{k_N}) - \mathcal{M}(y_{k_1}, \dots, y_{k_i}, \dots, y_{k_N})}{\varepsilon\delta_m}\end{aligned} \quad [58]$$

Pour les modèles non monotones, l'estimateur μ_i peut être amélioré en utilisant $\mu_i^* = \frac{1}{R} \sum_{m=1}^R |d_i(\varepsilon\delta_m)|$ [Campolongo et al., 2007]. Plus la valeur de μ_i^* est importante, plus le $i^{\text{ème}}$ paramètre est influent. Tandis que la valeur de σ_i renseigne sur l'importance de la corrélation entre le $i^{\text{ème}}$ paramètre et les autres.

Cette méthode est considérée semi-globale car elle tient compte de la variation de chaque paramètre sur une partie de son domaine de définition (une analyse globale requiert la variation sur tout le domaine en fonction des distributions associées). Donc, plus R est important et plus la perturbation $\varepsilon\delta_m$ est aléatoire, plus la méthode Morris est descriptive d'une analyse globale. Telle que décrite dans ce paragraphe, la méthode est une étape préliminaire de sélection des paramètres influents avant de mener des analyses de sensibilité plus avancées.

- **Analyse de sensibilité de type Sobol' [Sobol', 1993]** : La méthode de Sobol' originelle consiste à discrétiser l'espace des N paramètres en entrée (idéalement de manière isotrope à un niveau p donné) et, pour chaque paramètre y_i maintenu constant, et sous l'hypothèse d'indépendance des entrées, faire varier les autres paramètres $y_{j \neq i}$ de $\delta_j^k = k \frac{y_j^{\max} - y_j^{\min}}{p-1}$ avec $k \in \{0, 1, \dots, p-1\}$. Le coût de la méthode est donc de $p(2N+1)$. En se basant sur la décomposition de la variance totale de la réponse simulée, les indicateurs de sensibilité du 1^{er} ordre (de Sobol') sont obtenus comme suit [59]:

$$I_i = \frac{V_i}{\sum_{j=1}^N V_j} \quad [59]$$

V_i la contribution du $i^{\text{ème}}$ paramètre à la variance globale de la réponse, I_i l'indicateur de sensibilité au 1^{er} ordre associé au i -ème paramètre. L'estimation de $V_i = \text{Var}_{X_i} \left(E_{X \setminus X_i} (Y | X_i) \right)$ peut être obtenue en utilisant Monte Carlo et en se limitant au plan numérique de dimension $p(2N+1)$ [Wan et al., 2015]. D'autres méthodes (plus coûteuses) existent pour accéder à des indicateurs d'ordres supérieurs [Saltelli, 2002] (se référer à 5.2.1.1).

4.2.1.5 Les méthodes basées sur des estimations ponctuelles

Par définition, la moyenne et variance de la réponse du modèle \mathcal{M} s'écrivent [60]:

$$\begin{aligned}\mu_M &= E[\mathcal{M}(Y)] = \int_{D_Y} \mathcal{M}(\mathbf{y}) f_Y(\mathbf{y}) d\mathbf{y} \\ \sigma_M &= \sqrt{E[(\mathcal{M}(Y) - \mu_M)^2]} = \sqrt{\int_{D_Y} (\mathcal{M}(\mathbf{y}) - \mu_M)^2 f_Y(\mathbf{y}) d\mathbf{y}}\end{aligned}\quad [60]$$

$f_Y(\mathbf{y})$ la fonction de densité de probabilité associée au vecteur aléatoire Y . Dans le cas de paramètres indépendants, $f_Y = \prod_i f_{Y_i}$.

Idem pour la décomposition de la variance totale, elle s'écrit par définition [61]:

$$\sigma_M^2 = \sum_{i=1}^n \text{Var}[E[\mathcal{M}(Y)|Y_i]] \rightarrow I_j^M = \frac{\text{Var}[E[\mathcal{M}(Y)|Y_i]]}{\sigma_M^2}\quad [61]$$

Ces intégrales peuvent être évaluées par des méthodes numériques dites de quadrature [Abramowitz et al., 1964] qui permettent d'approcher leur valeur par des sommes finies pondérées [62]:

$$\int_D h(\mathbf{y}) f_Y(\mathbf{y}) d\mathbf{y} = \sum_{i_1=1}^{+\infty} \dots \sum_{i_n=1}^{+\infty} \left(\prod_{j=1}^n w_{i_j} \right) h(\mathbf{y}_i) \approx \sum_{i_1=1}^{p_1 < +\infty} \dots \sum_{i_n=1}^{p_n < +\infty} \left(\prod_{j=1}^n w_{i_j} \right) h(\mathbf{y}_i)\quad [62]$$

h une fonction de l'espace L^2 (deux fois intégrable au sens de Lebesgue), \mathbf{y}_i le vecteur des points d'intégration et w_{i_j} le poids d'intégration associés à la $i_j^{\text{ème}}$ composante du vecteur \mathbf{y}_i , p_i les ordres de développement par composante aléatoire du vecteur Y .

Dans ce travail, un intérêt particulier est accordé à la méthode de quadrature de Gauss [Baldewick, 1999]. Bien que cette dernière soit efficace afin d'estimer les moments statiques d'une grandeur aléatoire (même pour de grandes variations) et d'établir une analyse de variance au sens global cette fois-ci (car associée à une distribution probabiliste), son inconvénient majeur est lié à la croissance exponentielle du coût numérique en fonction de l'ordre de développement et le nombre de paramètres impliqués (malédiction de la dimension [Bellman, 1961]). En effet, pour un schéma isotrope d'intégration ($p_1 = p_2 = \dots = p_n = p$), la somme dans [62] contient p^n termes (donc p^n appel au modèle h). Pour des calculs fortement non linéaires, coûteux et faisant intervenir un nombre important de paramètres aléatoires, cette méthode est peu intéressante. Afin de s'affranchir de cette limitation, des méthodes dites creuses [Smolyak, 1963] ou adaptatives [Blatman, 2007] peuvent être utilisées.

D'autres méthodes d'estimations ponctuelles existent [Chang et al., 1995], par exemple les méthodes de Rosenblueth et de Harr. Leurs coûts sont moins importants que la quadrature de Gauss (2^n et $2n$ appels au modèle h respectivement). En contrepartie, elles ne permettent qu'un accès restreint aux moments statistiques de la grandeur étudiée.

4.2.2 Approche retenue pour l'analyse de sensibilité THM-F

Dans la Table 34, les différentes méthodes d'analyse de sensibilité sont comparées par rapport à des critères divers. Dans le cas du modèle THM-F retenu, et dans l'objectif de définir les paramètres les plus influents, les principaux critères sont : l'aspect non-intrusif, l'applicabilité à des problèmes fortement non linéaires et le coût. La liste des méthodes candidates se résume à la méthode de perturbation et les méthodes de variation d'un paramètre à la fois de type A et B. Sachant que parmi les paramètres THM-F, il en existe un certain nombre incertains dont les coefficients de variation sont significatifs, l'application de la méthode de perturbation est discutable. Par conséquent, la méthode retenue est celle basée sur les plans d'expérience de type A (Contrairement à celle de type B, elle permet d'établir une analyse de variance au sens local). Pour rappel, l'analyse de sensibilité visée dans ce chapitre est une première étape qui permettra d'identifier les paramètres les plus influents et de restreindre la liste des paramètres incertains à considérer pour une analyse de sensibilité globale et d'ordres supérieurs.

Table 34. Comparaison des méthodes d'analyse de sensibilité

Méthode	Critères								
	Non intrusivité	Petite variation	Grande variation	Problème Non linéaire	Coût	Analyse de variance		Analyse de corrélation	
						LOCA	GLOB		
Neumann	+	+	-	-	---	+	-	-	
Intégrales pondérées	-	+	-	-	+	+	-	-	
Perturbation	+	+	-	+	+	+	-	+	
OFAT	A	+	+	+	+	+++	+	-	-
	B	+	+	+	+	++	-	-	-
	C	+	+	+	+	-	-	-	+
	Morris	+	+	+	+	--	+	+	+
	Sobol'	+	+	+	+	--	+	+	+
Méthodes des estimations ponctuelles	+	+	+	+	---	+	+	+	

L'application par défaut de cette méthode de sensibilité aux calculs THM-F (*Figure 44*) a le coût suivant :

- Sensibilité de la réponse thermique ($n_T=12$): $25*T$
- Sensibilité de la réponse hydrique ($n_H=9$): $25*T+43*H$
- Sensibilité de la réponse mécanique ($n_M=31$) : $25*T+43*H+105*M$
- Sensibilité du taux de fuite ($n_F=11$) : $25*T+43*H+104*M+127*F$

Toutefois, ces coûts peuvent être réduits si (*Figure 67*) :

- La distinction des phases de jeune âge et long terme est faite.

- Seuls les paramètres jugés influents pour une étape de calcul donnée sont retenus pour l'analyse de sensibilité des étapes suivantes. En effet, si un paramètre thermique n'affecte que très faiblement la réponse T, son influence sur la réponse HM-F doit être aussi faible par rapport aux effets des autres paramètres thermiques. Cela s'étend aux autres analyses de sensibilité (effet de H sur M-F et M sur F).

Finalement, la stratégie décrite dans la *Figure 67* est retenue.

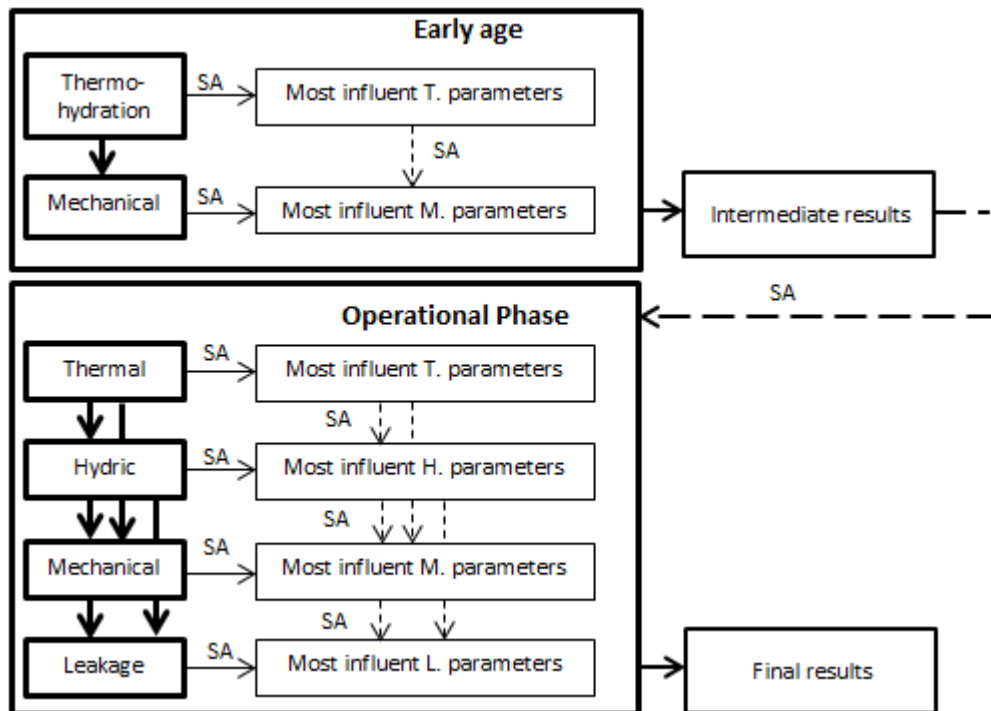


Figure 67. Stratégie globale d'analyse de sensibilité appliquée aux calculs THM-F (SA : Sensitivity Analysis)

4.3 Modèles EF et réduction d'échelle

4.3.1 Notion de Volumes Structuraux Représentatifs

Dans la littérature plusieurs stratégies de réduction d'échelle sont proposées pour les enceintes de confinement des réacteurs nucléaires (Figure 68): modélisation par tranche (une portion verticale de l'enceinte avec un angle de révolution réduit) [Semete et al., 2007], modélisation par couronne (ou par levée) [Kanavaris et al., 2016], modélisation par PACE (PARTIE Courante de l'Enceinte limitée à la hauteur de la levée et avec un angle de révolution réduit) [Foucault et al., 2012] ou encore par Volume Élémentaire Représentatif (analyse 1D dans l'épaisseur) [Granger, 1995][Benboudjema, 2002]. Parmi ces approches, celle basée sur la PACE est particulièrement intéressante car elle permettrait un maillage fin et une prise en compte des hétérogénéités géométriques sans engendrer des coûts numériques inenvisageables. Toutefois, pour pouvoir généraliser l'approche à tous les volumes structuraux (autre que la jupe dans la Figure 9), la désignation de Volumes Structuraux Représentatifs (VSR) remplacera dorénavant le terme "PACE". Cela permet donc

d'associer à chaque volume structural un VSR comme montré dans la Figure 69. Leurs dimensions sont définies de telle sorte à garantir une représentativité des trois éléments suivants :

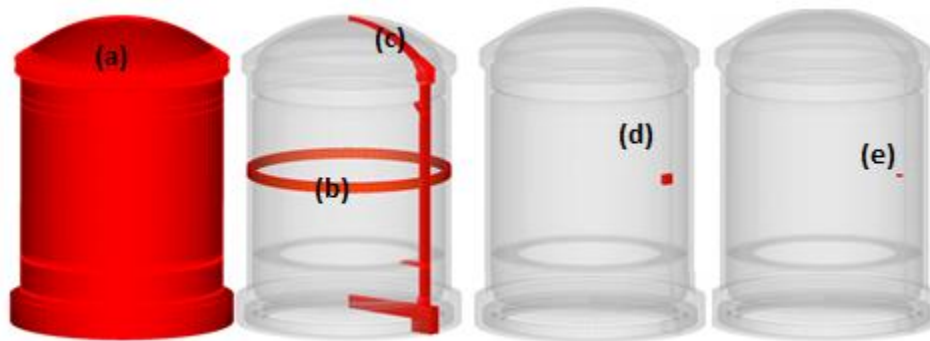


Figure 68. Stratégie de réduction d'échelle structurelle pour les enceintes de confinement
(a) Modélisation complète (b) Modélisation par couronne (c) Modélisation par tranche (d) Modélisation du PACE (e) Modélisation par volume élémentaire

- **Représentativité géométrique :** Les dimensions à retenir sont définies par les symétries globales de la structure (principalement l'axisymétrie et la hauteur des levées au déversement) et la périodicité des dispositions d'armatures actives et passives.
- **Représentativité structurelle :** La réponse simulée à l'échelle des VSRs doit être représentative de la réponse observée à l'échelle de la structure complète associée. Cela ne veut pas dire que tout l'élément structural aura le même comportement que son VSR associé mais que, avec la géométrie (fixe) et les conditions aux bords (variables) choisis, il est possible de reproduire le même comportement. Cela sous-entend que :
 - Le comportement à l'échelle de chaque VSR est indépendant de celui des autres.
 - Au jeune âge, la représentativité du comportement structurelle (bridage au niveau des reprises de bétonnage) nécessite la modélisation de deux levées : une levée antérieure durcie et une, sujet de l'étude, en phase d'hydratation et de maturité.
- **Représentativité matériau :** les dimensions de chaque VSR doivent permettre une description objective de la distribution spatiale des propriétés du béton. Particulièrement, il faut que l'angle de révolution des VSRs soit plus important que l'échelle de fluctuation des paramètres variables spatialement. Dans le présent travail, l'angle de révolution est fixé à deux fois la longueur de fluctuation (de référence) du module de Young. Cela permet d'utiliser le même VSR pour toute échelle de fluctuation inférieure à 2 m.

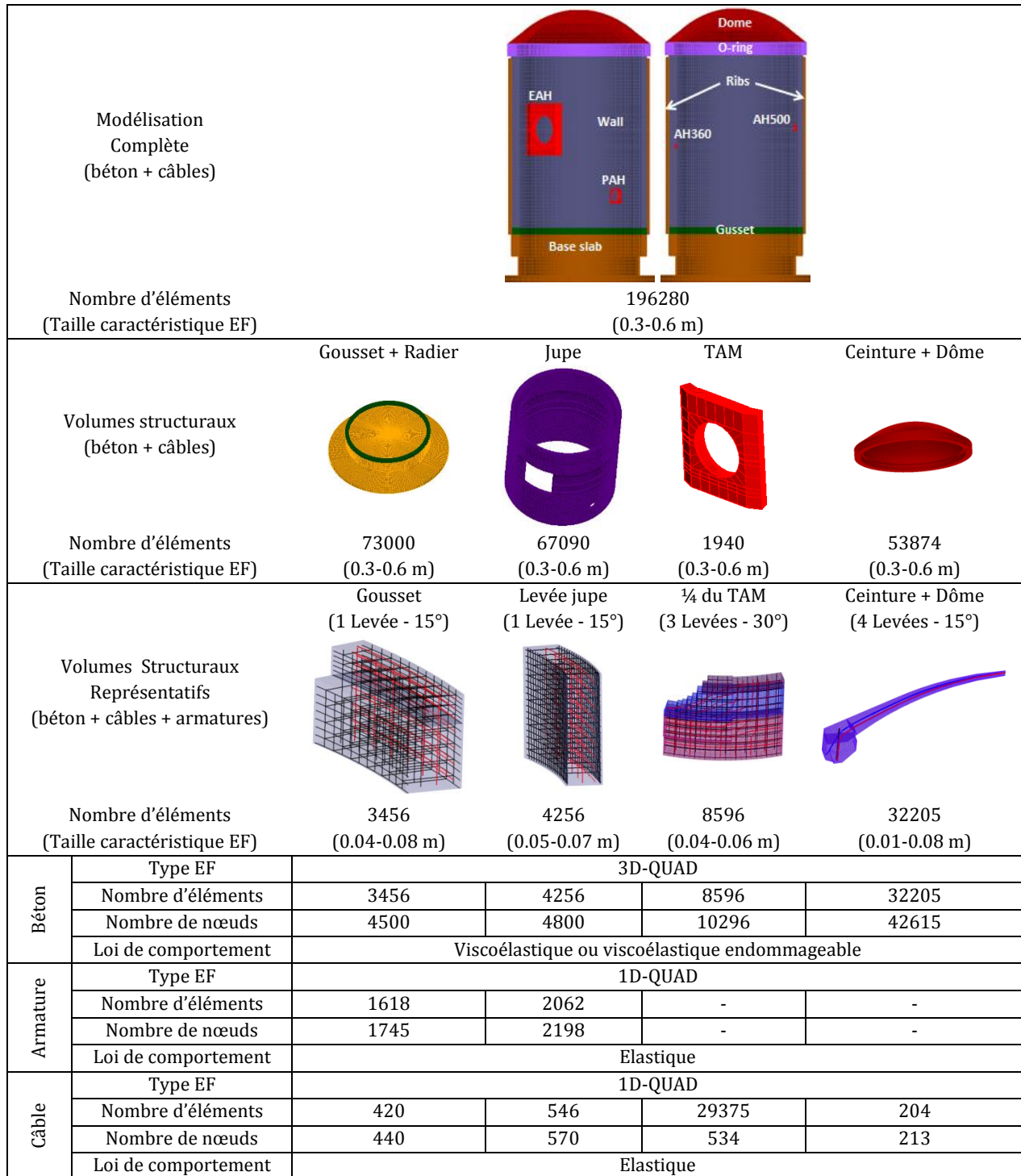


Figure 69. De la modélisation complète à la modélisation par VSRs des enceintes de confinement

4.3.2 Modèle EF du VSR du gousset VeRCoRs

Dans le cas du gousset VeRCoRs, l'application des critères précédents mène à la définition du VSR présenté dans la Figure 70-Table 35. Le modèle EF tient compte de la présence des armatures passives (deux grilles des côtés intrados et extrados, épingles) et actives (câbles horizontaux et

verticaux/gamma). Ces dernières ne sont activées que lors des calculs mécaniques en supposant une adhérence parfaite aux éléments du béton. Les conditions aux bords THM-F sont conformes à celles décrites dans les sections 3.2.3, 3.3.3, 3.4.3 et 3.5.3. Par conséquent, seuls les modes d'application des efforts de précontrainte et de pressurisation sont détaillés ci-dessous :

- Au jeune âge, les conditions aux bords appliquées consistent en (Figure 70a):
 - Des conditions axisymétriques sur les bords latéraux
 - Un encastrement au contact du radier et du piédestal
 - La surface supérieure du gousset est libre de toute condition cinématique jusqu'à déversement de la levée supérieure. Après, le déplacement vertical des nœuds appartenant à cette surface est imposé de telle sorte à être uniforme.
 - Une pression compressive sur la face supérieure descriptive du poids propre des levées postérieures [63].

$$\sigma_{zz}^{PP}(t) = - \frac{\rho_c g}{2\pi * (R_{ext} - R_{int}) * R_{int}} V_{sup}(t) \quad [63]$$

R_{ext}, R_{int} les rayons externes et internes de l'enceinte au niveau de la surface supérieure du gousset, V_{sup} le volume du béton déversé dans les levées supérieures

- Pour la phase long terme, et en plus des chargements précédents, les conditions aux bords appliquées consistent en (Figure 70b) :
 - L'application de la précontrainte (de compression). Cette dernière est modélisée par des forces nodales internes permettant d'obtenir une pression équivalente σ_{zz}^{PREC} sur la surface supérieure et $\sigma_{\theta\theta}^{PREC}$ sur les surfaces latérales. Aucune perte instantanée n'est considérée à l'échelle du VSR puisque cela est déjà pris en compte au moment de la définition des pressions équivalentes aux bords ($\sigma_{zz}^{PREC}, \sigma_{\theta\theta}^{PREC}$). Quant aux pertes différées par retrait et fluage du béton, elles sont prises en compte de manière implicite selon l'équation [64].

$$\sigma_a^{PREC}(t) = \sigma_a^{PREC}(t = t_0) + E_a (\epsilon_{CR}(t - t_0) + \epsilon_{DS}(t - t_0)) \cdot n \quad [64]$$

σ_a^{PREC} la précontrainte dans les câbles, n la normale à la section du câble.

- L'application des contraintes de pressurisation (de traction) σ_{zz}^{PRES} sur la surface supérieure et $\sigma_{\theta\theta}^{PRES}$ sur les surfaces latérales.

Table 35. Description du maillage EF du VSR du gousset (Figure 70)

	Nœuds	Éléments	Type	Comportement
Gousset	6300	5280	QUAD	THM-F
Armatures passives	1701	1585		M(ELAS)
Armatures actives	481	462		
Radier	4275	3456		THM(ELAS)

Par la suite, l'appréciation des résultats numériques à l'échelle du VSR se fera aux positions des capteurs F1-2 et G1-2 du gousset pour le calcul de référence (calcul déterministe) et F1-12 et G1-12 pour la comparaison de la variabilité simulée par rapport à celle observée sur site (Figure 71). Les capteurs F sont à une élévation de -0.95 m (proche de la reprise de bétonnage) tandis que les capteurs G sont à une élévation de -0.25 m. Les capteurs numérotés avec des nombres pairs sont du côté extrados et ceux avec des nombres impairs du côté intrados. A ceux-là s'ajoutent quatre

capteurs positionnés au cœur du béton F102-G102-F304-G304 à la même position angulaire que F1-2/G1-2 et F3-4/G3-4 respectivement.

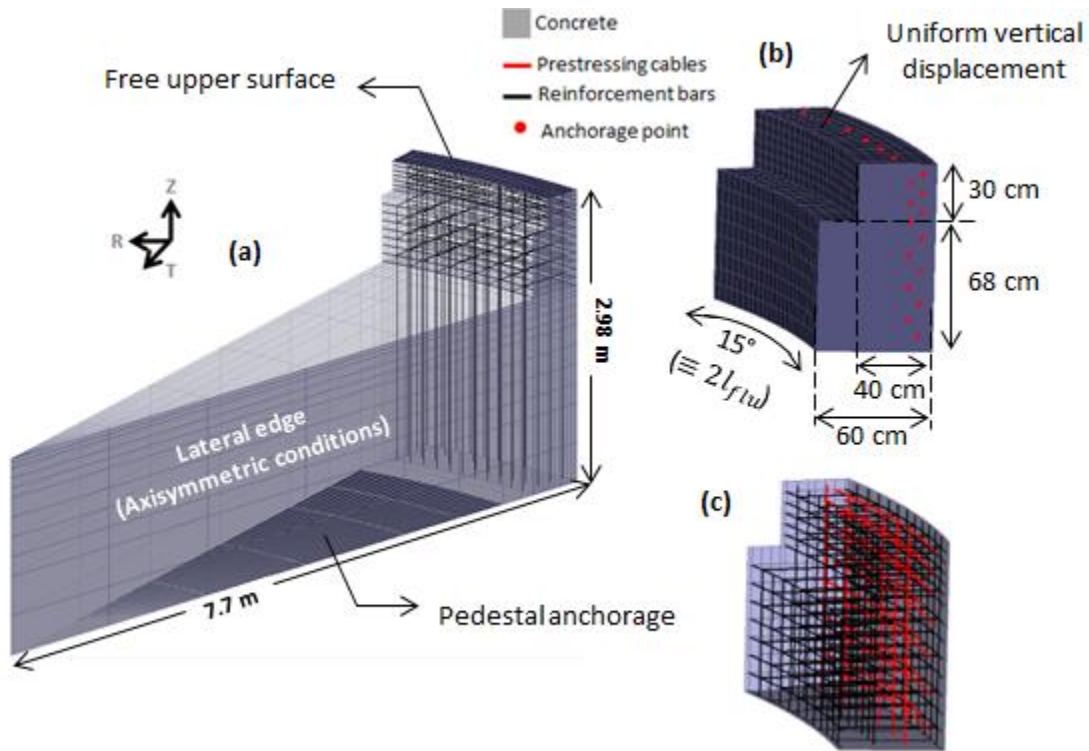


Figure 70. Modèle EF associé au VSR du gousset VerCoRs (Levée L1) ($h_{EF} = 4.5 - 6.8 \text{ cm}$)
 (a) Conditions aux bords pendant la phase de jeune âge et avant déversement de la levée supérieure (Levée L2) (b) Conditions aux bords une fois la levée L2 déversée (c) VSR du gousset utilisé pour les calculs long terme (après la fin de la phase d'hydratation)

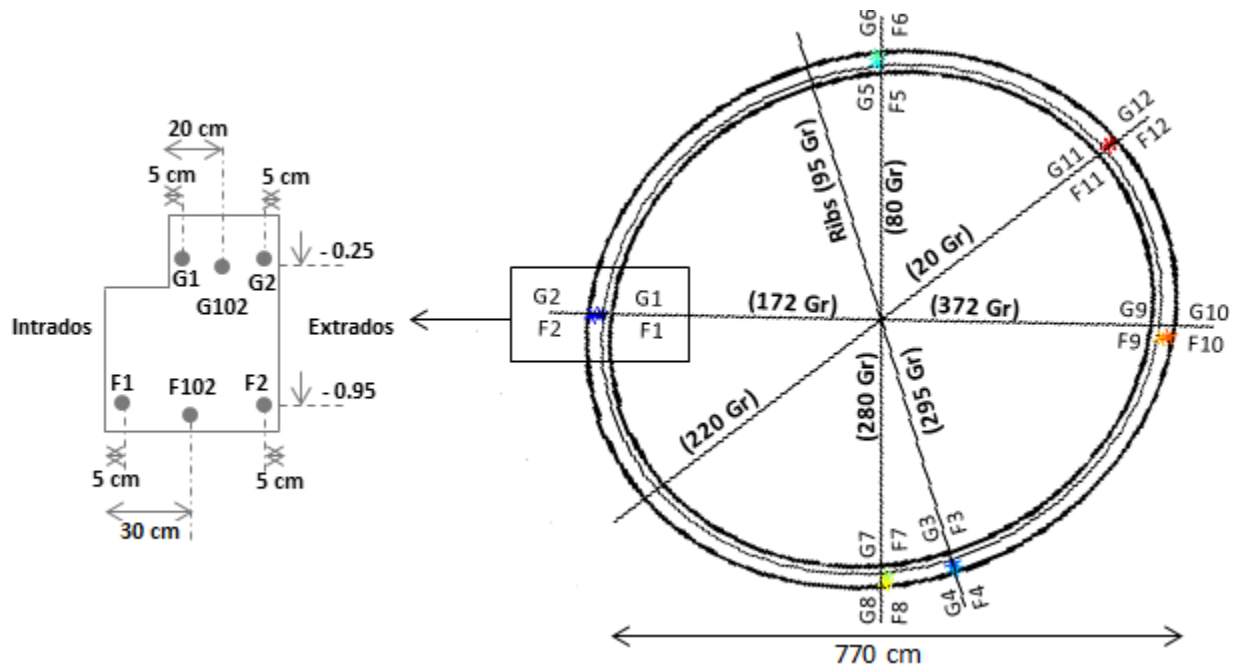


Figure 71. Positions des sondes thermiques et jauges de déformation au niveau du gousset

4.4 Analyse de sensibilité de la réponse thermique (Exemple du gousset)

4.4.1 Calcul de référence

Les résultats du calcul thermique appliqué au gousset VeRCoRs sont présentés dans les Figure 72 et Figure 73. Comme mentionné dans la section 3.2.3, le gousset a été chauffé au jeune âge afin d'atteindre une température à cœur de 50 °C.

Cet objectif a été atteint sur site et retrouvé de manière prédictive numériquement loin de la zone de reprise de bétonnage (Figure 72a). Le chauffage mène aussi à l'homogénéisation de la température dans le volume et à l'apparition d'un plateau thermique même quand la cinétique d'hydratation décélère. Ce comportement est particulier pour le gousset VeRCoRs et n'est pas généralisable aux autres goussets des enceintes du parc.

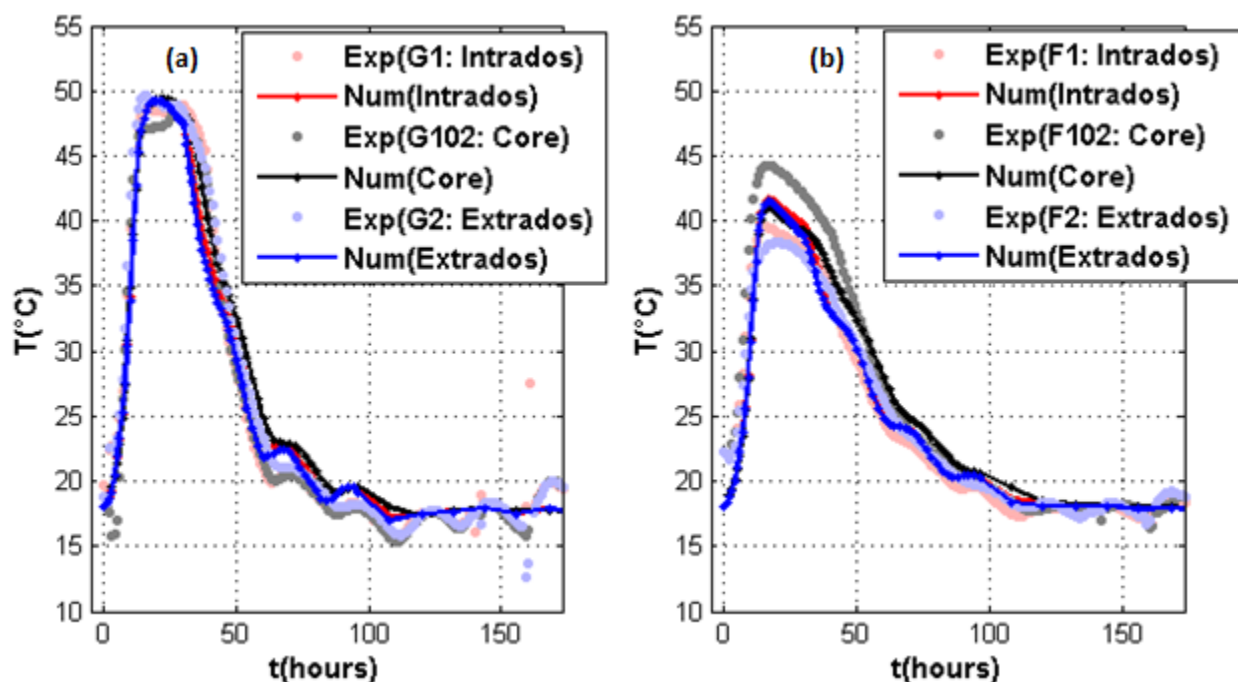


Figure 72. Comportement thermique au jeune âge du gousset VeRCoRs

(a) Evolution des températures aux positions des capteurs G (b) Evolution des températures aux positions des capteurs F

Pour le béton proche du radier (Figure 72b), le pic thermique atteint est inférieur (40-45°C) à celui à cœur du fait de la proximité au radier, dont l'hydratation s'est achevée et qui, par conductivité, a tendance à refroidir le gousset. Aussi, sur site et contrairement aux résultats numériques, le gradient thermique observé entre le cœur et les bords est plus important (5°C) au niveau de la reprise. Cela se justifierait, d'une part, par un chauffage in situ non-homogène sur la hauteur du gousset. En effet, la température de l'air autour du gousset est fortement dépendante de la position des souffleurs d'air chaud et de leur distance au point chauffé. D'autres parts, la température mesurée est sensible à la position des capteurs (qui peut différer sur site des consignes sur plan). Numériquement, une translation de 6 cm des capteurs F loin du radier induit une augmentation de 2°C dans le pic de température simulé.

En termes de cinétique de chauffage et de refroidissement, les résultats numériques sont en accord avec les observations expérimentales (erreur absolue inférieure à 4°C vs. une précision de sondes thermiques de 1°C). Cela valide *a posteriori* la fonction d'affinité chimique définie à partir des essais maturométrique et calorimétrique. Les écarts observés en phase de montée ou descente de température peuvent être associés à une incertitude sur la fonction d'affinité mais aussi à l'hypothèse d'une hydratation du volume qui commence au même instant. En réalité, le déversement du béton n'est pas instantané et il se peut qu'une portion du béton déversé ait commencée à dégager de la chaleur avant la fin du coulage du gousset (particulièrement le béton au bas du gousset).

Une fois le béton refroidi, l'évolution de la température dans le béton suit celle de l'air ambiant (Figure 73a-b). Pendant la phase opérationnelle, et en appliquant la relation [38], la température attendue du côté intrados est autour de 30°C et de 25°C du côté extrados. Pendant les essais de pressurisation, la température de l'air est homogène dans l'épaisseur du mur à 20°C des côtés intrados et extrados.

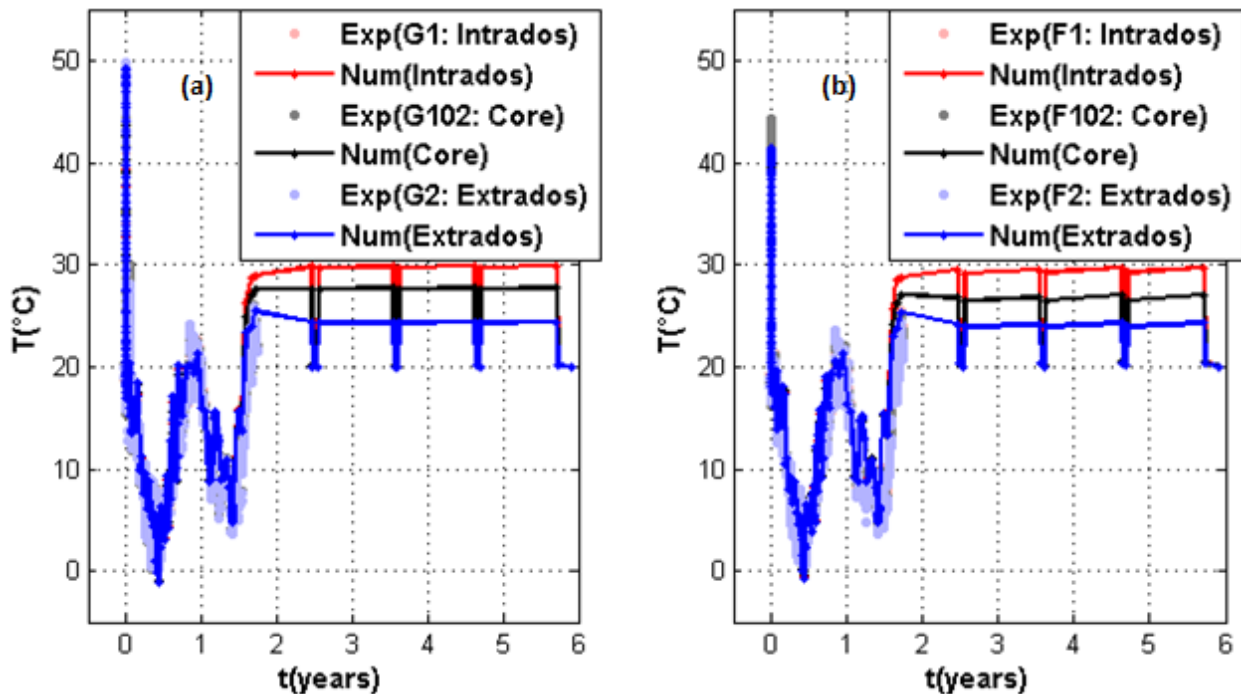


Figure 73. Comportement thermique long terme du gousset VeRCoRs (a) Evolution des températures aux positions des capteurs G (b) Evolution des températures aux positions des capteurs F

→ **Coût numérique** : la simulation du comportement thermique dure 20 minutes en utilisant un cœur à 14 nœuds (Processeur i7-7700HQ - Quad-Core 2.8 GHz / 3.8 GHz Turbo). Le nombre de pas de temps est de 70 couvrant la phase d'hydratation et de 155 pour le restant de la durée de vie prévisionnelle.

4.4.2 Effet de la variabilité des paramètres en entrée

La sensibilité de la réponse thermique à la variabilité des paramètres en entrée (Table 24) peut être représentée par :

- La variabilité du pic thermique au jeune âge ; plus particulièrement le gradient thermique temporel maximal $T_{pic} - T_0$ associé au risque de fissuration par retrait thermique empêché.
- La variabilité de la cinétique d'hydratation définissant la vitesse de développement du retrait endogène (aussi associé au risque de fissuration par retrait empêché).

Les résultats obtenus (indices de sensibilité définis dans [56]) sont présentés dans la Figure 74. Une variation globale de 14 % est obtenue pour le pic de température dans le gousset en phase d'hydratation (des valeurs variant entre 12% et 16% sont obtenues aux positions F1-F102-F2-G1-G2 par rapport à une valeur de référence de 50°C). En se basant sur l'analyse de variance dans les Figure 74e-f, et en appliquant les coefficients de variation définis dans la Table 24 ($\pm 40\%$), les conclusions suivantes sont retenues :

- La chaleur d'hydratation ($I_{Q_{\infty}}^T = 50\%$) et la capacité thermique ($I_{C_p}^T = 40\%$) du béton sont les paramètres les plus influents. Les deux paramètres contribuent à la variance de la réponse thermique pour plus de 90 %. L'importance de ces mêmes paramètres a été soulignée dans [Briffaut et al., 2012] à l'échelle d'un mur massif (1.2 m d'épaisseur) sans pour autant quantifier la contribution de chacun à la variance de la réponse. En ordre de grandeur, une variation de 40 % de chacun de ces deux paramètres mène à une variation de 30 % de la valeur du pic de température.
- La chaleur d'hydratation est quasiment le seul paramètre définissant la variance de l'hydratation à plus de 99 % (pour rappel, la fonction d'affinité chimique est considérée constante).
- Dans [Xian et al., 2014], il est montré que les conditions de cure ont une influence non-négligeable sur la réponse thermique au jeune âge. Toutefois, l'importance de leur effet n'a pas été comparée à celle des paramètres matériau. Dans ce travail, la température ambiante a une importance secondaire vis-à-vis du comportement thermo-hydrique du gousset. Cela ne contredit pas les conclusions dans [Xian et al., 2014] mais les complète. En effet, il est important de souligner, encore une fois, qu'il s'agit dans ce travail d'une analyse de sensibilité relative des paramètres les uns par rapport aux autres. Donc, les conditions de cure ont un effet sur la réponse thermique mais leur influence est largement inférieure à celle des paramètres matériau (Q_{∞}, C_p).
- Les effets de température et du taux d'hydratation sur les propriétés thermiques n'affectent que très peu la réponse thermo-hydrique du béton. Ce résultat diffère des conclusions présentées dans [Briffaut et al., 2012] qui incitent à en tenir compte dans les simulations du comportement thermique des grandes structures. L'origine de cette différence est dans la manière dont le terme source Q est identifié : Dans ce travail, les effets de température et du taux d'hydratation sur la capacité thermique sont pris en compte et dans la phase d'identification des termes ($Q_{\infty}, d\alpha/dt$) basée sur un essai adiabatique et dans la phase de résolution de l'équation de la chaleur. Dans les travaux de [Briffaut et al., 2012], cet effet n'a été retenu que pour la phase de résolution du problème thermique tandis que l'identification des propriétés ($Q_{\infty}, d\alpha/dt$) basée sur un essai quasi-adiabatique a été faite avec la capacité thermique du béton durci. Il est à noter que, dans le cas d'un essai quasi-adiabatique, il est difficile d'établir une relation explicite entre l'évolution de la capacité

thermique (en fonction du taux d'hydratation et de la température) et la correction de chaleur (donc du taux d'hydratation) à apporter qui dépend de cette évolution. Donc, dans tel cas, l'idéal serait d'identifier le terme source par analyse inverse basée sur la simulation de l'essai y compris son isolation comme montré dans [Briffaut et al., 2011]. Pour le présent cas d'étude (gousset VerCoRs), les effets de jeune âge sur le terme source Q semblent compenser ceux sur l'enthalpie du béton et sa conductivité pour, au final, avoir quasiment (à 0.3°C près) la même réponse thermique qu'en l'absence de ces effets. Le plus important est, donc, d'être cohérent dans les hypothèses considérées pour les phases d'identification et de résolution.

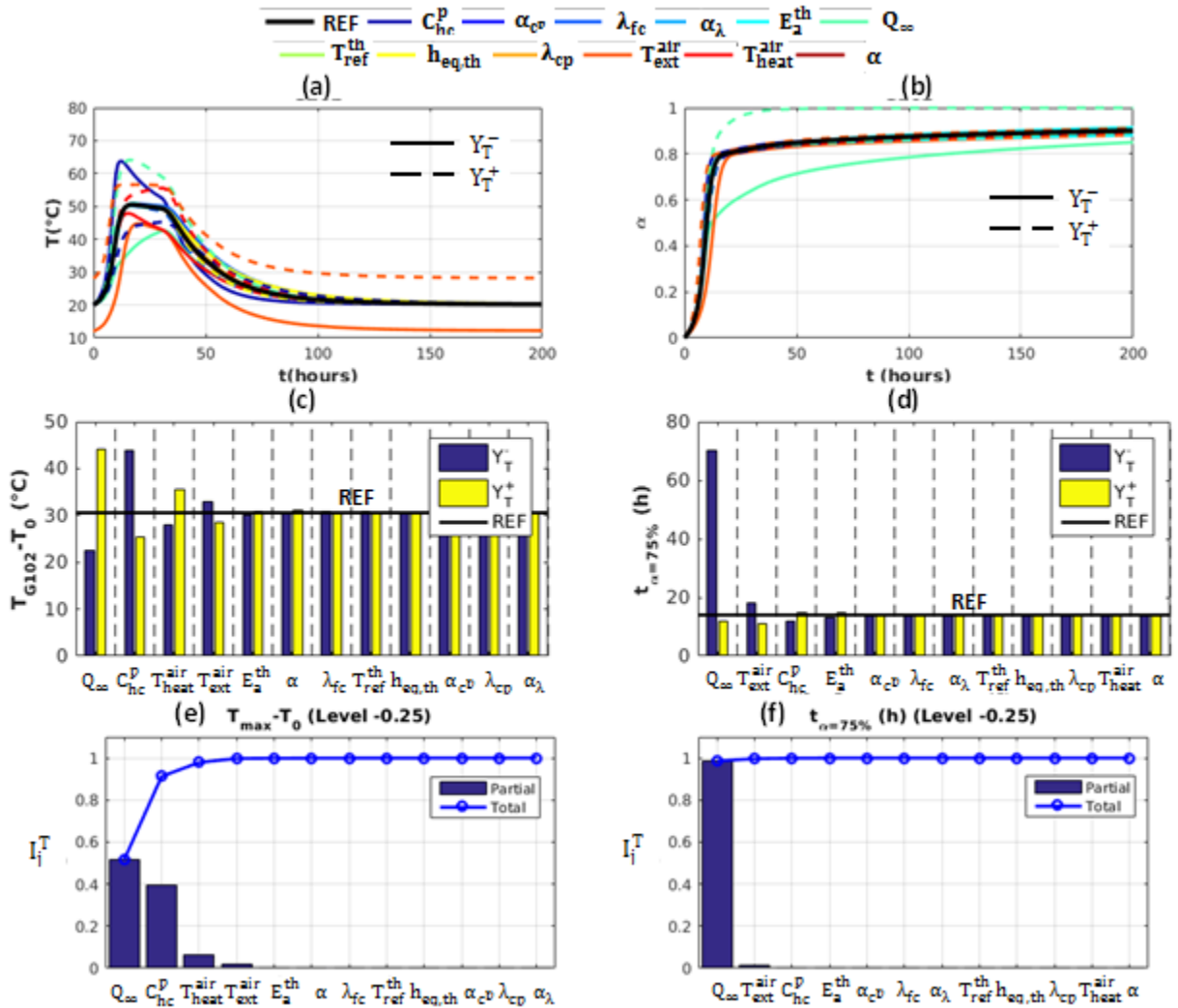


Figure 74. Analyse de sensibilité de la réponse thermique du gousset VerCoRs (position G102) à la variabilité des paramètres en entrée $Y_T^- \leq Y_T \leq Y_T^+$

- (a) Bornes inférieure et supérieure de la réponse thermique par paramètre
- (b) Bornes inférieure et supérieure de l'évolution du taux d'hydratation par paramètre
- (c) Bornes inférieure et supérieure du gradient thermique temporel maximal par paramètre
- (d) Bornes inférieure et supérieure de l'instant d'hydratation à 75% par paramètre
- (e) Contribution des paramètres en entrée à la variance du gradient thermique temporel maximal
- (f) Contribution des paramètres en entrée à la variance de la cinétique d'hydratation

En guise de simplification, les effets de température et d'hydratation sur la capacité et conductivité thermiques peuvent être négligés. Les formules dans (Table 3- Table 5-[37]) peuvent être simplifiées en [65]:

$$\begin{aligned} C_c^p &= C_{hc}^p; \lambda_c = \lambda_{hc} \\ Q_\infty &= \rho_c C_{hc}^p (T_\infty^{ad} - T_0^{ad}) \\ \dot{\alpha}(t, T^{ad}) &= \frac{dT^{ad}(t)}{dt} e^{\frac{E_a^{th}}{R} \left(\frac{1}{T^{ad}(\alpha)} - \frac{1}{T_{ref}} \right)} \end{aligned} \quad [65]$$

Le reste des paramètres n'aurait qu'un effet négligeable sur la réponse thermique et la cinétique d'hydratation du béton et ce pour une variation de 40 %. Cette valeur peut être considérée comme une erreur admissible à l'identification sans que la réponse thermique soit affectée.

4.4.3 Comparaison entre la variabilité simulée et celle observée

Sur le site de la maquette VeRCoRs, des relevés de température ont été faits dans 6 positions angulaires différentes (Figure 71). La dispersion des mesures est présentée dans la Figure 75. Pour le pic thermique, une variabilité de $\pm 4^\circ\text{C}$ est observée (variation de 6 %). En fin d'hydratation, et en absence de chauffage, la variabilité des mesures est limitée à $\pm 1^\circ\text{C}$. Ce qui veut dire que la température de l'air ambiant non chauffé varie peu et est quasi-homogène au niveau du gousset. Donc, la variabilité des conditions aux bords thermiques serait plutôt due à un processus de chauffage non homogène.

En amplitude, la variabilité du pic observée est comparable à celle induite par une variation de $\pm 40\%$ de la température d'air chauffé. Les conditions de chauffage non homogène du gousset peuvent alors, à elles seules, expliquer la variabilité observée sur site. Cette dernière peut aussi être due à une variabilité intrinsèque des propriétés thermiques du béton, particulièrement la capacité thermique et la chaleur d'hydratation (jugées comme les plus influents). Néanmoins, pour retrouver une variation de $\pm 4^\circ\text{C}$, leurs coefficients de variation doivent être inférieurs aux 40 % initialement considérés. Pour en avoir une première estimation, la définition de la variance de la réponse comme somme de toutes les variances des paramètres en entrée peut être exploitée. En gardant les mêmes notations qu'en [56], les coefficients de variation des paramètres en entrée vérifient [66]:

$$CV_{EXP}^T \geq \sqrt{(\overline{CV_Q^T} CV_Q)^2 + (\overline{CV_{Cp}^T} CV_{Cp})^2 + (\overline{CV_{T_{heat}}^T} CV_{T_{heat}})^2 + (\overline{CV_{T_{ext}}^T} CV_{T_{ext}})^2} \quad [66]$$

CV_{EXP}^T la variation de la réponse thermique observée sur site (6 %).

En résultat, la variabilité de la réponse sur site peut aussi être expliquée par une combinaison des variabilités intrinsèques de la chaleur d'hydratation ou de la capacité thermique au maximum égales à 8.5 % et 7% respectivement.

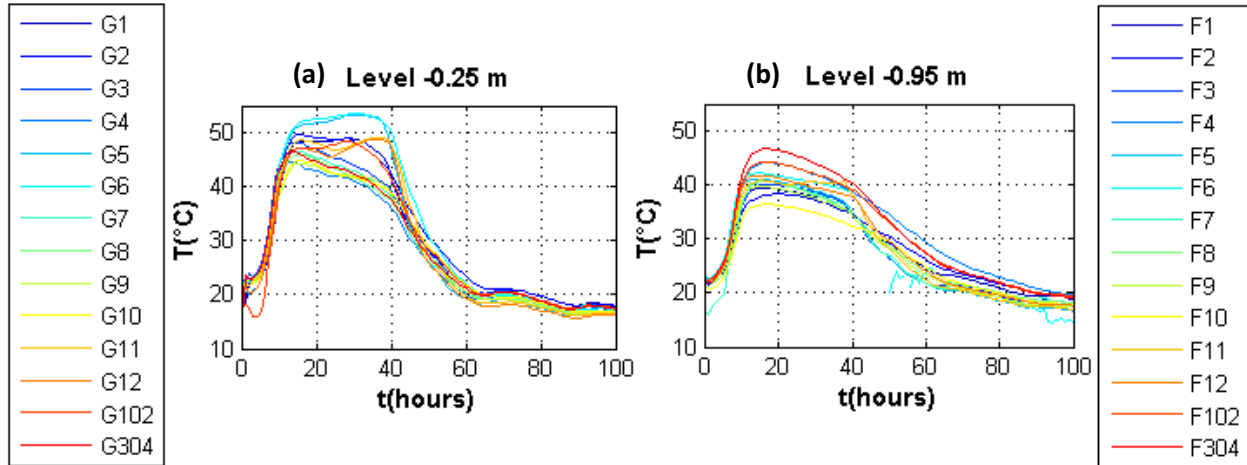


Figure 75. Variabilité spatiale de la réponse thermique sur site au jeune âge (cas du gousset VeRCoRs)
(a) niveau -0.25 m (b) niveau -0.95 m

4.4.4 Conclusions partielles

Trois facteurs semblent être influents vis-à-vis du comportement thermo-hydrigue du béton au jeune âge. Dans l'ordre d'importance, ces facteurs sont :

- La composition chimique du ciment et teneur en ciment du béton. Ces derniers définissent la quantité de chaleur dégagée Q_{∞} en phase d'hydratation et sa distribution dans le temps (cinétique d'hydratation $d\alpha/dt$).
- Les propriétés de transfert thermique du béton. Particulièrement, la capacité thermique du mélange constituant du béton C_{hc}^p .
- Les conditions de cure en phase d'hydratation (température de l'air ambiant $T_{ext}^{air}, T_{heat}^{air}$).

Cependant, par la suite et pour la propagation d'incertitudes, seuls les deux paramètres (Q_{∞}, C_{hc}^p) sont retenus (Effets T sur HM-F). Ce choix se justifie par le fait que :

- La variabilité spatiale (à une altitude donnée) de la température de l'air ambiant reste négligeable.
- Le chauffage du gousset est une action particulière pour la maquette VeRCoRs et n'est pas généralisable à l'étude des autres ouvrages massifs.
- La contribution des conditions de cure à la variance de la réponse thermique reste faible.

Pouvant négliger les effets de jeune âge sur les propriétés thermiques, le problème à résoudre dans [5] devient :

$$\begin{cases} \dot{T} - \frac{\lambda_{ch}}{\rho_c C_{hc}^p} \nabla \cdot (\nabla T) = \frac{Q_{\infty}}{\rho_c C_{hc}^p} \frac{d\alpha}{dt} e^{-\frac{E_a^{th}}{RT(t)}} \\ -\vec{q} \cdot \vec{n} = \frac{1}{\frac{1}{h_{eq,th}} + \sum \frac{e_{cp}}{\lambda_{cp}}} (T - T_{ext}) \end{cases} \quad [67]$$

$\lambda_{ch}, E_a^{th}, h_{eq,th}, \lambda_{cp}$ des paramètres pouvant être identifiés en acceptant une erreur relative inférieure à 40 % sans affecter grandement la réponse thermique. $Q_{\infty}, d\alpha/dt$ à identifier sans tenir compte des effets de jeune âge. $Q_{\infty}, C_{hc}^p, T_{ext}$ des paramètres dont la variabilité est à quantifier.

4.5 Analyse de sensibilité de la réponse hydrique (Exemple du gousset)

4.5.1 Calcul de référence

Les résultats du calcul hydrique appliqué au gousset VeRCoRs sont présentés dans la Figure 76 pour deux coupes : une première (Figure 76a) au niveau du béton au-dessus de la marche où l'épaisseur est de 40 cm et une deuxième en dessous de la marche (Figure 76b) pour une épaisseur de 60 cm. Pour cette partie, les données expérimentales sont limitées. Par conséquent, l'analyse hydrique ne porte que sur la partie numérique. Sachant que les déformations différées sont dépendantes de l'humidité relative (déformations de fluage et de retrait), une validation du modèle hydrique est envisagée en se basant sur l'appréciation des déformations différées simulées suite au calcul mécanique (partie suivante 4.6.1).

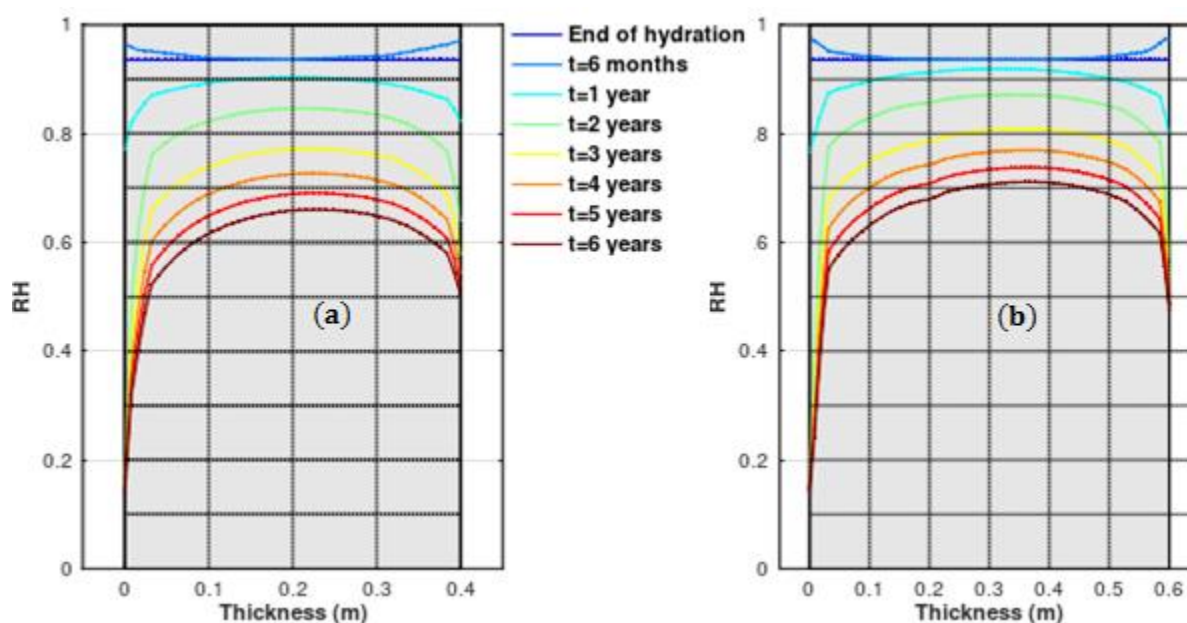


Figure 76. Evolution du profils d'humidité relative dans l'épaisseur du gousset
(a) En dessus de la marche (40 cm) (b) En dessous de la marche (60 cm)

En fin d'hydratation, l'humidité relative simulée dans tout le volume est à 95%. La durée du cycle d'humidification (arrosage pendant 6 mois après déversement du gousset) ne suffit pas pour assurer une diffusion d'eau vers le cœur du volume. L'augmentation de la teneur en eau ne concerne que le béton aux bords des surfaces humidifiées. Suite à la suspension de l'arrosage, le béton sèche progressivement jusqu'à l'atteinte, en fin de vie, d'une humidité relative de 65% et 70% pour les parties en dessous et en dessus de la marche respectivement. A partir de la deuxième année, la cinétique de séchage est accélérée du fait du chauffage de l'air interne en phase opérationnelle.

Aux bords, l'équilibre hydrique est atteint, comme attendu, de manière plus rapide. En fin de simulation, les humidités relatives du côté extrados sont autour de 50 % et de 20 % du côté intrados. Cette dernière valeur est inférieure à la valeur limite de validité des modèles de séchage et de fluage utilisés (HR>50% dans la section 2.4.2.2 et 2.4.3.1). Néanmoins, la portion du béton

concerné reste limitée aux 2 premiers centimètres de la surface exposée. Cela veut dire qu'à la position des capteurs (enrobage de 5 cm), le modèle d'hydratation est valable et qu'il est possible de comparer, dans la phase mécanique, les déformations simulées à celles mesurées.

→ **Coût numérique** : la simulation du comportement hydrique dure 20 minutes sur un cœur à 14 nœuds (Processeur i7-7700HQ - Quad-Core 2.8 GHz / 3.8 GHz Turbo). Le nombre de pas de temps est de 179 couvrant toute la durée de vie du jeune âge à la fin de vie prévisionnelle.

4.5.2 Effet de la variabilité des paramètres en entrée

La sensibilité de la réponse hydrique à la variabilité des paramètres en entrée (Table 27) peut être représentée par :

- La variabilité du taux de saturation à cœur en fin de vie de la maquette. Ce paramètre est associé au retrait de dessiccation et, surtout, à la perméabilité du béton à l'air sec.
- La variabilité de l'humidité relative à cœur en fin de vie de la maquette. Ce paramètre est associé à l'évolution des propriétés de fluage du béton et est, donc, associé au comportement différé du béton (déformations différées, pertes de précontrainte, réouvertures de fissures de jeune âge).

Pour rappel : Les effets de jeune âge sur la teneur en eau du béton avant exposition aux flux hydriques sont pris en compte dans la Table 27 via un coefficient de variation de $\pm 20\%$. Donc, les résultats présentés dans la Figure 77 (indices de sensibilité définis dans [56]) ne portent que sur le comportement hydrique du béton durci (après la fin de l'hydratation).

Une variation globale de 7 % est obtenue pour le taux de saturation et l'humidité relative à cœur du gousset (une valeur de 5 % est obtenue pour les valeurs moyennes du taux de saturation et de l'humidité relative dans le volume). En se basant sur l'analyse de variance dans les Figure 77e-f, et en appliquant les coefficients de variation définis dans la Table 27 ($\pm 20\%$), les conclusions suivantes sont retenues :

- Les paramètres les plus influents vis-à-vis du séchage du béton sont sa teneur en eau initiale $C_{fw,0}$ et le paramètre B définissant le coefficient de diffusivité du béton ($I_B^{Sr} = I_{C_{fw,0}}^{Sr} = 45\% - I_B^{HR} = I_{C_{fw,0}}^{HR} = 35\%$). Les deux contribuent pareillement à la variance de la réponse hydrique. Dans [Granger, 1995], il est recommandé de maintenir le paramètre B constant à 0,05 est de caler plutôt le paramètre A en fonction des courbes de perte de masse obtenues afin d'éviter des résultats non-physiques. Cependant, dans ce travail, il est montré qu'une variation de 20 % donne lieu à des réponses physiquement admissibles. Donc, le paramètre B peut aussi faire l'objet de calage numérique ce qui permet de moins contraindre le problème d'optimisation. Toutefois, étant donnée sa grande influence sur la réponse hydrique par rapport au paramètre A, l'erreur relative admissible pour B doit être plus faible que celle pour A.

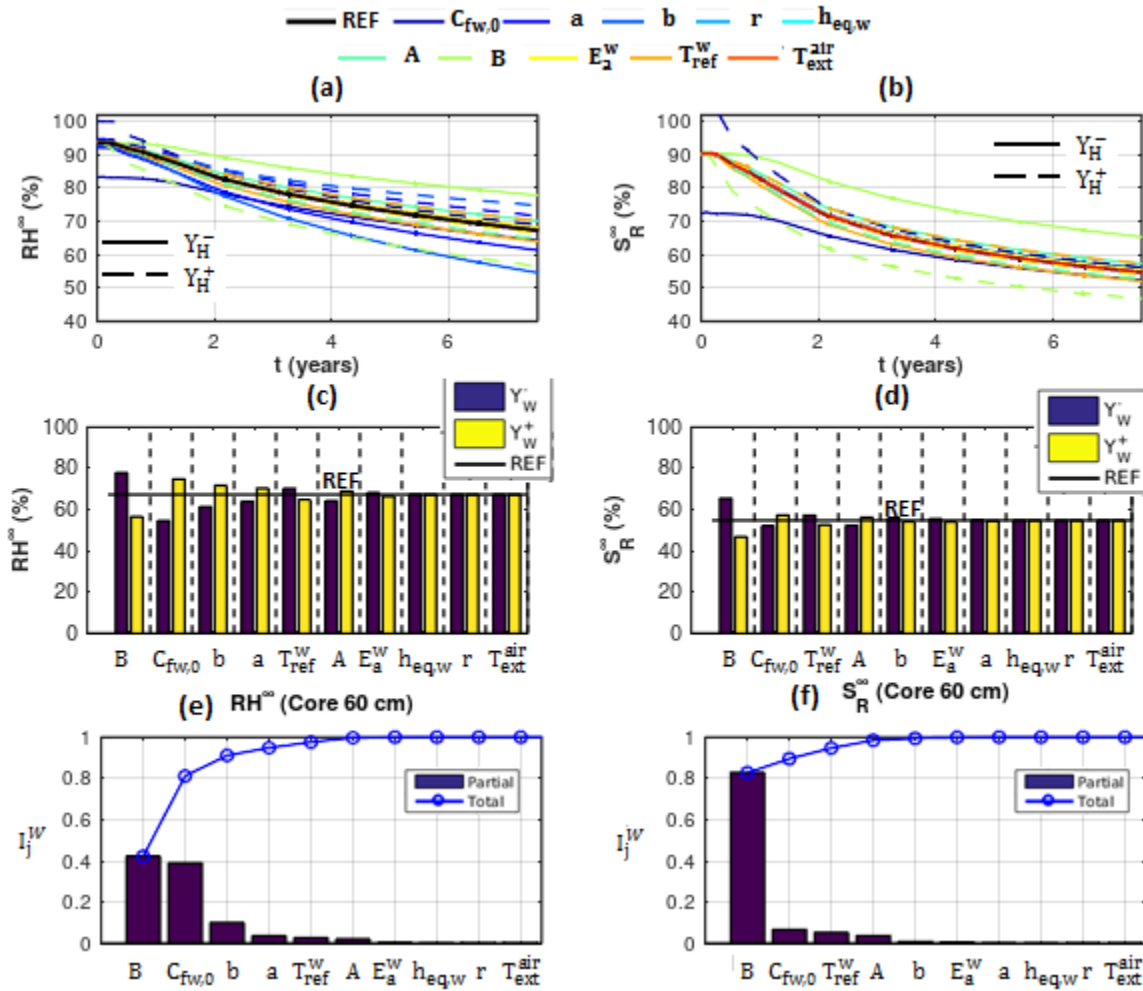


Figure 77. Analyse de sensibilité de la réponse hydrique du gousset VerCoRs (position G102) à la variabilité des paramètres en entrée $Y_H^- \leq Y_H \leq Y_H^+$

(a) Bornes inférieure et supérieure de l'humidité relative par paramètre (b) Bornes inférieure et supérieure du taux de saturation par paramètre (c) Bornes inférieure et supérieure de l'humidité relative en fin de vie par paramètre (d) Bornes inférieure et supérieure du taux de saturation en fin de vie par paramètre (e) Contribution des paramètres en entrée à la variance de l'humidité relative en fin de vie (f) Contribution des paramètres en entrée à la variance du taux de saturation en fin de vie

- La variation de la fonction de désorption (représentée par les paramètres a et b dans la Table 7) semble avoir un faible effet sur la variation du taux de saturation du volume. Ce résultat est attendu car, dans l'équation de séchage [14] réécrite en termes de taux de saturation [68], les paramètres a et b n'interviennent que dans la définition des conditions aux bords. Or, comme cela a été conclu dans [Bouhjiti et al., 2018a] et redémontré ici, la variabilité des conditions aux bords hydriques a un effet négligeable sur le comportement hydrique du volume. L'effet de la variation des paramètres a et b est, toutefois, plus important sur l'humidité relative résultante ($I_b^{HR} = 11\% - I_a^{HR} = 6\%$) mais reste largement plus faible devant celui des paramètres (B, $C_{fw,0}$).

$$\frac{\partial S_r}{\partial t} - \text{div} \left(A e^{\varphi_v} B S_r \frac{T}{T_{\text{ref}}^w} e^{-\frac{E_a^w}{R} \left(\frac{1}{T} - \frac{1}{T_{\text{ref}}^w} \right)} \vec{\text{grad}}(S_r) \right) = 0$$

$$-\vec{q} \cdot \vec{n} = h_{\text{eq,w}}(HR - HR_{\text{ext}})$$

$$S_r(HR) = \left(1 + \left(a \ln \left(\frac{1}{HR} \right) \right)^{\frac{1}{1-b}} \right)^{-b}$$
[68]

- Une variation de 40 % de la température de service (variation due au gradient thermique vertical dans l'enceinte Figure 51) affecte faiblement ($I_T^{\text{HR}} = I_T^{\text{HR}} = 3\%$) la réponse hydrique du volume. Cela veut dire que, dans les modèles hydriques, l'hypothèse d'une température de service homogène dans le volume est acceptable.
- Le reste des paramètres n'aurait qu'un effet négligeable sur la réponse hydrique du béton et ce pour une variation de 20 %. Cette valeur peut être considérée comme une erreur admissible à l'identification sans que la réponse hydrique soit affectée.

Dans [Berveiller et al., 2007], seuls le paramètre de désorption et le coefficient de diffusivité sont considérés influents. Cependant, il faut souligner que dans leur contribution les bornes inférieure et supérieure de la fonction de désorption étaient définies arbitrairement sans considérations physiques et les effets de jeune âge sur la teneur en eau du béton durci étaient négligés. L'amélioration de ces aspects permet, finalement, d'élargir la liste des paramètres influents à la teneur en eau et de relativiser l'effet de la fonction de désorption.

L'accès aux mesures hydriques sur site VerCoRs étant restreint, la comparaison de la variabilité simulée et celle observée sur site est faite, par la suite, de manière indirecte. En effet, sachant que les déformations différées dépendent du champ de teneur en eau dans le béton, et en incluant les paramètres B et $C_{f_w,0}$ dans l'analyse de sensibilité de la réponse mécanique, des coefficients de variation associés aux paramètres hydriques les plus influents pourront être déduits (voir [66]) à partir de la variabilité des déformations sur site (données accessibles).

4.5.3 Conclusions partielles

Deux facteurs semblent être influents vis-à-vis du comportement hydrique (séchage) du béton. Dans l'ordre d'importance, ces facteurs sont :

- Le dosage en eau et en ciment du béton. Cela définit, l'état de porosité de la pâte de ciment ainsi que l'eau échangeable (par séchage ou humidification) avec l'air ambiant en fin d'hydratation.
- Les propriétés de diffusion hydrique du béton représentées, en particulier, par le paramètre B dans le coefficient de diffusivité dans [14] et par la fonction de désorption dans [68].

Par la suite, seuls ces deux paramètres hydriques (B, $C_{f_w,0}$) sont retenus pour la propagation d'incertitudes (Effets H sur M-F). Les paramètres restant nécessaires à la résolution du problème de séchage [68] sont considérés constants en acceptant une erreur relative inférieure à 20 %.

4.6 Analyse de sensibilité de la réponse mécanique (Exemple du gousset)

Dans cette partie, l'analyse se décompose en trois parties : déformations au jeune âge, déformations différées à court et long termes (phase pré-opérationnelle = avant chauffage de l'air interne de l'enceinte, phase opérationnelle = après chauffage de l'air interne, déformations en phase de pressurisation) et profils de fissuration.

Du fait de l'utilisation d'un champ aléatoire et de la présence d'armatures passives, la réponse mécanique n'est pas la même dans la direction tangentielle (pour une hauteur et une position radiale données). Afin de tenir compte de cet effet, l'extraction des composantes du tenseur de déformation dans le modèle est faite le long de l'arc parcourant tout le VSR comme montré dans la Figure 78. Etant donnée la finesse de maillage choisie, chaque arc contient 25 nœuds. Donc, pour chaque composante extraite, 25 résultats sont disponibles. A partir de ces données, une moyenne (représentative de la réponse viscoélastique) et un intervalle de confiance (représentatif du niveau d'hétérogénéité de la déformation suite à l'endommagement et la fissuration) sont calculés. Au niveau du gousset, sachant que les déformations empêchées ont principalement lieu dans la direction tangentielle, le risque de fissuration est important dans cette même direction. Les intervalles de confiance des composantes tangentielles de la déformation devraient alors avoir une largeur plus importante que celle des intervalles de confiance des composantes verticales.

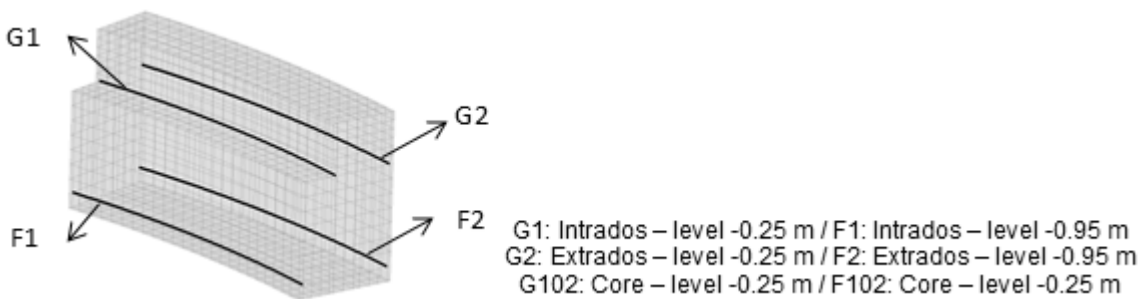


Figure 78. Position des arcs d'extraction de composantes du tenseur de déformation (1 arc correspond à un groupe de 25 nœuds)

Pour rappel : Les déformations mesurées sur site et présentées ci-dessous, sont corrigées thermiquement afin de déduire la déformation du béton et non du capteur [69].

$$\varepsilon_{\text{corr}}(t) = \varepsilon_{\text{crude}}(t) - \alpha_{\text{TH,c}}(T(t) - T_{\text{ref,c}}) + \alpha_{\text{TH,s}}(T(t) - T_{\text{ref,s}}) \quad [69]$$

$\varepsilon_{\text{corr}}$, $\varepsilon_{\text{crude}}$ les déformations corrigées et brutes respectivement, $\alpha_{\text{TH,c}}$, $\alpha_{\text{TH,s}}$ les coefficients de dilatation thermique du béton et de l'acier respectivement.

4.6.1 Calcul de référence

4.6.1.1 Déformations au jeune âge

Les résultats du calcul mécanique au jeune âge sont présentés dans les Figure 79 et Figure 80 en termes de composantes verticales et tangentielles de déformation. L'effet des coffrages en bois sur

le comportement du béton est négligé du fait de la faible rigidité structurelle du coffrage comparée à celle du gousset.

- Dans la direction verticale (Figure 79a-b), les résultats prédictifs sont en accord avec les mesures sur site. Les écarts observés en phase d'hydratation entre les réponses numériques et les mesures expérimentales sont inférieurs à $10 \mu\text{m/m}$ (précision des jauges de déformation) au niveau des capteurs G (Figure 79a). Près de la reprise (Figure 79b), les écarts sont plus importants surtout à la position F1 ($50 \mu\text{m/m}$). Cet écart est dû en partie à la différence entre les comportements thermique simulé et celui observé sur site (écart de 2°C). Pour un coefficient de dilatation thermique $\alpha_{\text{TH}} = 10 \mu\text{m/m}/^\circ\text{C}$, cela induit une différence de $20 \mu\text{m/m}$. En fin d'hydratation et contrairement aux résultats numériques, la déformation du béton des côtés intrados et extrados n'est pas identique au niveau des positions G. Les écarts observés sont de l'ordre de $30 \mu\text{m/m}$ et apparaissent à partir de l'instant $t=60\text{h}$. En revenant à la réponse thermique (Figure 72a), il est possible de voir qu'à partir de cet instant la température au point G1 est plus importante (de $2-3^\circ\text{C}$) que celle au point G2 ce qui serait à l'origine des écarts entre les comportements intrados et extrados. Au niveau des capteurs F, les déformations des points F1 et F2 sont identiques en fin d'hydratation. Néanmoins, un écart de $50 \mu\text{m/m}$ est observé entre les réponses numériques et celles sur site bien que le comportement thermique post-hydratation soit bien estimé (Figure 72b). L'origine de ces écarts pourrait être liée à des erreurs sur les propriétés de retrait du béton près de la reprise ou des effets structurels causés par la présence de joint de reprise (non pris en compte dans le modèle). Finalement, comme attendu, les intervalles de confiance associés aux déformations verticales restent de faible largeur. Cela confirme l'homogénéité de la déformation verticale le long des arcs G et F (Figure 78) et l'absence d'endommagement important dans la direction verticale.

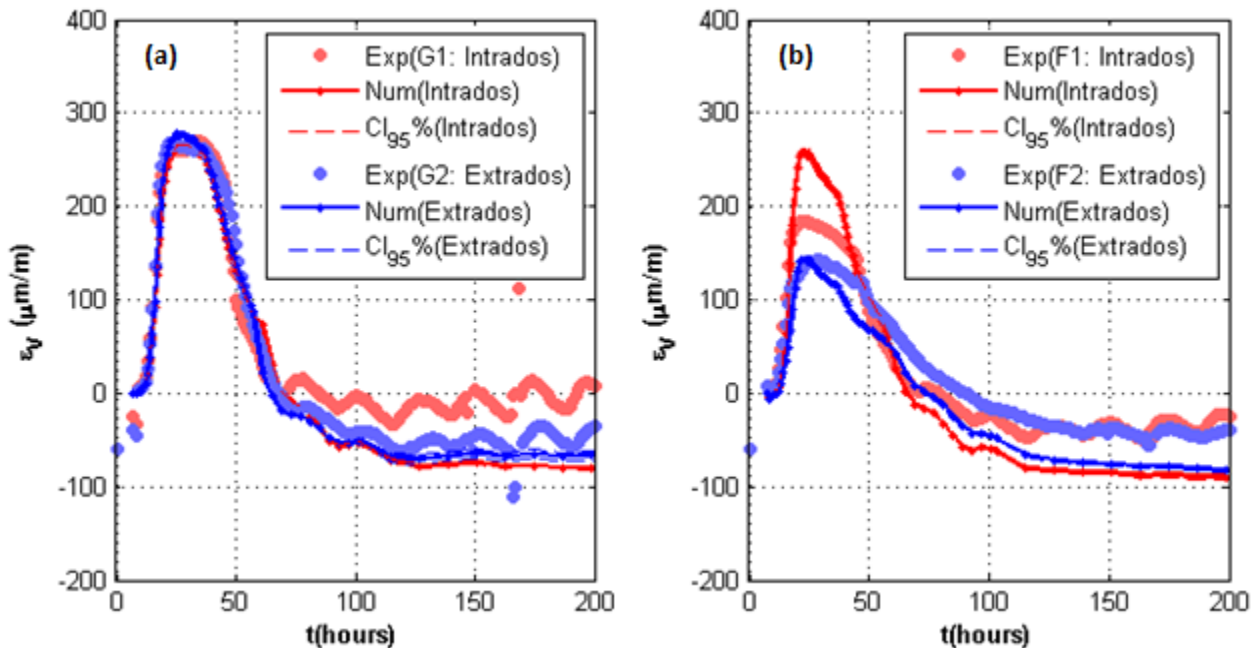


Figure 79. Evolution de la déformation verticale au jeune âge (phase d'hydratation) au niveau du gousset
 (a) Evolution temporelle au niveau des capteurs G (b) Evolution temporelle au niveau des capteurs F

- Dans la direction tangentielle (Figure 80a-b), et par effet de confinement, les amplitudes de déformations en phase d'hydratation sont moins importantes que celles verticales. En moyenne, les résultats numériques sont proches des mesures sur site et montrent ainsi leur caractère prédictif. Les écarts observés sont inférieurs à $50 \mu\text{m/m}$ au point G1 et inférieur à $25 \mu\text{m/m}$ aux points G2, F1

et F2. Toutefois, cette comparaison n'est valable qu'en absence de fissuration au jeune âge. En effet, sur site, si la position du capteur coïncide avec celle d'une fissure, la déformation mesurée n'a de sens que localement et ne permet pas d'évaluer le comportement moyen du béton. Pour les capteurs de référence choisis, un saut de déformation (création de fissure) est observé 2 jours après le déversement du gousset. A partir de cette date, la mesure montrée dans les Figure 80a-b a uniquement un caractère local et variable dans l'espace. D'un point de vue numérique, la largeur des intervalles de confiance devient importante à l'âge de 3 jours. L'instant de fissuration est donc surestimé numériquement de 24 heures. L'origine de cet écart pourrait être associée à des incertitudes des propriétés mécaniques (particulièrement les effets d'échelle, le seuil d'endommagement et le couplage fluage-endommagement). L'influence de chaque paramètre est analysée dans le paragraphe suivant. Dans cette partie, les résultats en aveugle sont jugés globalement satisfaisants car les déformations mesurées sur site (post-fissuration) sont bien comprises dans les intervalles de confiance prédits. Cela conforte l'aptitude du modèle à tenir compte des effets de fissuration sur la mesure de déformations et de fournir des analyses prévisionnelles fiables quand les paramètres en entrée sont identifiés correctement.

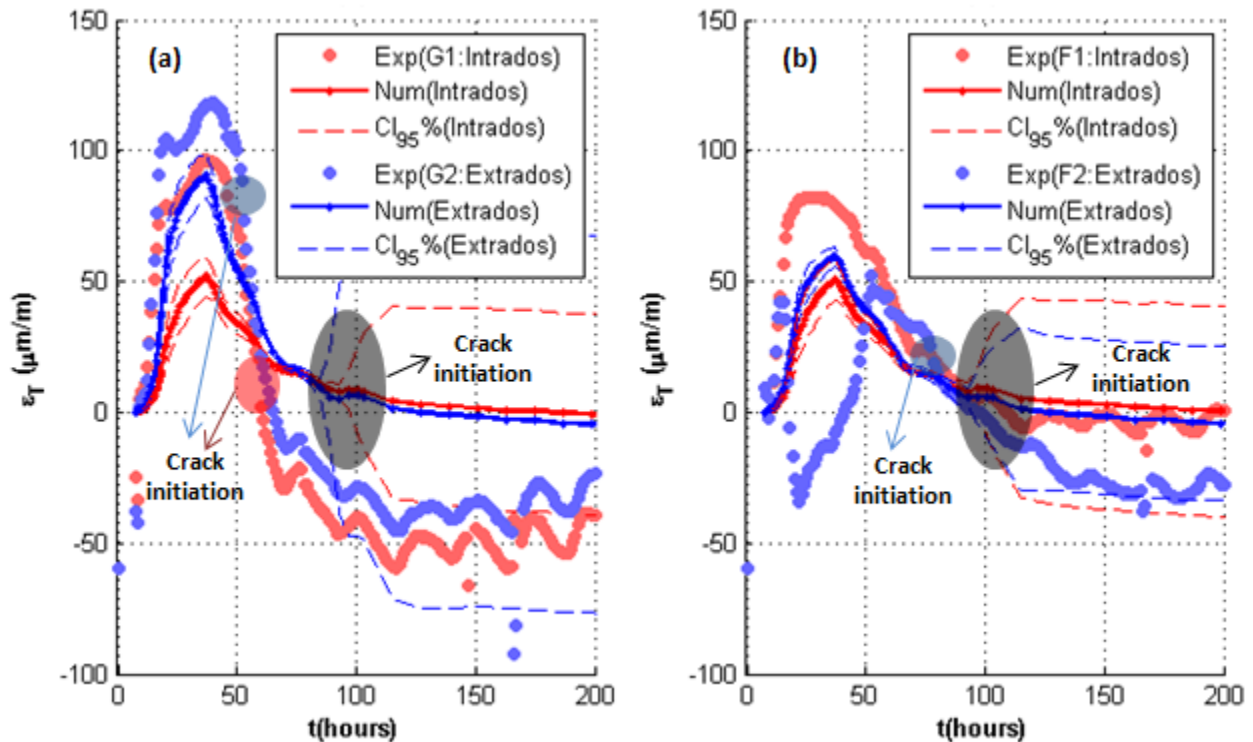


Figure 80. Evolution de la déformation tangentielle au jeune âge (phase d'hydratation) au niveau du gousset
(a) Evolution temporelle aux positions des capteurs G (b) Evolution temporelle aux positions des capteurs F

4.6.1.2 Déformations différées

- **Déformations différées court terme :** Les résultats de calcul mécanique pour la phase précédant le chauffage de l'enceinte interne sont présentés dans les Figure 81 et Figure 82.

- Dans la direction verticale (Figure 81a-b), les écarts observés sur site entre les déformations des côtés intrados et extrados sont maintenus jusqu'à la phase de précontrainte. Dans le modèle numérique, de tels écarts sont obtenus après déversement de la levée supérieure au gousset,

application des conditions de déplacement vertical uniforme sur sa face supérieure et application du poids propre. La surface supérieure du gousset étant libre avant le coulage de la levée 2, son inclinaison n'est pas empêchée. Cette dernière, étant non-nulle au moment de l'application des conditions cinématiques d'uniformité, induit naturellement un différentiel de réponse à la charge de compression uniforme appliquée. Une autre raison des écarts intrados-extrados est l'asymétrie du gousset et les effets de bridages au joint entre le radier et le gousset au moment de l'application de la précontrainte. En termes d'amplitude de déformations élastiques de précontrainte, les résultats prédictifs sont partiellement satisfaisants. A la position G1 (Figure 81a), l'incrément de déformation numérique est proche de celui observé sur site (250 $\mu\text{m}/\text{m}$ vs. 280 $\mu\text{m}/\text{m}$ expérimentalement). Le résultat est moins satisfaisant pour la position G2 où, sur site, la précontrainte semble être moins efficace (200 $\mu\text{m}/\text{m}$ d'écart entre les réponses intrados et extrados). Les mêmes observations sont faites à la position des capteurs F (Figure 81b). A l'échelle du VSR, les écarts intrados-extrados n'ont pas pu être reproduits à cause des conditions aux bords simplifiées qui imposent une même transmission des efforts des deux côtés. En tenant compte correctement des effets structuraux au niveau du gousset via une modélisation 3D-ELAS de la phase de précontrainte dans la section 3.4.3, quasiment les mêmes incréments de déformation que ceux observés sur site sont retrouvés numériquement (G1 : 280 $\mu\text{m}/\text{m}$ EXP vs. 220 $\mu\text{m}/\text{m}$ NUM - G2 : 70 $\mu\text{m}/\text{m}$ EXP vs. 40 $\mu\text{m}/\text{m}$ NUM - F2 : 27 $\mu\text{m}/\text{m}$ EXP vs. 25 $\mu\text{m}/\text{m}$ NUM). Par conséquent, l'amélioration des résultats à l'échelle du VSR nécessitent de revisiter les conditions aux bords mécaniques appliquées à la surface supérieure du gousset. Une autre solution, celle retenue par la suite, est d'ajuster les valeurs de précontrainte appliquées de telle sorte à reproduire les effets structuraux en phase de précontrainte. Pour la phase post-précontrainte, les déformations prédites sont en accord avec celles mesurées à conditions d'avoir estimé la bonne valeur de précontrainte appliquée (à la position du capteur G1, les écarts sont inférieurs à 50 $\mu\text{m}/\text{m}$).

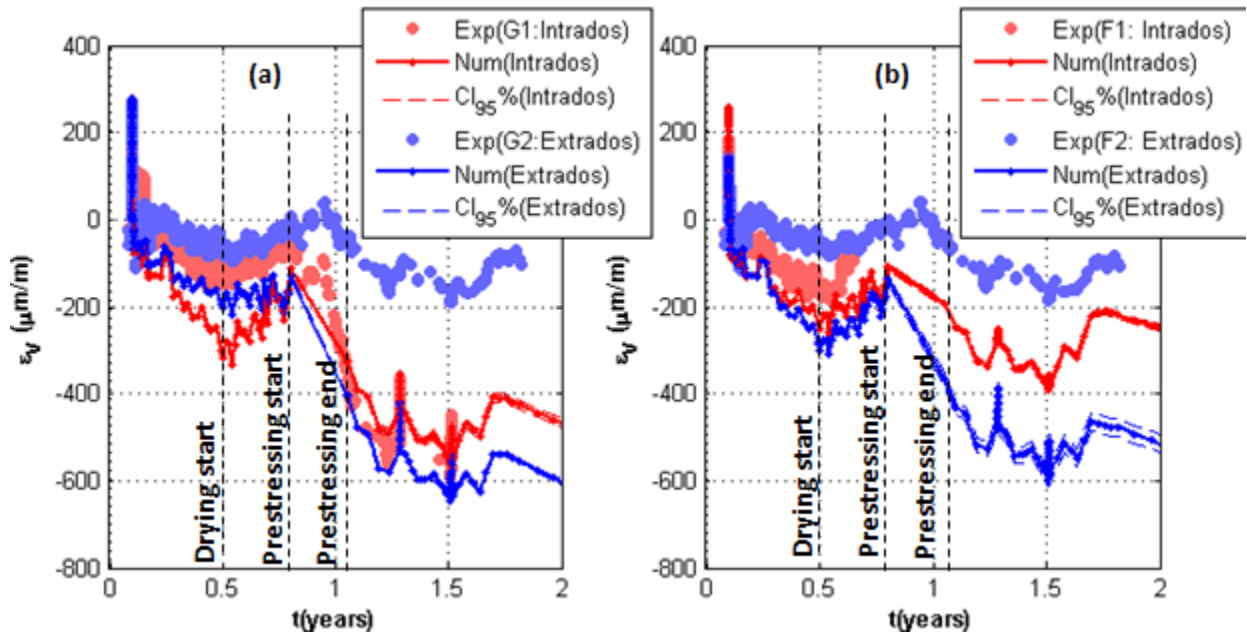


Figure 81. Evolution de la déformation verticale différée à court terme (avant chauffage de l'air interne de l'enceinte) au niveau du gousset

(a) Evolution temporelle aux positions des capteurs G (b) Evolution temporelle aux positions des capteurs F

- Dans la direction tangentielle (Figure 82a-b), la largeur des intervalles de confiance définis ci-dessus restent quasiment inchangée jusqu'à l'application des efforts de précontrainte. Cela suggère que, avant la mise en tension des câbles, les ouvertures de fissures ne varient que très peu ce qui justifierait la constance de la dispersion des déformations simulées. Une fois la précontrainte appliquée, les écarts entre déformations sont réduits puisque les fissures de jeune âge sont partiellement fermées (moins de variabilité sous contraintes de compression). Dans le cas où des contraintes de traction se développent, les fissures de jeune âge se rouvrent et la largeur des intervalles de confiance devient plus importante (cas de la phase de pressurisation). D'un point de vue quantitatif, les incréments de déformation de précontrainte prédits sont proches de ceux observés sur site (aux alentours de $40 \mu\text{m}/\text{m}$). La pertinence de ces résultats conforte le choix des conditions aux bords axisymétriques dans la direction tangentielle. Pour la phase post-précontrainte, les déformations moyennes prédites sont en accord avec celles mesurées (l'analyse au sens moyen est valable dans ce cas) avec des écarts instantanés inférieurs à $50 \mu\text{m}/\text{m}$.

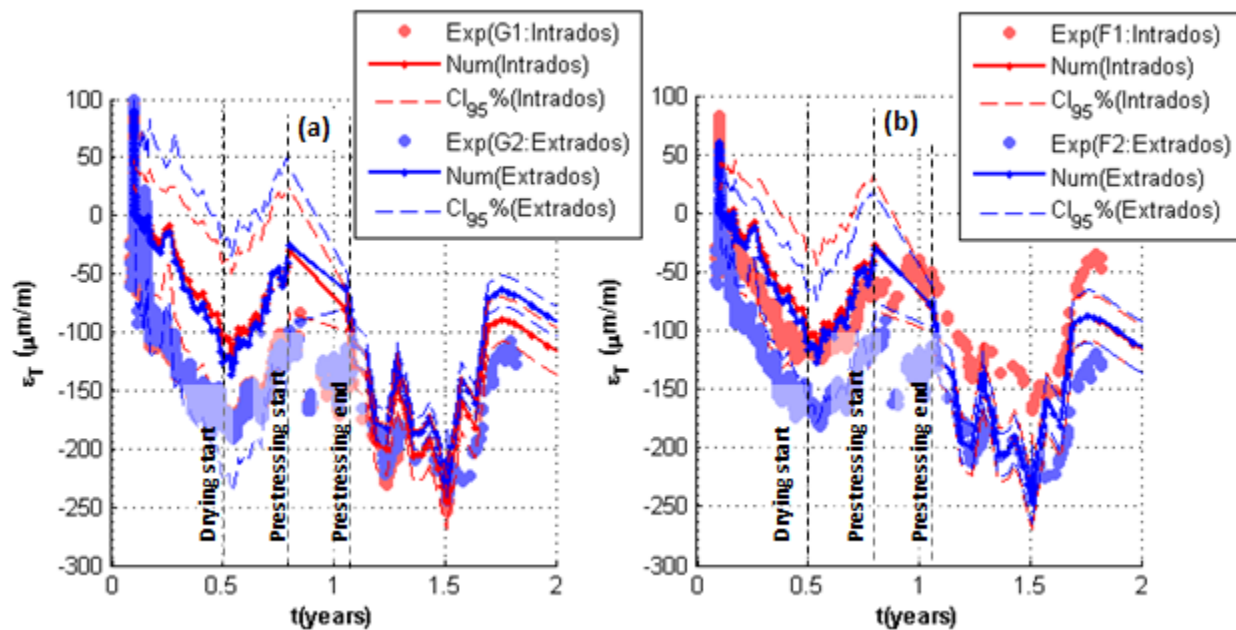


Figure 82. Evolution de la déformation tangentielle différée à court terme (avant chauffage de l'air interne de l'enceinte) au niveau du gousset

(a) Evolution temporelle aux positions des capteurs G (b) Evolution temporelle aux positions des capteurs F

- **Déformations différées long terme :** Les résultats de calcul mécanique pour la phase suivant le chauffage de l'enceinte interne sont présentés dans les Figure 83 et Figure 84. L'âge de la maquette n'ayant pas encore atteint les 6 ans, ces résultats sont présentés à titre prévisionnel en fonction des chargements THM envisagés dans le futur. Le chauffage induit une accélération du vieillissement (fluages et retraits) et une augmentation des écarts observés entre les déformations des côtés intrados et extrados.

- Dans la direction verticale, les déformations simulées du côté intrados sont inférieures à celles du côté extrados bien que la température de service soit plus importante pour le premier. Ce résultat n'est pas surprenant car les contraintes des deux côtés ne sont pas égales. En termes de

déformations de vieillissement, la contrainte appliquée a plus d'effet sur l'amplitude de fluage que la température ou l'humidité relative [Bouhjiti et al., 2018a]. En réduisant la précontrainte appliquée aux points G2 et F2, les déformations simulées passeront au-dessus de celles du côté intrados et seront en accord avec les tendances observées sur site.

- Dans la direction tangentielle, les résultats numériques montrent une légère augmentation de la largeur des intervalles de confiance (sous précontraintes). Cela indiquerait un accroissement de l'endommagement dans le temps des côtés intrados et extrados. Les écarts entre déformations intrados-extrados sont obtenus pour la position des capteurs G (Figure 84a) et ce dès l'instant de chauffage de l'air interne. Par effet de confinement, la dilatation thermique du côté intrados est plus empêchée que celle du côté extrados. Cela est moins ressenti près de la reprise de bétonnage (Figure 84b) où le bridage semble avoir un effet dominant et homogénéiser la déformation tangentielle dans l'épaisseur.

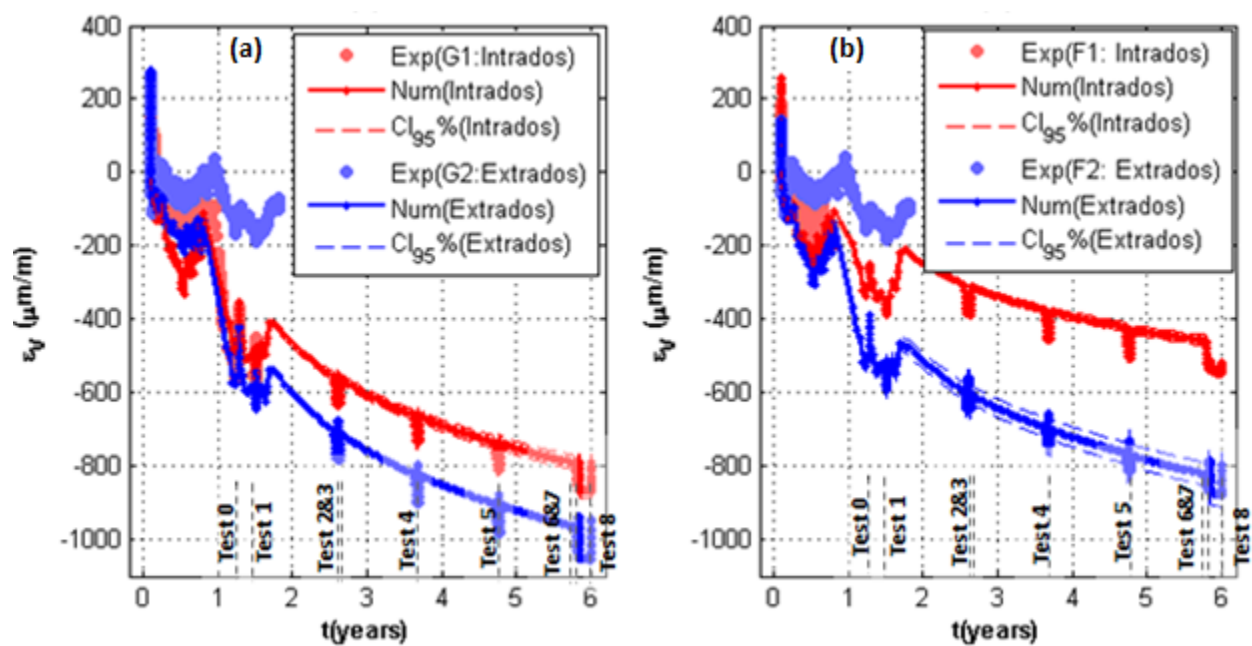


Figure 83. Evolution de la déformation verticale différée sur le long terme (après chauffage de l'air interne de l'enceinte) au niveau du gousset

(a) Evolution temporelle aux positions des capteurs G (b) Evolution temporelle aux positions des capteurs F

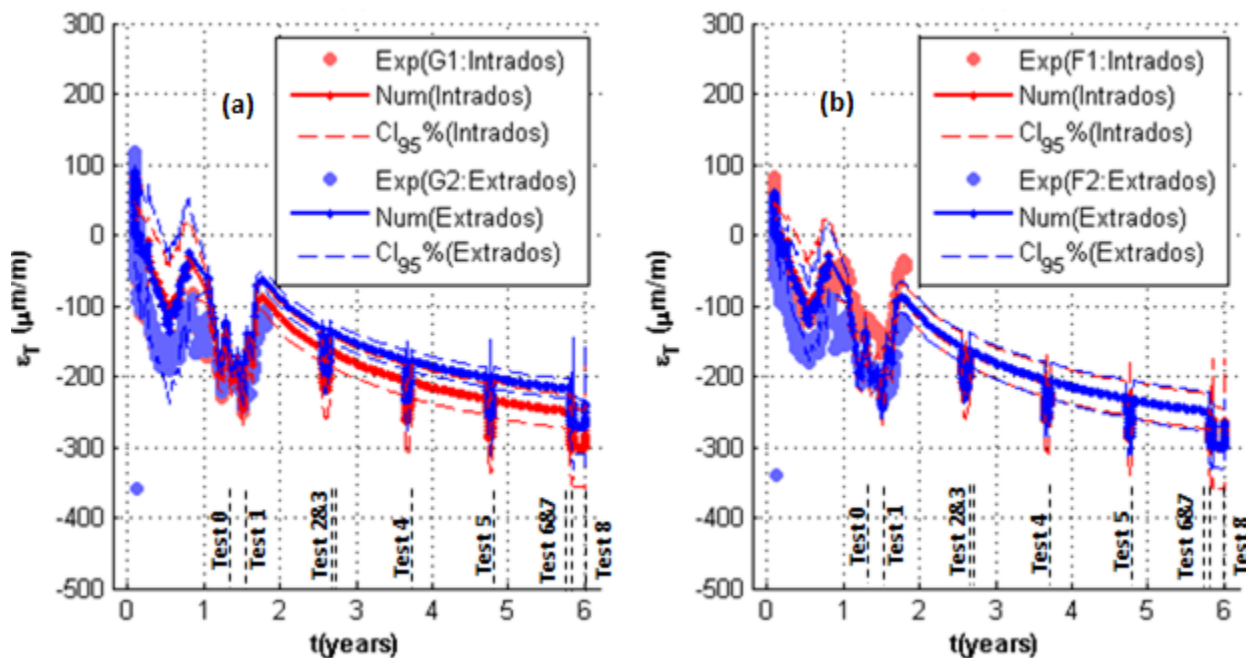


Figure 84. Evolution de la déformation tangentielle différée sur le long terme (après chauffage de l'air interne de l'enceinte) au niveau du gousset

(a) Evolution temporelle aux positions des capteurs G (b) Evolution temporelle aux positions des capteurs F

- Déformations en phase de pressurisation:** Les résultats du calcul numérique en phase de pressurisation sont présentés dans les Figure 85 et Figure 86. Il est à noter que les tendances observées en phase de pressurisation devraient correspondre à l'inverse de celles observées en phase de précontrainte. Particulièrement, à cause des conditions aux bords simplifiées dans la direction verticale, des écarts entre les résultats numériques et les mesures sur site sont attendus en termes d'amplitude et de gradient dans l'épaisseur.

- Dans la direction verticale (Figure 85a-d), les écarts entre mesures sur site et résultats numériques sont inférieurs à $40 \mu\text{m/m}$ à la position du capteur G1. Aux positions G2 (Figure 85a-b) et F2 (Figure 85c-d), il semblerait que, sur site, le béton soit bien tendu du côté intrados mais légèrement comprimé du côté extrados. Le même effet structurel à l'origine du gradient de contrainte dans l'épaisseur en phase de précontrainte induit un gradient inversé sous contraintes pressurisation. Ainsi, les limites du modèle souligné ci-dessus (analyse du comportement vertical sous précontrainte) sont retenues pour cette partie aussi. Numériquement, les amplitudes de déformation varient peu dans le temps. Le comportement observé reste donc principalement élastique (la durée de pressurisation est courte par rapport aux temps caractéristiques des fluages). Cette observation a été faite pour d'autres enceintes de confinement (grandeur nature) en l'absence d'endommagement [Bouhjiti et al., 2018a].

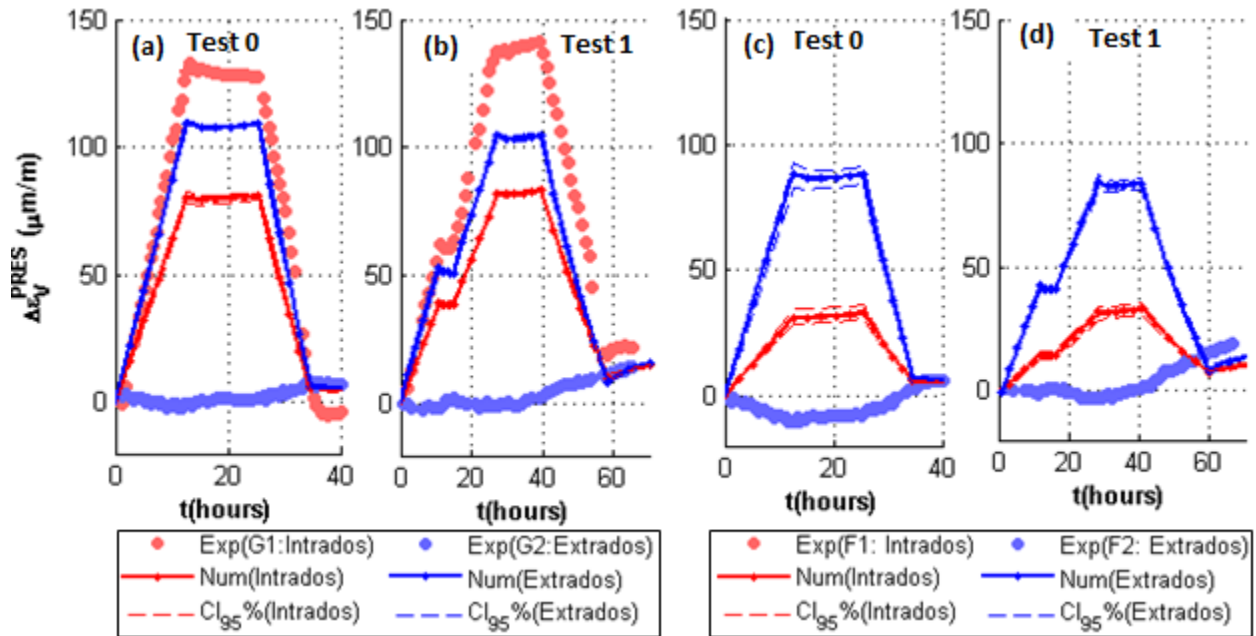


Figure 85. Evolution de la déformation verticale en phase de pressurisation au niveau du gousset
 (a-b) Evolution temporelle aux positions des capteurs G (c-d) Evolution temporelle aux positions des capteurs F

- Dans la direction tangentielle (Figure 86a-d), et en présence d'endommagement cette fois-ci, la déformation moyenne simulée croît dans le temps ainsi que, de manière plus prononcée, la largeur des intervalles de confiance : entre les tests 0 et 8, cette dernière passe de 18 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 78 $\mu\text{m}/\text{m}$, de 6 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 17 $\mu\text{m}/\text{m}$, de 9 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 19 $\mu\text{m}/\text{m}$ et de 28 $\mu\text{m}/\text{m}$ à 58 $\mu\text{m}/\text{m}$ aux positions G1, G2, F1 et F2 respectivement. Ces résultats sont représentatifs de la décroissance de la précontrainte dans le temps et de l'augmentation des ouvertures de fissures résultante sous pressurisation. Quantitativement, les amplitudes de déformations mesurées sur site sont relativement faibles (du même ordre de grandeur que les erreurs sur la température et déformation cumulées $\pm 20 \mu\text{m}/\text{m}$). Il est donc difficile d'évaluer la pertinence des mesures sur site et d'interpréter les écarts entre modèle numérique et mesures sur site (particulièrement au point F1 où le capteur ne semble ressentir aucun effort de traction).

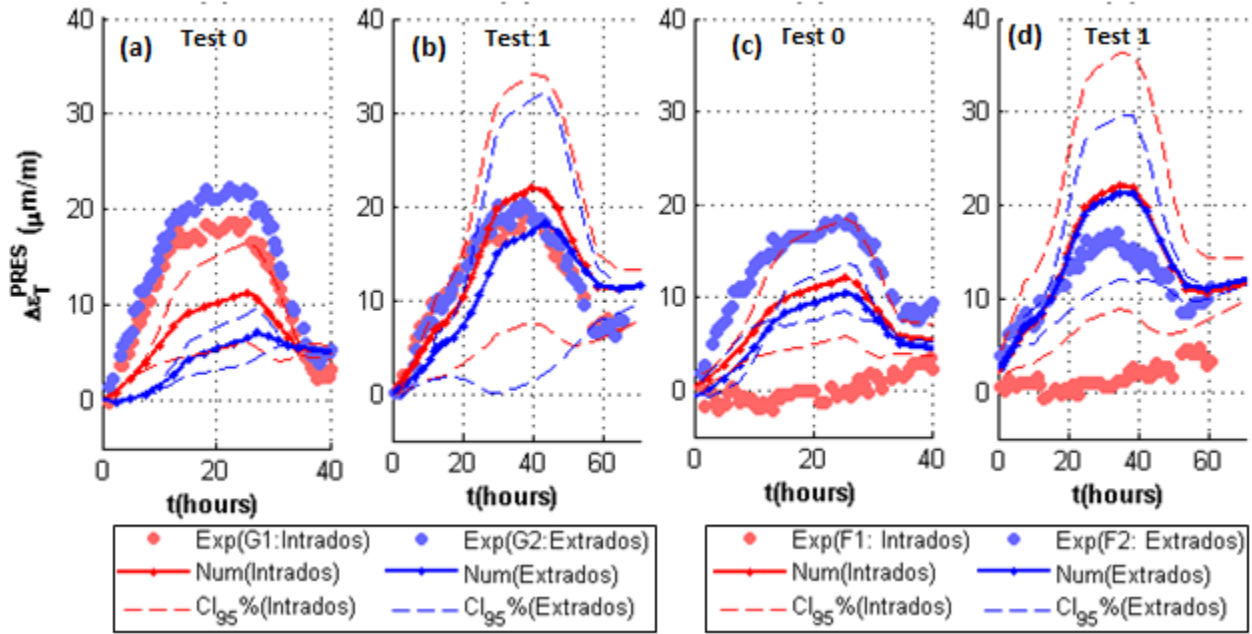


Figure 86. Evolution de la déformation tangentielle en phase de pressurisation au niveau du gousset (a-b) Evolution temporelle aux positions des capteurs G (c-d) Evolution temporelle aux positions des capteurs F

4.6.1.3 Profils de fissuration

Les résultats présentés ci-dessous (Figure 87-Figure 89) ne portent que sur une réalisation du champ aléatoire (Figure 87a-b) entre autres. Bien évidemment, le profil de fissuration varie en fonction des réalisations (point traité dans le paragraphe suivant). Pour le champ aléatoire de référence, deux fissures par VSR de 15° sont obtenues avec une ouverture maximale de 46 μm (Figure 87a-c).

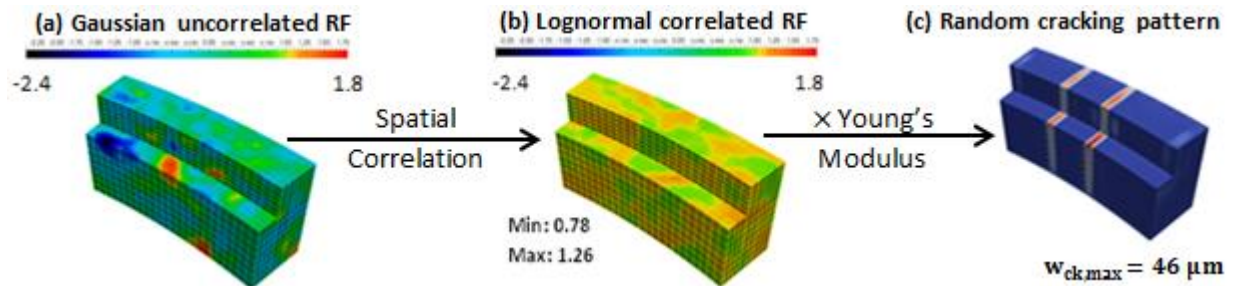


Figure 87. (a) Exemple de réalisation d'un champ Gaussien centré réduit (non corrélé spatialement) (b) Champ lognormal résultant après corrélation spatiale (fonction Gaussienne) (c) Profil de fissuration résultant à l'échelle du VSR en associant le champ lognormal à la variabilité spatiale du module de Young (âge 12 jours)

D'un point de vue qualitatif, l'utilisation de champ aléatoire permet bien une localisation aléatoire des fissures. Cependant, au vu des observations sur site (Figure 88), il semblerait que cela ne suffise pas pour obtenir un chemin de propagation qui n'est pas forcément droit (non correspondance des cartes de fissuration des côtés extrados et intrados) et une longueur de fissures qui n'est pas forcément égale à la hauteur du gousset (Figure 88). Dans ce sens, l'amélioration des résultats de fissuration dans le modèle nécessiterait de :

- Raffiner davantage la discrétisation spatiale. Cela permet de modéliser une hétérogénéité spatiale à des échelles plus petites. Cependant, le coût numérique risque d'être plus important (pour assurer l'objectivité de l'énergie et du nombre de fissures, une formulation non-locale de l'endommagement doit être envisagée si la taille caractéristique des éléments finis est inférieure à la taille de la zone d'élaboration [Bouhjiti et al., 2018b]).
- Revisiter la loi de comportement dans les zones de transition acier-béton (se référer aux travaux de [Michou et al., 2015][Mang et al., 2015][Llau et al., 2016b][Handika, 2017]). Le matériau entourant les armatures correspond plutôt à du mortier (par effet de paroi, les agrégats sont absents des interfaces [De Larrard, 2009]) [Handika, 2017]. Cette dernière, étant moins rigide que le reste du volume en béton, se comporte différemment et pilote la transmission des efforts entre armature et béton [Projet CEOS, 2009]. Particulièrement, la non prise en compte des effets de glissement à l'interface acier-béton mènerait à une surévaluation de l'endommagement à l'interface et à une surestimation du nombre et ouvertures de fissures [Handika, 2017].

Par conséquent, le nombre de fissures (le taux d'endommagement) obtenus dans le cadre de ce travail correspondent à une borne supérieure du comportement du béton avec glissement aux interfaces acier-béton. Afin de ne pas augmenter le nombre de paramètres et le degré de non-linéarité dans le modèle, la modélisation 1D des câbles et l'adhérence parfaite acier-béton sont maintenues par la suite. Le modèle peut toutefois être enrichi dès que les paramètres les plus influents ont été identifiés pour améliorer la représentativité physique. Cela n'affecte en rien la méthodologie THM-F ou la stratégie d'analyse de sensibilité retenue.

Quantitativement, en termes d'ouvertures de fissure, la précision des fissuromètres utilisés sur site est de l'ordre de 100 μm . Cela ne permet pas d'accéder avec précision aux ouvertures des fissures au jeune âge qui sont toutes inférieures à 100 μm . Toutefois, le résultat numérique obtenu (Figure 87c) est en accord avec ces observations. Quant au nombre de fissures, la comparaison des résultats numériques et ceux observés sur site (Figure 88) nécessite un prétraitement des données afin de se ramener à une échelle commune (soit à l'échelle du VSR de 15° soit à l'échelle du volume structurel (24*VSR)).

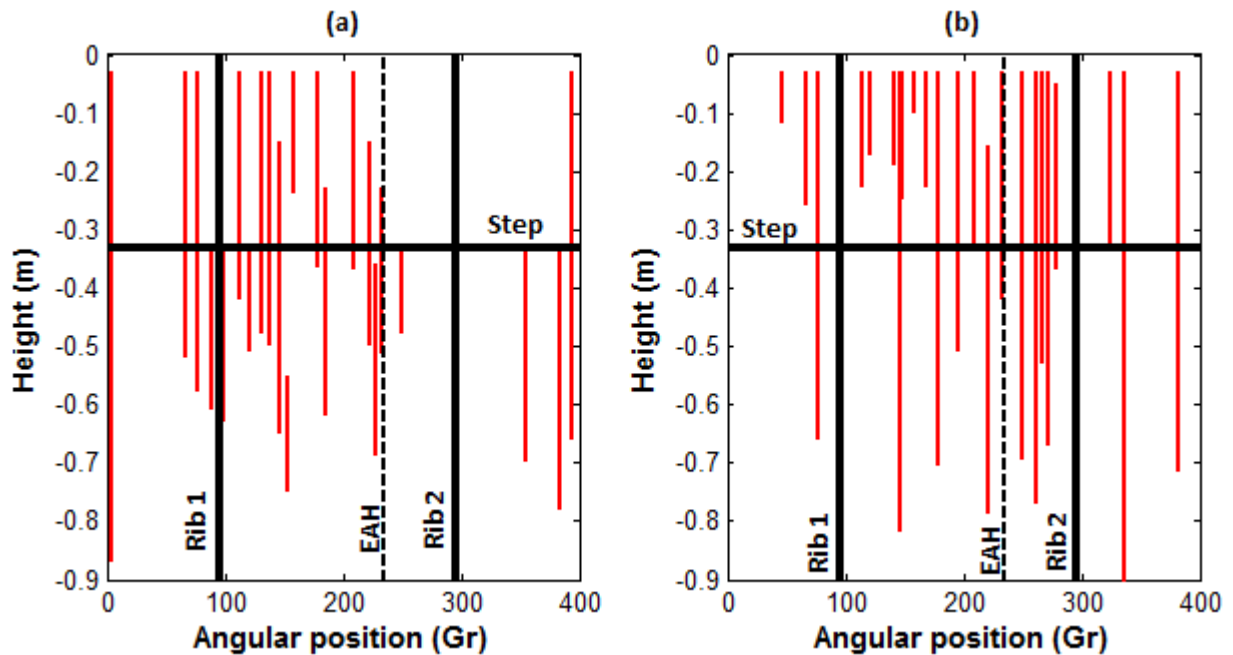


Figure 88. Relevé visuel des fissurations au jeune âge au niveau du gousset (âge 12 jours)
(a) côté extrados (b) côté intrados

Ayant formulé l’hypothèse d’indépendance du comportement d’un VSR par rapport aux autres, dans ce travail ce sont les observations sur site qui sont ramenées à l’échelle du VSR. Cela consiste à exprimer le nombre de fissures observé pour un espacement maximal de 15° (résultat direct d’une analyse statistique des espacements - Table 36). Pour ce faire, une identification des fissures traversantes est nécessaire (seules fissures associées au mode de Poiseuille). Or, cette tâche n’est pas évidente à partir d’une auscultation limitée à la surface du béton. Dans l’idéal, le nombre de fissures maximal ne peut qu’être encadré en fonction des observations intrados et extrados et de la position par rapport à la marche. Dans le cas du gousset VeRCoRs, les résultats obtenus (Table 36) montre que le scénario simulé numériquement (2 fissures par VSR de 15° dans la Figure 87c) est parmi ceux observés sur site sans que ce soit le mode dominant. Il est utile de rappeler que, suite à l’utilisation d’un critère d’endommagement spatialement aléatoire, plusieurs réalisations (Méthodes de Monte Carlo) sont nécessaires afin d’accéder au mode de fissuration moyen et sa variabilité. Cependant, le coût d’une telle approche reste loin d’être raisonnable d’où l’intérêt de proposer des méthodes alternatives.

Table 36. Analyse de la carte de fissuration du gousset VeRCoRs au jeune âge (Figure 88)

VS du gousset		Nombre maxi.	Espacement moy. (Gr)	Espacement maxi. (Gr)	Fréquences associée au nombre de fissures par espacement de 15° (%)				
					0 fiss	1 fiss	2 fiss	3 fiss	4 fiss
En-dessus de la marche	Intrados	23	16	63	34	41	17	8	0
	Extrados	18	21	105	45	36	17	2	0
En-dessous de la marche	Intrados	13	28	93	58	29	9	4	0
	Extrados	19	20	105	45	35	14	6	0

Sur le long terme, d’un point de vue numérique et pour le présent calcul de référence, le nombre de fissures obtenues au jeune âge n’évolue pas dans le temps. Cela veut dire que la perte de

précontrainte dans le béton ne suffit pas pour induire de nouvelles fissures en phase de pressurisation. Néanmoins, ces pertes sont à l'origine de l'augmentation des ouvertures de fissure dans le temps (Figure 89). Même si, au jeune âge, les deux fissures n'ont pas les mêmes ouvertures, en phase de pressurisation, les deux se rouvrent pareillement (à 5 µm près). Donc, à l'échelle du VSR, les ouvertures de fissures après précontrainte ne dépendent que de l'état de traction résiduelle. En effet, comme montré dans la Figure 90, les deux sont parfaitement corrélées, ce qui permet finalement de relier l'évolution des ouvertures de fissures à la perte de précontrainte dans le béton. En s'inspirant de la définition proposée dans [25], cette corrélation s'écrit [70]:

$$w_{ck} = h_{EF} \frac{d_{ja}}{(1 - d_{ja})} \frac{\langle \sigma_{\theta\theta} \rangle_+}{E} \quad [70]$$

$\langle \sigma_{\theta\theta} \rangle_+$ la contrainte tangentielle résiduelle de traction dans le volume de béton (au sens moyen et non local – résultat d'une analyse viscoélastique), d_{ja} la variable d'endommagement atteinte au jeune âge (dans la Figure 90: $h_{EF} = 6 \text{ cm}, \frac{h_{EF} d_{ja}}{1 - d_{ja}} = \frac{1}{0.2} = 5 \rightarrow d_{ja} = 0.988$).

L'équation [70] est représentative d'un effort de traction appliqué sur des éléments endommagés à $d = d_{ja}$. Il est important de souligner qu'elle est théoriquement vraie et numériquement démontrée pour :

- Des fissures de jeune âge déjà existantes et non en cours de propagation pendant les essais de pressurisation.
- Un nombre de fissures défini par le comportement au jeune âge et qui n'évolue pas pendant la phase opérationnelle.
- Des ouvertures en phase de pressurisation qui restent inférieures à l'ouverture maximale obtenues au jeune âge.

Sous ces conditions, les phases de jeune âge et long terme peuvent être découplées :

- Le calcul au jeune âge (THM endommageable jusqu'à l'instant de précontrainte) sert à définir le profil de fissuration (nombre et position des fissures et valeurs d'endommagement local $\frac{d_{ja}}{(1 - d_{ja})}$).
- Le calcul à long terme (THM viscoélastique à partir de l'instant de précontrainte) sert à définir l'état de contrainte dans le béton (quantité $\frac{\langle \sigma_{\theta\theta} \rangle_+}{E}$). Les ouvertures de fissures peuvent être quantifiées via l'équation [70].

➔ **Coût numérique :** la simulation du comportement mécanique est l'étape de calcul la plus coûteuse. En utilisant un cœur à 14 nœuds (Processeur i7-7700HQ - Quad-Core 2.8 GHz / 3.8 GHz Turbo), la durée de calcul (cadre viscoélastique endommageable) pour la phase pré-opérationnelle (avant précontrainte) est de 14 heures (179 pas de temps) et 26 heures pour la phase opérationnelle (après précontrainte avec 634 pas de temps). La durée totale est réduite de 40 à 18 heures seulement en optant pour le découplage entre la phase de jeune âge (toujours 14 heures dans un cadre viscoélastique endommageable) et celle de long terme (4 heures seulement dans un cadre viscoélastique non-endommageable).

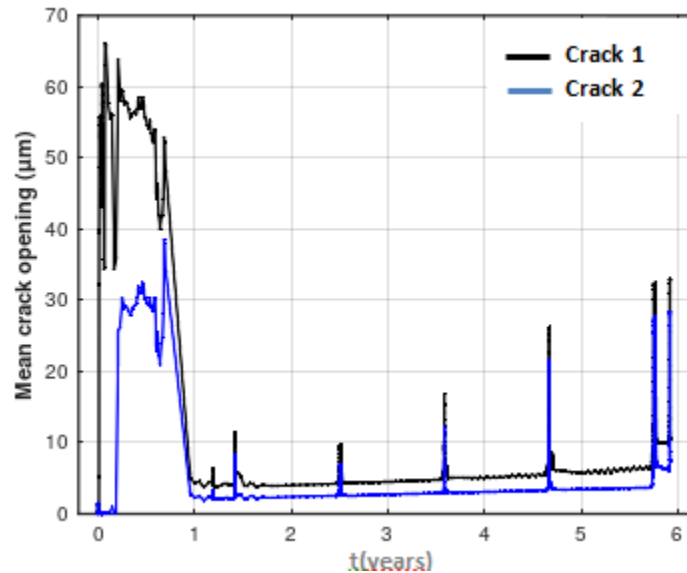


Figure 89. Evolution des ouvertures de fissures dans le temps en phases de pressurisation

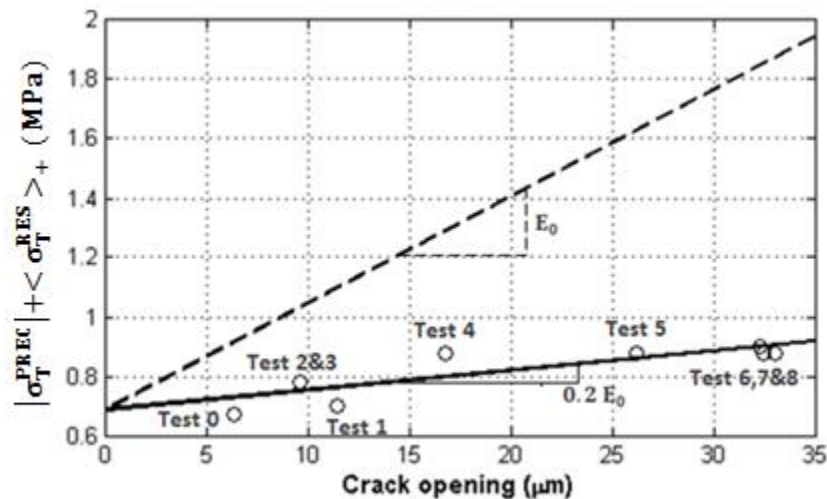


Figure 90. Corrélation entre les ouvertures de fissures en phase de pressurisation et la contrainte résiduelle de traction dans le béton [Bouhjiti et al, 2018c]

4.6.2 Effet de la variabilité des paramètres en entrée

Dans l'objectif d'optimiser au mieux le coût numérique de l'analyse de sensibilité de la réponse mécanique du gousset VeRCoRs (Table 31), les calculs sont menés en deux étapes :

- Une première étape visant à quantifier l'effet de la variation de chaque paramètre sur la déformation observée. S'intéressant à la déformation moyenne, les calculs sont menés dans un cadre viscoélastique non-endommageable (les paramètres de la loi d'échelle statistique sont alors absents dans cette analyse). Les calculs sont menés pour les phases de jeune âge et long terme. La sensibilité de la réponse mécanique à la variabilité des paramètres en entrée peut être représentée par :

- La variabilité du pic de déformation au jeune âge. Cette dernière est proportionnelle au pic de température et indicative de la capacité du modèle à reproduire l'état de déformation en phase d'hydratation et en présence d'effets de bridage.
 - La variabilité de la déformation différée en fin de vie de l'enceinte (notée $\varepsilon_{AG}^{\infty}$). Cette dernière est représentative des déformations de fluage et de retrait associées au vieillissement du béton.
- Une deuxième étape visant à quantifier l'effet de la variation de chaque paramètre sur les profils de fissuration résultants. Cette fois-ci, les calculs sont menés dans un cadre viscoélastique endommageable (en incluant les paramètres de la loi d'échelle statistique). L'analyse de sensibilité est d'abord menée au jeune âge avant de vérifier, pour les paramètres les plus influents, la constance du nombre de fissures pendant la phase opérationnelle. La sensibilité de la réponse mécanique à la variabilité des paramètres en entrée est représentée par :
- Le nombre de fissure par VSR de 15°.
 - L'ouverture maximale des fissures à l'âge de 12 jours.
 - La variabilité des pertes de précontraintes en fin de vie de l'enceinte. Etant corrélée aux ouvertures de fissures (si existantes), l'analyse de sensibilité des pertes de précontrainte décrit indirectement la sensibilité des ouvertures de fissure pendant la phase opérationnelle.

4.6.2.1 Déformations au jeune âge

Les résultats obtenus (indices de sensibilité définis dans [56]) sont présentés dans la Figure 91 (les paramètres thermiques identifiés comme étant les plus influents au jeune âge -la capacité thermique et la chaleur d'hydratation - sont inclus dans l'analyse).

Une variation globale de 8% (11 %) est obtenue pour le pic de déformation tangentielle (verticale) en phase d'hydratation à la position G102 (des valeurs allant jusqu'à 16% sont obtenues aux positions F1-F102-F2-G1-G2). En se basant sur l'analyse de variance dans les Figure 91e-f, et en appliquant les coefficients de variation définis dans la Table 31, les conclusions suivantes sont retenues :

- La chaleur d'hydratation ($I_{Q_{\infty}}^{\varepsilon_T} = 36 \% - I_{Q_{\infty}}^{\varepsilon_V} = 45 \%$) et la capacité thermique ($I_{C_p}^{\varepsilon_T} = 33 \% - I_{C_p}^{\varepsilon_V} = 37 \%$) sont les paramètres les plus influents vis-à-vis de la déformation du béton au jeune âge dans le gousset. La variabilité de la réponse thermique a, donc, plus d'effet sur la variabilité de la réponse mécanique que la variabilité intrinsèque des propriétés viscoélastiques et coefficients de retrait.
- La variation du paramètre viscoélastique κ semble aussi contribuer de manière non négligeable à la variance de la déformation au jeune âge ($I_{\kappa}^{\varepsilon_T} = 30 \% - I_{\kappa}^{\varepsilon_V} = 17 \%$). Ce résultat peut paraître surprenant puisque κ est supposé définir la cinétique du fluage propre sur le long terme ([Foucault et al., 2012][Benboudjema, 2002] - Table 11). Toutefois, ce paramètre intervient dans les équations du fluage propre (chargement constant 1D à HR=1 dans [71]) indépendamment du facteur temps. Il est important de noter que la pertinence du paramètre κ n'a été démontrée que pour décrire la non-linéarité du fluage sur le long terme. Au jeune âge, la signification physique (si elle existe) du paramètre reste à définir surtout que les effets de jeune âge sont supposés être modélisés par la fonction $f_1(\alpha)$ dans la Table 11 [De Schutter, 1999].

$$\varepsilon_{BC}(t) = \frac{\sigma_0}{(1 + \nu_{BC})k_{r,dev}^{BC}} \left(1 - e^{-\frac{k_{r,dev}^{BC}}{\eta_{r,dev}}} t \right) + \frac{\kappa}{\sqrt{1 + 2 \nu_{BC}^2}} \ln \left(\frac{\sigma_0 \sqrt{1 + 2 \nu_{BC}^2}}{\kappa (1 + \nu_{BC}) \eta_{i,dev}^{BC}} t + 1 \right) \quad [71]$$

$\lambda_{ch}, E_a^{th}, h_{eq,th}, \lambda_{cp}$ des paramètres pouvant être identifiés en acceptant une erreur relative inférieure à 40 % sans affecter grandement la déformation simulée.

- La déformation au jeune âge semble être faiblement influencée par la distinction des coefficients de Poisson élastique et de fluage propre. Les deux peuvent donc être considérés égaux.

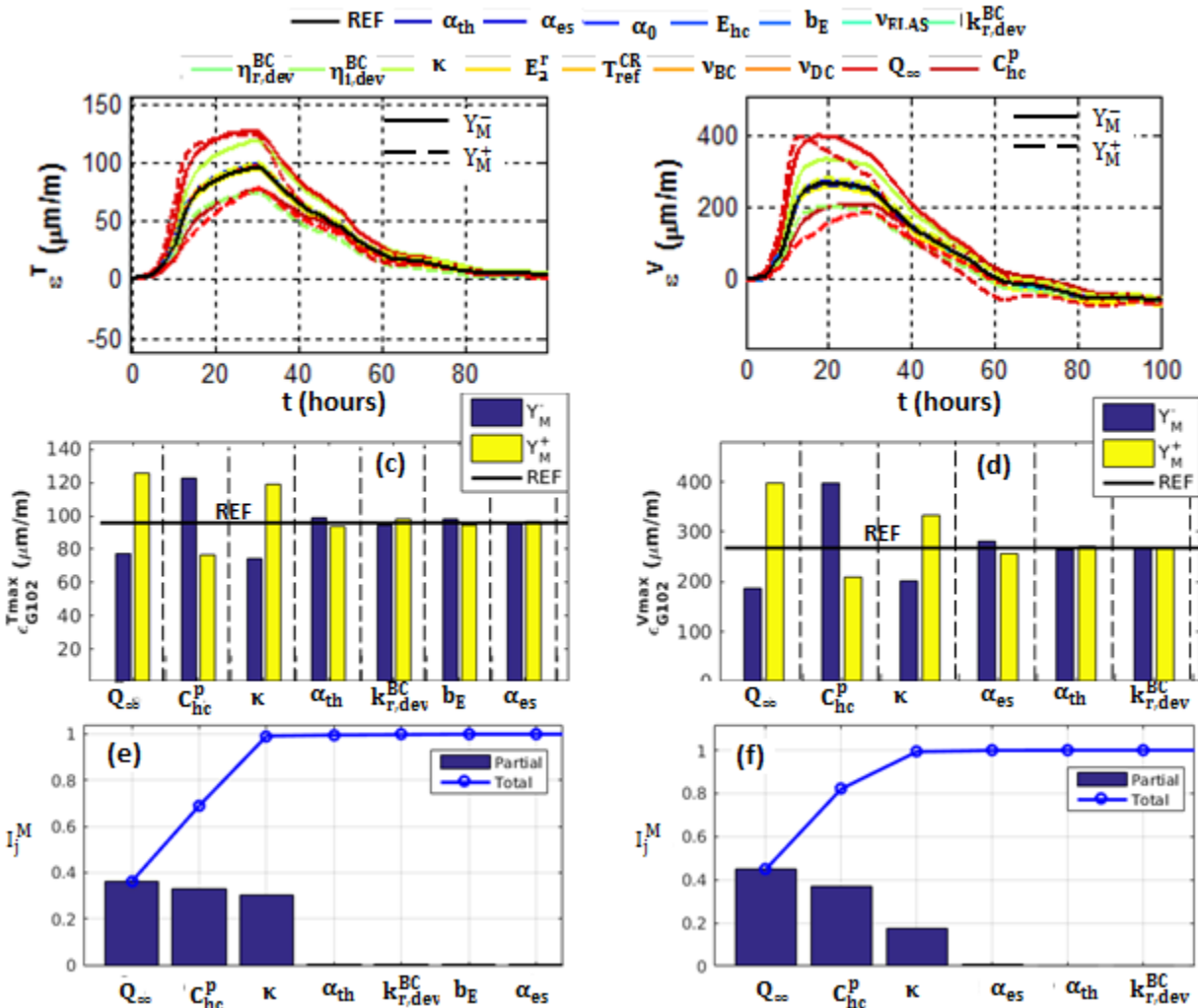


Figure 91. Analyse de sensibilité de la déformation au jeune âge du gousset VeRCoRs (position G102) à la variabilité des paramètres en entrée $Y_M^- \leq Y_M \leq Y_M^+$

(a) Bornes inférieure et supérieure de la déformation tangentielle par paramètre (b) Bornes inférieure et supérieure de la déformation verticale par paramètre (c) Bornes inférieure et supérieure du pic de déformation tangentielle par paramètre (d) Bornes inférieure et supérieure du pic de déformation verticale par paramètre (e) Contribution des paramètres en entrée à la variance du pic de déformation tangentielle (f) Contribution des paramètres en entrée à la variance du pic de déformation verticale

4.6.2.2 Déformations différées

Les résultats obtenus (indices de sensibilité définis dans [56]) sont présentés dans la Figure 92 (n'ayant pas identifié de paramètres thermiques influents sur le séchage, seuls les paramètres hydriques –la teneur en eau initiale et le paramètre de diffusivité B- sont inclus dans l'analyse).

Une variation globale de 12% (20 %) est obtenue pour la déformation tangentielle (verticale) en fin de vie de l'enceinte à la position G102 (des valeurs allant jusqu'à 26% sont obtenues aux positions F1-F102-F2-G1-G2). En se basant sur l'analyse de variance dans les Figure 92e-f, et en appliquant les coefficients de variation définis dans la Table 31, les conclusions suivantes sont retenues :

- Vis-à-vis de la variance de la déformation verticale, les paramètres les plus influents sont, dans l'ordre : la précontrainte initiale dans le béton ($I_{\sigma_{PREC}}^{\varepsilon_V} = 45 \%$), la teneur en eau initiale ($I_{C_{fw,0}}^{\varepsilon_V} = 34 \%$), le coefficient de retrait de dessiccation ($I_{\alpha_{ds}}^{\varepsilon_V} = 11 \%$) et le paramètre de diffusivité B ($I_B^{\varepsilon_V} = 06 \%$). Ces paramètres sont associés principalement au séchage du béton et à son état de précontrainte initial. La variabilité intrinsèque des paramètres viscoélastiques serait donc d'un effet, relativement, moins important. Dans la direction tangentielle, les mêmes paramètres influents sont identifiés ($I_{C_{fw,0}}^{\varepsilon_T} = 63 \%$ – $I_{\alpha_{ds}}^{\varepsilon_T} = 23 \%$ – $I_B^{\varepsilon_T} = 10 \%$). La variation de la précontrainte initiale tangentielle a un faible effet sur la déformation différée du béton car, au niveau du gousset, sa valeur reste relativement faible (effets de bridage du radier sur le gousset) par rapport à celle verticale.
- La distinction des coefficients de Poisson élastique, de fluage propre et de fluage de dessiccation a un effet négligeable sur les déformations long terme aussi. Bien qu'elle soit plus physiquement représentative, la décomposition du modèle rhéologique du fluage (Table 11) en parties sphérique et déviatoire n'a pas d'effet notable sur la déformation différée du béton.

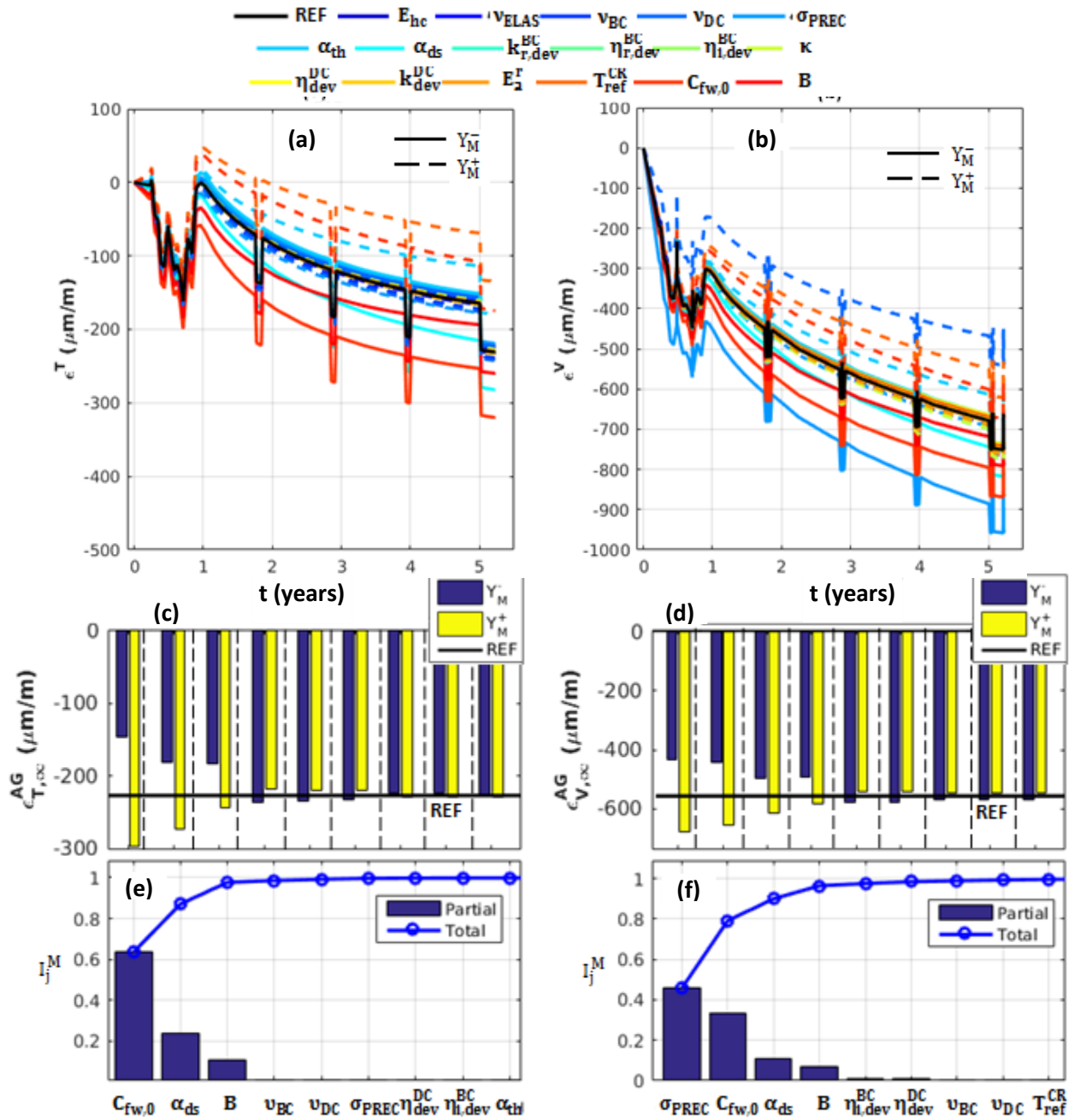


Figure 92. Analyse de sensibilité de la déformation différée du gousset VerCoRs (position G102) à la variabilité des paramètres en entrée $Y_M^- \leq Y_M \leq Y_M^+$
 (a) Borne inférieure et supérieure de la déformation tangentielle par paramètre (b) Borne inférieure et supérieure de la déformation verticale par paramètre (c) Borne inférieure et supérieure de la déformation tangentielle en fin de vie par paramètre (d) Borne inférieure et supérieure de la déformation verticale en fin de vie par paramètre (e) Contribution des paramètres en entrée à la variance de la déformation tangentielle en fin de vie (f) Contribution des paramètres en entrée à la variance de la déformation verticale en fin de vie

4.6.2.3 Profils de fissuration

• **Effets du champ aléatoire sur la fissuration au jeune âge:** Afin de n'étudier que l'effet du champ aléatoire sur les modes de fissuration simulées du gousset, tous les paramètres THM sont maintenus constants (valeurs de référence dans les Table 24-Table 27-Table 31). Seules les réalisations du champ aléatoire associé à la variabilité spatiale sont considérées variables. Vu le coût numérique du calcul mécanique au jeune âge (14 heures), le nombre de réalisations est limité à 30. Les calculs sont menés pour chacune de ces réalisations en considérant (Figure 93-Table 17) :

aucune corrélation spatiale $\rho_{ac}^0 = 0$, une corrélation spatiale Gaussienne $\rho_{ac}^B = e^{-\pi\left(\frac{u}{l_{flu}}\right)^2}$, une linéaire $\rho_{ac}^A = \max\left(1 - \frac{u}{l_{flu}}; 0\right)$ et une sinusoïdale $\rho_{ac}^C = \frac{\sin\left(\frac{\pi}{l_{flu}}u\right)}{\frac{\pi}{l_{flu}}u}$.

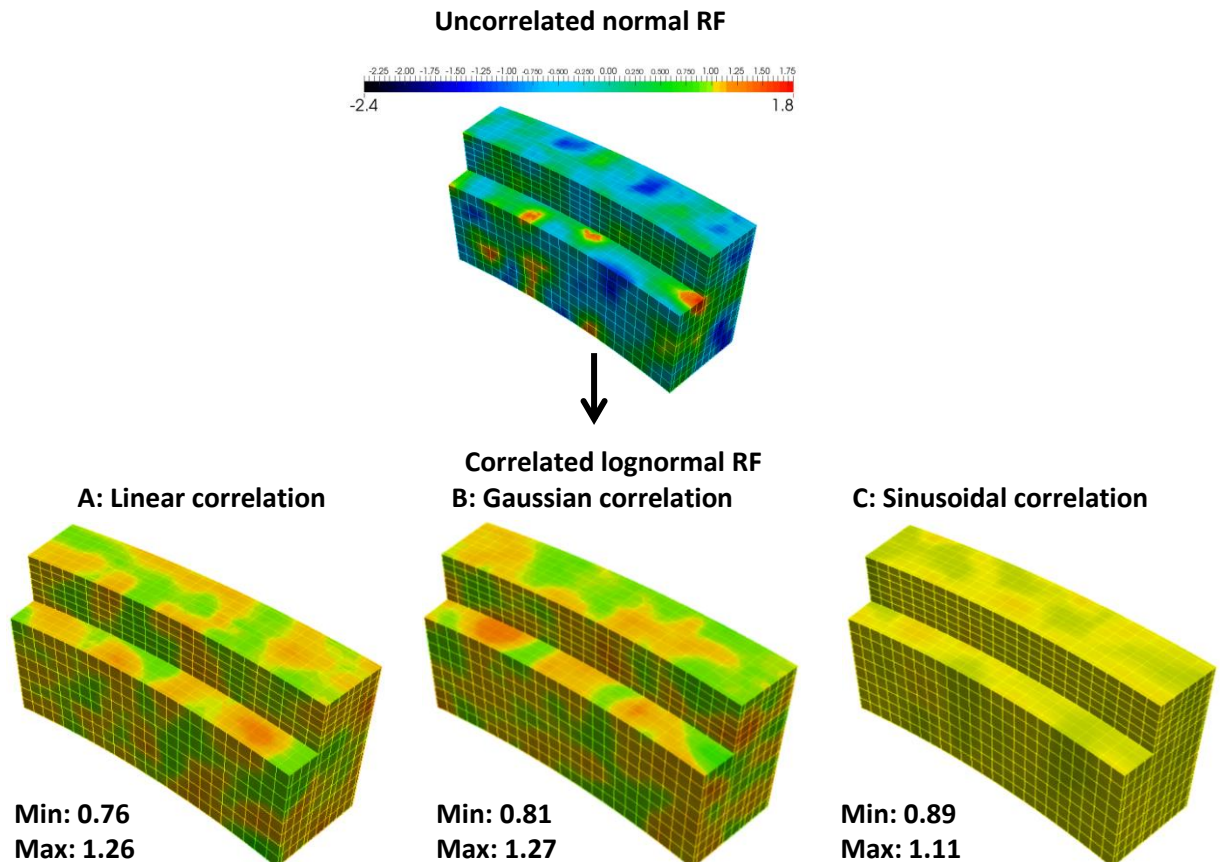


Figure 93. Effet de la corrélation spatiale sur la distribution des réalisations d'un champ lognormal (associé à la distribution spatiale du module de Young) – cas des fonctions d'autocorrélation linéaire, Gaussienne et sinusoïdale.

Au vu des résultats présentés, en termes de nombre de fissures par VSR de 15° du gousset, dans la Figure 94, les conclusions suivantes sont retenues :

- Les profils de fissuration identifiés semblent être indépendants de la nature de la corrélation spatiale appliquée. Pour toutes les fonctions ρ_{ac} utilisées, ces modes consistent en 1 ou 2 fissures par VSR. Pour quelques réalisations, les 2 fissures sont localisées aux bords (mode 2B dans la Figure

94b). Ce cas de figure correspond aussi à la réponse du modèle en l'absence d'aléa spatial. Il est à noter qu'en absence de champ aléatoire, la localisation des fissures dans le modèle est principalement due à la présence des singularités géométriques que sont les éléments 1D représentatifs des armatures. En effet, en utilisant un modèle avec un matériau homogène équivalent (sans armatures et avec des propriétés homogènes spatialement), la localisation de la déformation et la convergence des itérations de résolution sont difficilement réalisables (à cause d'un endommagement diffus dans le volume). Donc, la modélisation des armatures par des éléments 1D introduit une hétérogénéité "déterministe" menant, de par la disposition des armatures dans le VSR, à une fissuration aux bords. En présence d'aléa spatial, les deux sources d'hétérogénéité contribuent à la fissuration du gousset. Si l'hétérogénéité introduite par le champ aléatoire est supérieure à celle déterministe, la localisation des fissures est spatialement aléatoire (la localisation aux bords est statistiquement une configuration possible). Dans le cas contraire (hétérogénéité du champ aléatoire inférieure à celle déterministe), le mode de fissuration correspond à la réponse déterministe.

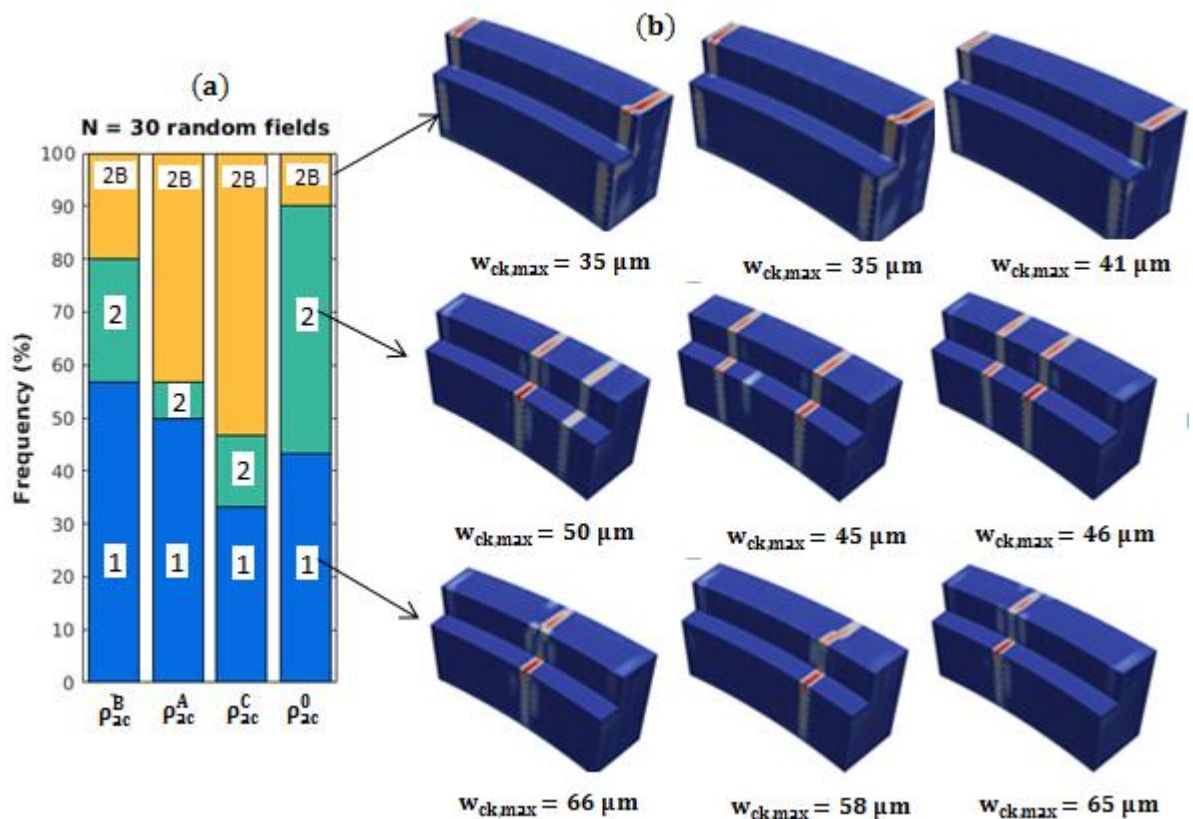


Figure 94. (a) Fréquences des différents modes de fissuration au jeune âge par fonction d'autocorrélation. 1 : 1 fissure centrée par VSR - 2 : 2 fissures centrées par VSR - 2B : 2 fissures aux bords (b) Exemples de profils de fissuration à l'échelle du VSR du gousset à l'âge de 12 jours.

- Bien que 30 réalisations ne suffisent pas pour quantifier, de manière fiable, la fréquence de chaque mode de fissuration, il semblerait que, qualitativement, différentes corrélations spatiales conduisent à différentes fréquences de modes de fissuration (Figure 94a). Particulièrement, et par rapport à la corrélation Gaussienne de référence, les fonctions linéaires et sinusoïdales favoriseraient la localisation aux bords. Donc, la variabilité spatiale qu'elles introduisent serait

moins importante que celle de la fonction Gaussienne. Au contraire, l'absence de corrélation maximise l'aléa spatial ce qui, statistiquement, réduit le risque de localisation aux bords. Il est donc important, lors du recours à une modélisation stochastique de l'endommagement par champs aléatoires, d'identifier expérimentalement les propriétés du champ pour le béton étudié afin de quantifier correctement les fréquences de ses modes de fissuration associés. Néanmoins, cette solution reste très coûteuse et ne garantit pas une identification (avec un nombre réduit de réalisations) de tous les modes de fissuration possibles.

- **Effets de la variabilité des propriétés du béton sur la fissuration au jeune âge:** Dans cette analyse, la réalisation du champ aléatoire est considérée constante (Figure 87) tandis que les paramètres en entrée au jeune âge sont variés entre leurs bornes inférieure et supérieure (Table 31). Les résultats descriptifs de l'effet de la variabilité de chaque paramètre sur la fissuration du gousset sont présentés dans la Figure 95. La liste des paramètres influents est différente de celle identifiée pour les déformations développées au jeune âge. Néanmoins, ceux identifiés sont attendus d'être à l'origine de la fissuration :

- Paramètres associés aux effets d'échelle : L'écart-type de la résistance à la traction est identifié comme étant le paramètre le plus influent ($I_{\sigma_{R_t}}^M = 50\%$). Ce dernier sert à définir le module de Weibull dans la loi d'échelle [28][41] et, par conséquent, à quantifier le taux de réduction de la résistance à la traction à l'échelle structurelle [45]. En ordre de grandeur, une variation de 50 % de σ_{R_t} mène à une variation de 60 % du module de Weibull et une variation de 25 % de la résistance à la traction structurelle (cette variabilité est supérieure à celle intrinsèque de 10 %). Le nombre de fissures résultant varie entre 0 et 3 fissures par VSR (cette variation est donc suffisante pour retrouver tous les modes de fissuration observés sur site - Table 36). En termes de contribution à la variance du nombre de fissures, trois autres paramètres d'échelle semblent être influents. Il s'agit de la variabilité intrinsèque du module de Young et de la résistance à la traction ainsi que la longueur d'échelle ($I_{E_{hc}}^M = I_{R_t}^M = I_{D_c}^M = 7\%$). Quant à la longueur de fluctuation $l_{flu,E}$ et l'écart-type du module de Young $\sigma_{E_{hc}}$, il semblerait que leur variation (même de 50 %) affecte de manière négligeable la réponse du modèle.

- Paramètres associés aux effets de bridage : Avec la même contribution à la variance du nombre de fissures par VSR, les coefficients de retraits thermique et endogène, la capacité thermique et le paramètre viscoélastique $\eta_{r,dev}^{BC}$ affectent aussi la fissuration du béton dans le gousset ($I_{\alpha_{th}}^M = I_{\alpha_{es}}^M = I_{C^p}^M = I_{\eta_{r,dev}^{BC}}^M = 7\%$). L'absence de la chaleur d'hydratation ou du coefficient de couplage fluage-endommagement de cette liste ne veut pas dire qu'ils n'affectent pas la fissuration au jeune âge mais que la variation appliquée ne suffit pas pour induire des modes de fissuration différents. Le risque de fissuration reste bien évidemment plus important quand la chaleur d'hydratation ou le coefficient de couplage croissent [Briffaut et al., 2012][Briffaut et al., 2011].

- Pour l'ouverture de fissures au jeune âge, plusieurs paramètres semblent être à l'origine de sa variabilité (en plus des paramètres cités ci-dessus, il existe les exposants d'évolution des paramètres au jeune âge, la chaleur d'hydratation, etc. –Figure 95b&d). En termes d'ouverture cumulée (somme des ouvertures maximales par VSR), sa valeur reste quasi-constante (à 20 μm près) à l'âge de 12 jours. L'ouverture totale des fissures serait donc linéairement corrélée à leur nombre.

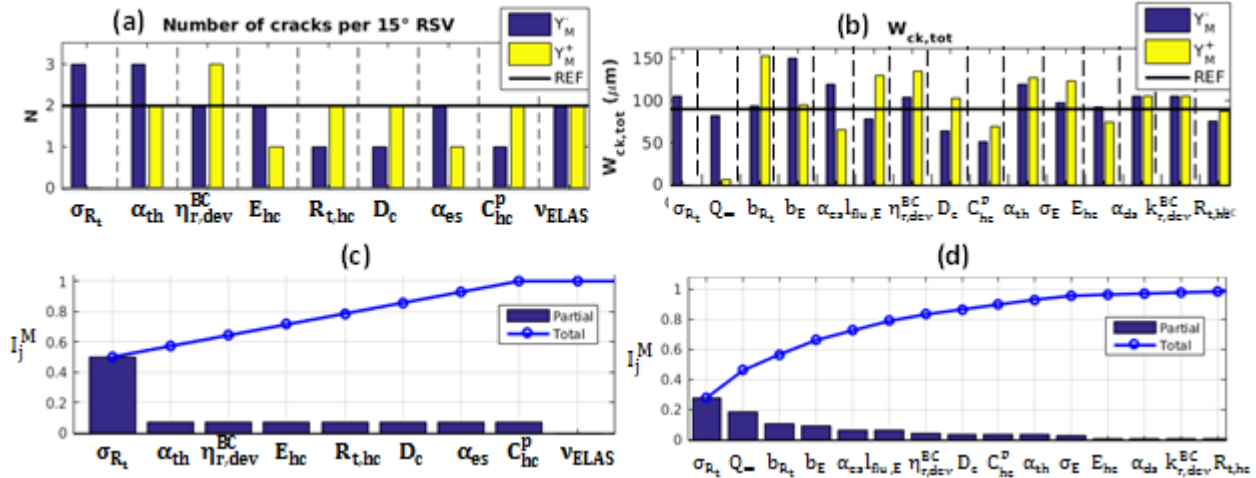


Figure 95. Analyse de sensibilité de la fissuration du gousset VerCoRs à la variabilité des paramètres en entrée $Y_M^- \leq Y_M \leq Y_M^+$
 (a) Bornes inférieure et supérieure du nombre de fissures au jeune âge par VSR par paramètre (b) Bornes inférieure et supérieure des ouvertures de fissures cumulées (somme des ouvertures maximales à 12 jours) par paramètre (c) Contribution des paramètres en entrée à la variance du nombre de fissures par VSR (d) Contribution des paramètres en entrée à la variance des ouvertures de fissures par VSR

Il est important de souligner que les résultats ci-dessus ont été obtenus pour une réalisation de champ aléatoire donnée. L'influence de ces paramètres pour d'autres réalisations n'est pas garantie. D'autres paramètres peuvent donc avoir un effet sur la fissuration bien qu'ils ne soient pas identifiés ci-dessus. Dans la liste fournie, seule la variation de deux paramètres permet d'avoir des modes de fissuration différents de ceux identifiés par variation des réalisations du champ aléatoire (Figure 94). Il s'agit de l'écart-type de la résistance à la traction, du coefficient de dilatation thermique et du paramètre $\eta_{r,dev}^{BC}$ (le nouveau mode identifié correspond à 3 fissures par VSR). Pour le reste des paramètres, et d'un point de vue qualitatif seulement, leur effet semble être comparable à l'effet du champ aléatoire. Quantitativement, la variation intrinsèque des paramètres affecte les fréquences des modes de fissuration. En guise d'exemple, la corrélation entre les effets du champ aléatoire et de la variabilité intrinsèque du module de Young (les autres paramètres maintenus constants) a été analysée (Figure 96). Etant donnée la définition du seuil d'endommagement $\epsilon_{\mu,0,t} = R_t/E$, l'augmentation du module de Young (réduction de $\epsilon_{\mu,0,t}$) induirait plus de fissuration. L'aléa spatial devrait lisser cette transition vers les modes de fissuration supérieurs. Pour le gousset VerCoRs, la fréquence du 1^{er} mode de fissuration varie de 50% à 20% (2^{ème} mode de 50% à 5%) quand la moyenne du module de Young décroît de 10% (les 70% restantes sont associés à un nouveau mode de fissuration avec 0 fissures par VSR). Par contre, une augmentation de la moyenne du module de Young de 10% fait passer la fréquence du 1^{er} mode de fissuration à 25% (55% pour le second et 20 % pour le mode avec 3 fissures par VSR).

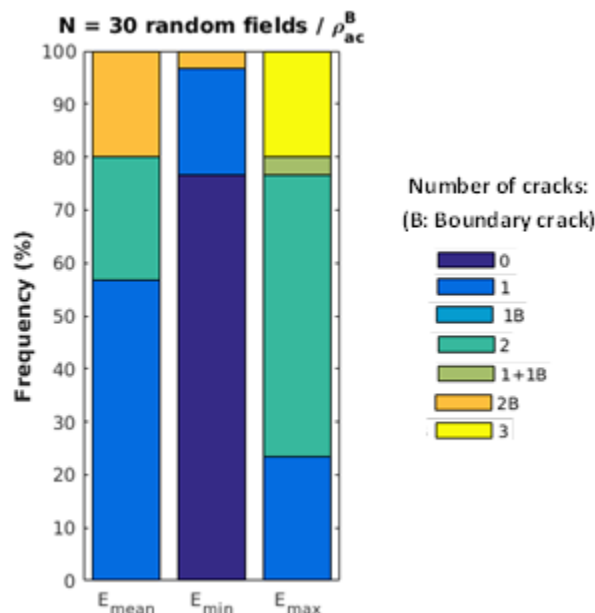


Figure 96. Effet combiné de la variabilité du module de Young et du champ aléatoire sur la fissuration du gousset à l'échelle du VSR

- Effets sur la fissuration long terme:** Dans l'étude de référence, il a été montré que le nombre de fissures au jeune âge reste le même pendant la phase opérationnelle et que les ouvertures de fissures après application de la précontrainte sont corrélées aux pertes de précontrainte et à l'endommagement observé au jeune âge. Afin de vérifier ces assertions (particulièrement la première – la deuxième étant théoriquement vraie) pour le domaine de variation défini dans la Table 31, une première analyse viscoélastique est menée pour quantifier les effets sur les pertes de précontrainte long terme. Un calcul viscoélastique endommageable est mené ensuite pour le paramètre induisant le plus de perte. Si l'hypothèse d'un nombre de fissures constant est vérifiée pour ce dernier, elle devrait l'être aussi pour le reste des paramètres. Les résultats obtenus sont présentés dans la Figure 97. Les paramètres influents sur l'amplitude des pertes de précontrainte (donc, sur le risque de réouverture/initiation de fissures) sont les mêmes que ceux identifiés pour la déformation différée du béton. Ce résultat est attendu car les pertes de précontrainte sont causées par ces dernières. Cependant, en termes de contribution à la variance de la contrainte de traction résiduelle (dans la direction tangentielle de fissuration au jeune âge), la précontrainte initiale ($I_{\sigma_{PREC}}^M = 38\%$) et la contrainte de pressurisation ($I_{\sigma_{PRES}}^M = 10\%$) s'ajoutent aux paramètres de séchage ($I_{C_{fw,0}}^M = 30\%$, $I_{\alpha_{ds}}^M = 14\%$, $I_B^M = 5\%$). En amplitude, la variation de $\pm 50\%$ des précontraintes initiales et efforts de pressurisation induisent au maximum une contrainte tangentielle résiduelle de traction de l'ordre de 1,3 MPa. Cette valeur reste bien inférieure au seuil d'endommagement du béton VerCoRs à l'échelle structurelle (étant données les domaines de variation des paramètres d'échelle dans la Table 31, la réduction de la résistance à la traction structurelle peut difficilement atteindre les 70 %). Ainsi, en l'absence de fissures de jeune âge, aucune fissuration ne devrait avoir lieu pendant la phase opérationnelle. En présence de fissures de jeune âge, les chances d'amorçage de nouvelles fissures restent faibles.

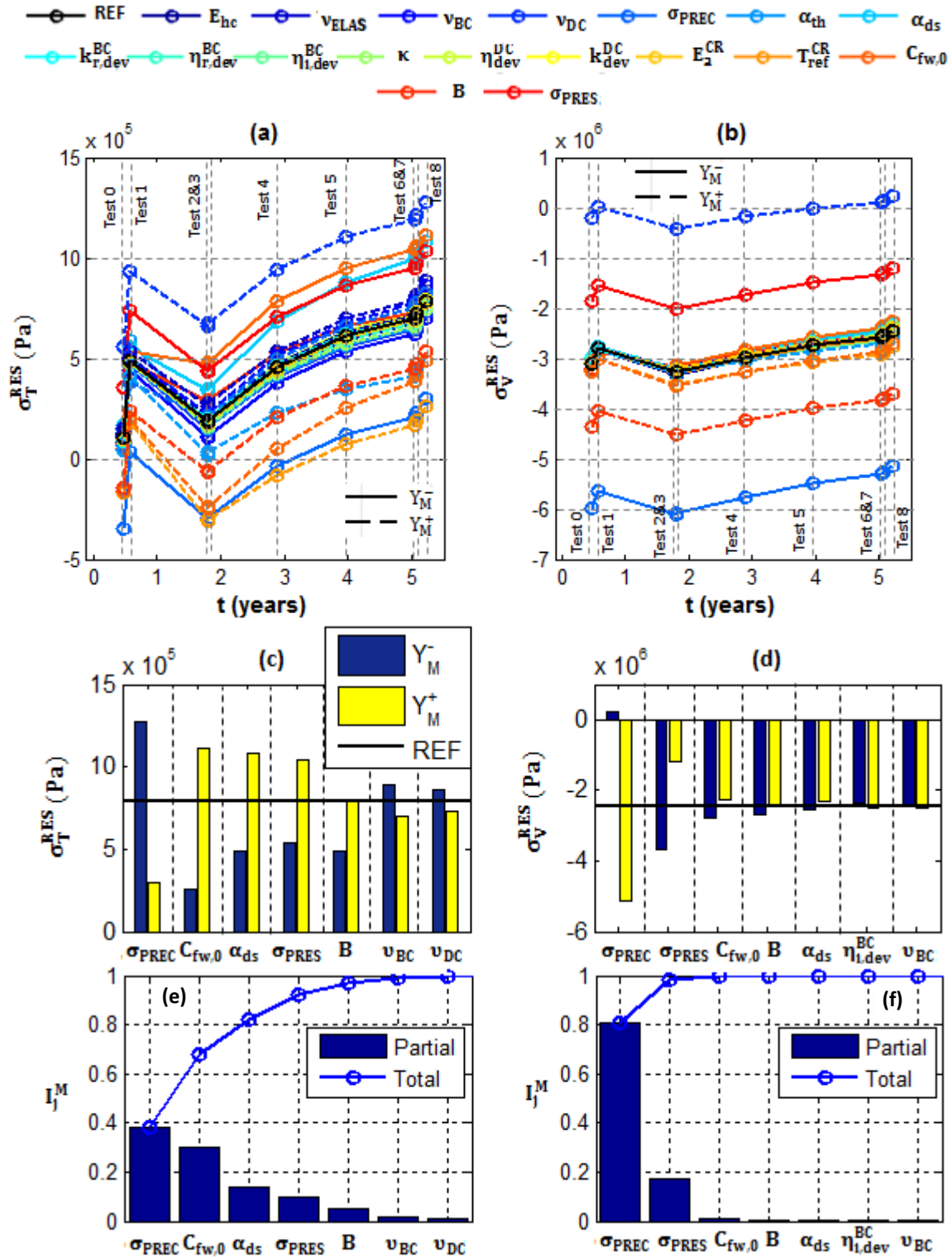


Figure 97. Analyse de sensibilité de la contrainte résiduelle dans le gousset VerCoRs à la variabilité des paramètres en entrée (a) Bornes inférieure et supérieure des profils de contrainte tangentielle résiduelle (en phase de pressurisation) par paramètre (b) Bornes inférieure et supérieure des profils de contrainte verticale résiduelle (en phase de pressurisation) par paramètre (c) Bornes inférieure et supérieure des profils de contrainte tangentielle résiduelle en fin de vie (d) Bornes inférieure et supérieure des profils de contrainte verticale résiduelle en fin de vie (e) Contribution des paramètres en entrée à la variance de la contrainte tangentielle résiduelle en fin de vie (f) Contribution des paramètres en entrée à la variance de la contrainte verticale résiduelle en fin de vie

Ce résultat a été vérifié par simulation numérique (cadre viscoélastique endommageable) dans les cas de 1 et 3 fissures au jeune âge. Dans la direction verticale, le béton reste principalement comprimé ce qui limite le risque d’initiation de fissures horizontales dans le volume.

4.6.3 Comparaison de la variabilité simulée et celle observée

Sur la maquette VeRCoRs, le suivi des déformations est mené pour 6 positions angulaires (Figure 71). La dispersion des mesures est présentée dans les Figure 98-Figure 99 et la Table 36.

4.6.3.1 Déformations au jeune âge

Sur le site de la maquette VeRCoRs, une variation de 30% est observée pour la déformation tangentielle et 20 % pour celle verticale (toutes positions confondues - Figure 98). Pour rappel, la chaleur d’hydratation et la capacité thermique ont été identifiées numériquement comme étant les plus influentes sur la déformation (et sur le pic de température) développée au jeune âge. La variation de 40 % de chacun de ces deux paramètres mène à une variation de 35 % dans la direction tangentielle et 23 % dans la direction verticale. La variabilité intrinsèque de (Q_{∞}, C^p) peut alors expliquer la variabilité de la déformation de jeune âge observée sur site. Toutefois, étant donné les coefficients de variation identifiés en se basant sur la variabilité sur site du pic de température $(CV_Q, CV_{C^p} \leq 10\%$ [66]), la contribution des deux paramètres ne seraient plus suffisante. En intégrant le paramètre κ (aussi influent bien que son sens au jeune âge reste à définir), les différents coefficients de variation vérifient [72] (notations dans [56]):

$$CV_{EXP}^{\varepsilon} \geq \sqrt{(CV_Q^{\varepsilon} CV_Q)^2 + (CV_{C^p}^{\varepsilon} CV_{C^p})^2 + (CV_{\kappa}^{\varepsilon} CV_{\kappa})^2} \quad [72]$$

CV_{EXP}^{ε} la variation du pic de déformation au jeune âge observée sur site (20 % – 30 %).

Finalement, la variabilité de la réponse sur site peut être expliquée par une combinaison des variabilités intrinsèques de la chaleur d’hydratation, de la capacité thermique et du paramètre κ au maximum égales à 8,5%, 7% et 30% respectivement (il est à noter que les 30% correspondent à une valeur extrapolée linéairement car supérieure au coefficient de variation appliqué sur κ).

4.6.3.2 Déformations différées

En termes d’efforts de précontrainte et de pressurisation, et en se basant sur les incréments de déformation observées sur site (24 valeurs aux capteurs G et F dans la Figure 71), les valeurs relevées sont différentes de celles définies par analyse 3D élastique (Figure 62) ; en particulier dans la direction tangentielle en phase de précontrainte (Table 37). Il semblerait, alors, que les effets de bridage sur site sont plus prononcés menant à une précontrainte moyenne de 0.5 MPa seulement (à la place de 2.1 MPa prédite par le modèle EF 3D de la maquette). Cette différence pourrait se justifier par la non-prise en compte des armatures passives inter-levée entre le gousset et le radier. Ces dernières devraient en principe mener à un bridage plus important. Le même effet est attendu en phase de pressurisation. Toutefois, sur site, cela n’est pas le cas. Ce contraste de bridage en compression et en traction peut être dû à la présence de fissures de jeune âge et d’endommagement

du béton au niveau de la reprise de bétonnage. Par conséquent, la rigidité structurale du gousset serait moins importante en traction qu'en compression.

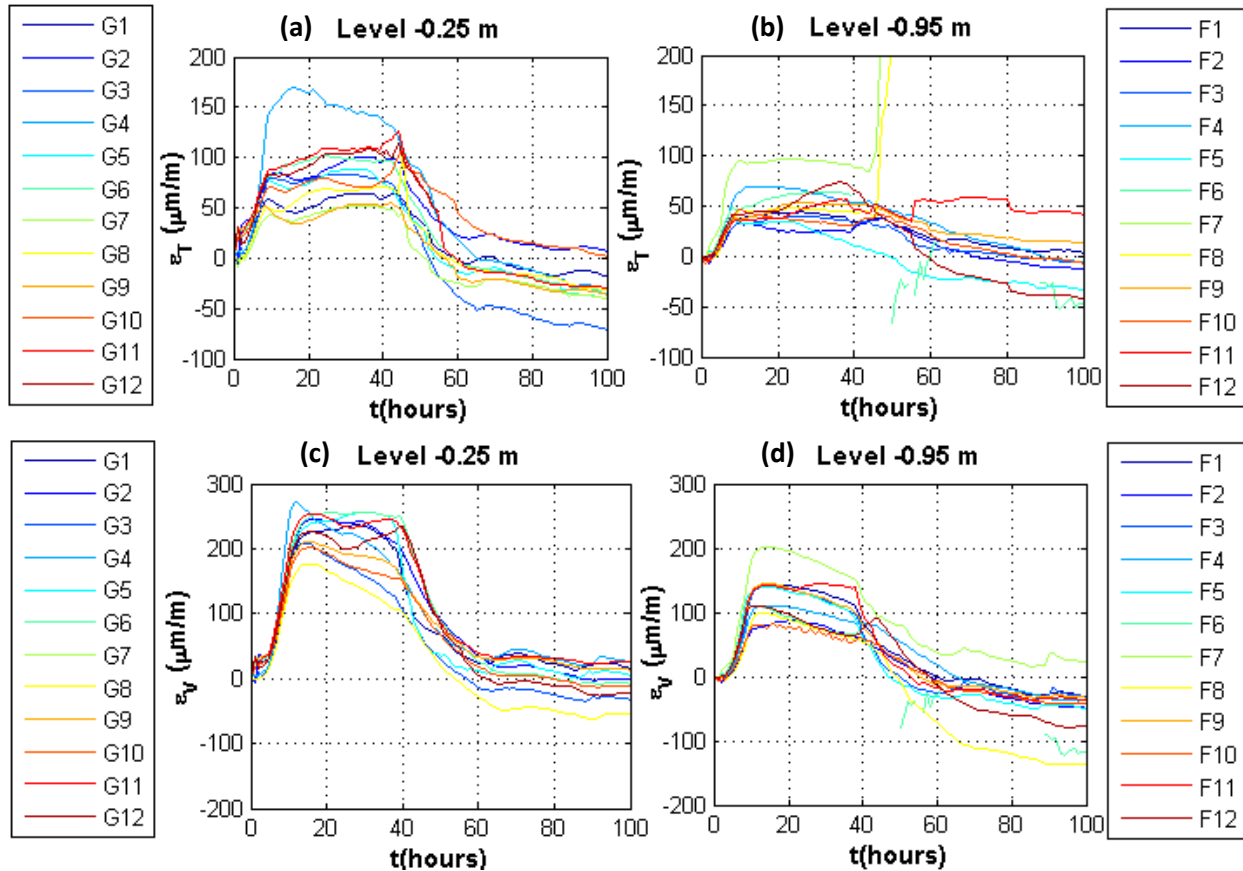


Figure 98. Variabilité spatiale de la déformation sur site au jeune âge (cas du gousset VeRCoRs)

(a) composante tangentielle au niveau -0.25 m (b) composante tangentielle au niveau -0.95 m (c) composante verticale au niveau -0.25 m (d) composante verticale au niveau -0.95 m

Table 37. Comparaison des valeurs de précontrainte et de pressurisation observées sur site et prédites par l'analyse 3D élastique de la maquette VeRCoRs

Gousset	NUM_3D	EXP*
σ_{PREC}^T	2.1 MPa±38 %	0.5 MPa±66%
σ_{PREC}^V	4.6 MPa±45 %	4.3 MPa±64%
σ_{PRES}^T	1 MPa±53 %	0.8 MPa±45%
σ_{PRES}^V	2.6 MPa±66 %	2.7 MPa±90%

*Contraintes reconstituées par analyse inverse des déformations observées (loi de Hookes – chargement bi-directionnel)

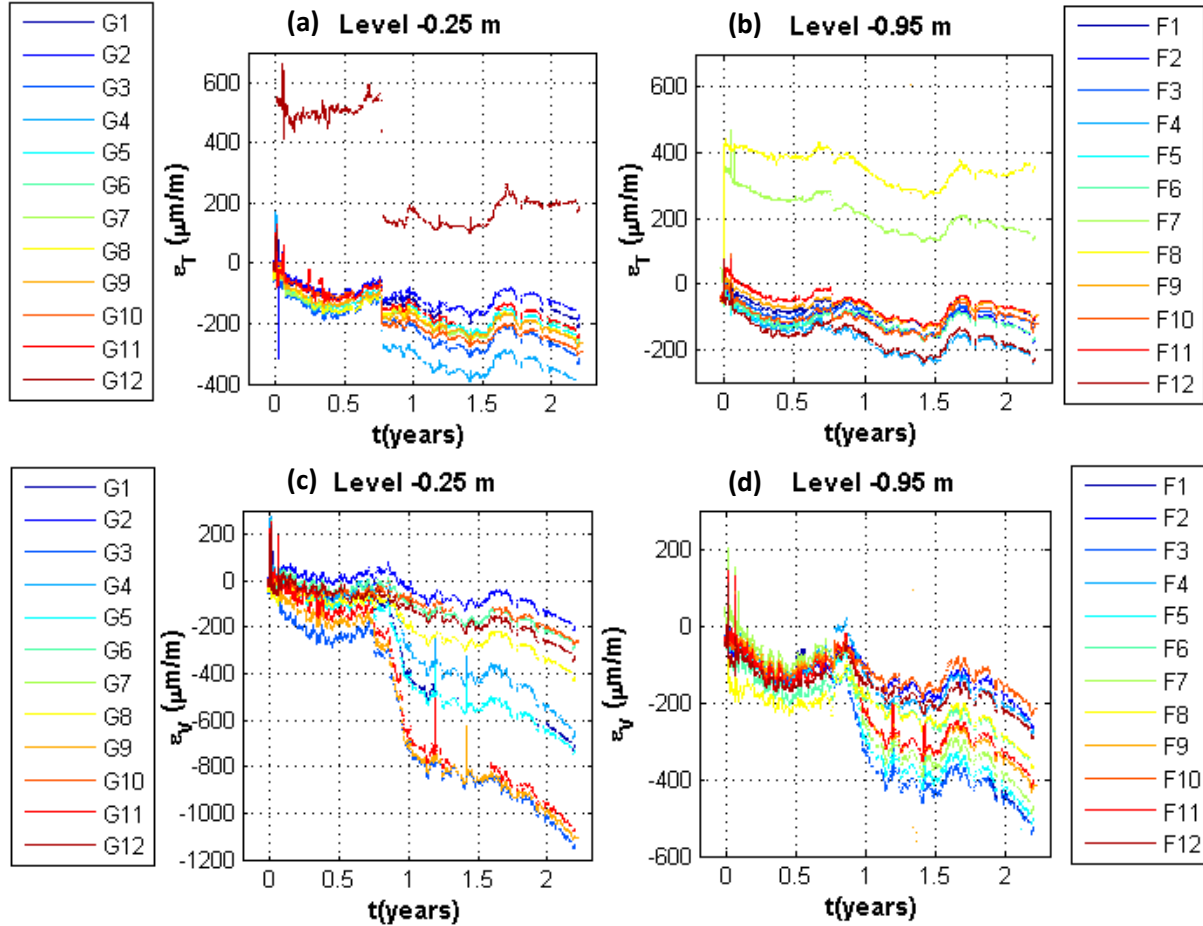


Figure 99. Variabilité spatiale de la déformation différée sur site (cas du gousset VeRCoRs)

(a) composante tangentielle au niveau -0.25 m (b) composante tangentielle au niveau -0.95 m (c) composante verticale au niveau -0.25 m (d) composante verticale au niveau -0.95m

Sur la maquette VeRCoRs, à son âge actuel, une variation de 70% est observée pour la composante tangentielle et 60 % pour celle verticale (toutes positions confondues - Figure 99). Pour rappel, la teneur en eau initiale, le paramètre de diffusivité B , le coefficient de retrait de dessiccation et la précontrainte initiale ont été identifiés numériquement comme les plus influents vis-à-vis de la déformation différée du béton. Au vu des résultats numériques dans la Figure 92c-d, la variation de la déformation induite par chaque paramètre à la fois ne suffit pas pour justifier l'amplitude des écarts observés sur site. Il s'agit donc d'effets combinés de tous les paramètres précédents ou de coefficients de variation supérieurs sur site que ceux considérés dans la Table 31 auquel cas les différents coefficients de variation vérifient [73] (notations dans [56]):

$$CV_{EXP}^{\varepsilon} \geq \sqrt{\left(\overline{CV_{C_{fw,0}}^{\varepsilon}} CV_{C_{fw,0}} \right)^2 + \left(\overline{CV_B^{\varepsilon}} CV_B \right)^2 + \left(\overline{CV_{\alpha_{ds}}^{\varepsilon}} CV_{\alpha_{ds}} \right)^2 + \left(\overline{CV_{\sigma_{PREC}}^{\varepsilon}} CV_{\sigma_{PREC}} \right)^2} \quad [73]$$

CV_{EXP}^{ε} la variation de la déformation différée observée sur site (60 % - 70 %).

Par extrapolation, les variabilités maximales des paramètre influents vérifient: $CV_{C_{fw,0}} \leq 63\%$ – $CV_B \leq 35\%$ – $CV_{\alpha_{ds}} \leq 30\%$ – $CV_{\sigma} \leq 48\%$.

4.6.3.3 Profils de fissuration

Sur le site de la maquette VeRCoRs, les modes de fissuration – ramenés à l'échelle du VSR de 15° – observés au niveau du gousset varient entre 0 et 3 fissures par VSR (Figure 88). L'utilisation de 30 réalisations de champ aléatoire, et indépendamment de la corrélation spatiale appliquée, a permis d'en identifier deux (1 et 2 fissures par VSR). Il est possible qu'en augmentant le nombre de réalisations, les modes (0 et 3 fissures par VSR) puissent être identifiés mais cela représenterait un coût numérique important limitant la faisabilité de telles analyses dans le cas général des structures massives. La prise en compte de la variabilité intrinsèque des propriétés moyennes (particulièrement, une variabilité de 50 % sur l'écart-type équivalente à une variation de 25 % sur la résistance à la traction structurale dans la Table 38) a bien permis d'encadrer les modes de fissuration du gousset (entre 0 et 3 fissures par VSR).

Table 38. Analyse comparative des effets des paramètres en entrées sur le nombre de fissures de jeune âge par VSR (en termes de fréquences par mode de fissuration)

Nombre de fissures par VSR	EXP				NUM										
	Ep. 40 cm		Ep. 60 cm		30 CA				1 CA				30 CA		
	I	E	I	E	ρ_{ac}^0	ρ_{ac}^A	ρ_{ac}^B	ρ_{ac}^C	$\sigma_{Rt} \pm 50\%$	$\alpha_{th} \pm 10\%$	$\eta_{r,dev}^{BC} \pm 20\%$	$E, R_{t,ref}, \alpha_{es} (\pm 10\%)$ $D_c (\pm 50\%)$ $C^P (\pm 40\%)$	ρ_{ac}^B E -10%	ρ_{ac}^B E +10%	
0	34	45	58	45	0	0	0	0	oui	non	non	non	75	0	
1	41	36	29	35	43	50	56	31				oui	oui	oui	18
2	17	17	9	14	57	50	44	69		oui	oui	oui	7	56	
3	8	2	4	6	0	0	0	0		oui	oui	oui	0	22	

Oui=mode possible /non=mode non identifié - I=Intrados / E=Extrados

4.6.4 Conclusions partielles

Au jeune âge, les caractéristiques thermiques du béton (chaleur d'hydratation et capacité thermique) sont les principaux facteurs influençant la déformation moyenne développée. Par ailleurs, en termes de nombre de fissures par VSR (donnée la plus importante en vue du calcul de fuite), les facteurs influents sont principalement les paramètres de retrait (coefficients de retrait endogène et thermique), ceux de la loi d'échelle (résistance à la traction, module de Weibull, module de Young) et les propriétés du champ aléatoire (principalement la fonction d'autocorrélation spatiale). Particulièrement, en l'absence de mesures des propriétés de la variabilité spatiale et en présence d'armatures modélisées par des EF 1D, le choix par défaut d'une fonction Gaussienne et d'une échelle de fluctuation métrique semble être un bon compromis pour introduire une hétérogénéité supérieure à celle déterministe (condition nécessaire pour accéder à des modes de fissuration aléatoires).

Sur le long terme, le séchage et l'état de précontrainte initiale sont les facteurs les plus influents vis-à-vis de la déformation différée du béton. Cette influence est représentée principalement par la variabilité de la teneur en eau initiale en fin d'hydratation (effet de jeune âge), du paramètre de diffusivité B, du coefficient de retrait de dessiccation et de la précontrainte effective dans le volume. Ces mêmes paramètres définissent aussi la réouverture de fissures de jeune âge pendant la phase de pressurisation.

Par la suite, et en vue de l'analyse de sensibilité des taux de fuite, les scénarios suivants sont étudiés :

- Pour le mode de Poiseuille : 0 à 3 fissures de jeune âge par VSR tenant compte de la variabilité des paramètres influents sur les ouvertures de fissures pendant la phase opérationnelle ($C_{fw,0}, B, \alpha_{ds}, \sigma_{PREC}, \sigma_{PRES}$). Cela permet de quantifier les effets des différents paramètres dans la Figure 95a-c et les effets de la corrélation spatiale (Table 38) sur le débit de fuite obtenu à l'échelle du VSR du gousset.
- Pour le mode de Darcy : seule la variabilité des paramètres ($C_{fw,0}, B$) définissant le taux de saturation du béton sera considérée (en plus de la variabilité des paramètres de fuite).

Les paramètres restants du problème mécanique sont considérés constants en acceptant des erreurs relatives inférieures aux valeurs mentionnées dans la Table 31.

4.7 Analyse de sensibilité du taux de fuite global

Dans cette partie, les débits de fuite selon les modes de Poiseuille et Darcy sont analysés de manière indépendante à l'échelle des VSRs de VeRCoRs (Figure 69). Le passage de l'échelle du VSR à l'échelle de la structure VeRCoRs est établi en faisant les hypothèses suivantes :

- Seul le gousset représente un risque important de fissuration au jeune âge. Le débit de fuite global (superposition des débits à travers les fissures démontrée numériquement dans [Bouhjiti et al., 2018h]) à travers les fissures du gousset s'écrit [74]:

$$Q_p^{VeRCoRs} = Q_p^{GOUSSET} = \sum_{i=1}^{24} N_{ck,i} * Q_p^{GOUSSETVSR}(N_{ck} = 1, C_{fw,0}, B, \alpha_{ds}, \sigma_{PREC}, \sigma_{PRES}, \alpha_w, \beta_w, \alpha, \beta) \quad [74]$$

$Q_p^{GOUSSETVSR}$ le débit de fuite associé au mode Poiseuille par VSR avec une fissure de jeune âge, $N_{ck,i}$ le nombre de fissures pour le $i^{ème}$ VSR.

- Le débit de fuite global à travers la masse du béton dans la maquette VeRCoRs est la somme des débits à travers ses VSRs constituants [75]:

$$\begin{aligned} Q_d^{VeRCoRs} &= Q_d^{GOUSSET} + Q_d^{MUR} + Q_d^{TAM} + Q_d^{DOME} \\ Q_d^{GOUSSET} &= 24 * Q_d^{GOUSSETVSR}(C_{fw,0}, B, k_0, \beta_K, c) \\ Q_d^{MUR} &= 268 * Q_d^{MURVSR}(C_{fw,0}, B, k_0, \beta_K, c) \\ Q_d^{TAM} &= 4 * Q_d^{TAMVSR}(C_{fw,0}, B, k_0, \beta_K, c) \\ Q_d^{DOME} &= 24 * Q_d^{DOMEVSR}(C_{fw,0}, B, k_0, \beta_K, c) \end{aligned} \quad [75]$$

$Q_d^{GOUSSETVSR}$ le débit de fuite associé au mode Darcy par VSR de 15° du gousset, Q_d^{MURVSR} le débit de fuite associé au mode Darcy par VSR de 15° de la jupe, Q_d^{TAMVSR} le débit de fuite associé au mode de Darcy par VSR (1/4 du TAM), $Q_d^{DOMEVSR}$ le débit de fuite associé au mode Darcy par VSR de 15° du dôme.

- Le principe de superposition est supposé applicable à l'échelle structurelle [76], à savoir :

$$Q^{\text{VeRCoRs}} = Q_d^{\text{VeRCoRs}} + Q_p^{\text{VeRCoRs}} \quad [76]$$

Afin de pouvoir comparer les résultats numériques aux mesures sur site, les débits mesurés à travers les lignes de porosité et les défauts ponctuels sont soustraits du débit global (la validité d'une telle identification est analysée dans la section 4.7.1). Dans le modèle utilisé, le niveau d'endommagement reste faible au niveau des reprises (gousset-radier) ce qui suggérerait que l'augmentation des perméabilités des joints par rapport au volume n'est pas uniquement d'origine mécanique. Cependant, il faut souligner que le modèle d'endommagement utilisé (isotrope) n'est pas le plus pertinent à ce niveau ; des lois orthotropes ou de type Mohr-Coulomb seraient en effet mieux adaptées (se référer aux travaux de [El Merabi, 2018]). Aussi, faut-il mentionner que les études du comportement hydro-mécanique des reprises de bétonnage sont très peu nombreuses dans la littérature. L'évolution des débits à travers les singularités hors fissures de jeune âge est un axe de recherche à part non abordé dans ce travail.

Les résultats sont présentés en Normo m^3/h ; c'est-à-dire en débit volumique rapporté à une température ambiante de 20°C et une pression atmosphérique (1 bar).

4.7.1 Calcul de référence

- **Fuite à travers les fissures du gousset :** Le profil de fissuration par VSR étant dépendant de la réalisation du champ aléatoire, le débit de fuite à travers les fissures l'est aussi. Afin de tenir compte de cet aspect, les résultats numériques sont directement ramenés à l'échelle du volume structurel en utilisant l'équation [74] et conformément aux fréquences de chaque mode de fissuration (Table 38) :

$$Q_p^{\text{GOUSSET}} = \sum_{i=1}^{12} f_i * i * Q_{p, N_{ck}=i}^{\text{GOUSSETVSR}} (C_{fw,0}, B, \alpha_{ds}, \sigma_{\text{PREC}}, \sigma_{\text{PRES}}, \alpha_w, \beta_w, \alpha, \beta) \quad [77]$$

$Q_{p, N_{ck}=i}^{\text{GOUSSETVSR}}$ le débit de fuite associé au mode Poiseuille par VSR de 15° du gousset avec i fissure de jeune âge, f_i la fréquence associé au mode $N_{ck} = i$.

Dans cette partie, la configuration de référence correspond aux calculs avec les propriétés matériau moyennes dans les Table 31 et Table 32. Pour les conditions mécaniques aux bords, les valeurs de précontrainte et de pressurisation utilisées sont celles mentionnées dans la Table 37 à partir des observations sur site (les valeurs issues du calcul 3D de la maquette surestiment la précontrainte et empêchent la réouverture des fissures de jeune âge pendant toute la durée de vie de VeRCoRs). Les résultats obtenus sont présentés dans la Figure 100. Comparés aux mesures sur site, le modèle sous-estime largement le débit de fuite à travers les fissures de gousset et ce indépendamment de la stratégie d'estimation de leur nombre au jeune âge (Figure 100a-c). Il est important de rappeler que, en réalité, les ouvertures de fissure sont variables d'un VSR à l'autre du fait des hétérogénéités de chargements dans le volume (précontrainte initiale, pressurisation, pertes différées, etc.). Ces écarts peuvent être réduits en corrigeant les entrées du modèle de manière déterministe. Néanmoins, cela

n'assure pas forcément une prévision fiable des résultats futurs car nombreux sont les paramètres à l'origine des écarts observés entre les résultats du modèle et les mesures (ce qui justifie l'analyse de sensibilité dans le paragraphe suivant). Cela démontre qu'un cadre déterministe n'est pas adapté à la modélisation de la fissuration ou de la fuite. En particulier, et au vu des résultats dans la Figure 100b, il est crucial, pour une prévision fiable de la fuite, d'estimer correctement les fréquences associées aux différents modes de fissuration au jeune âge. Cela sous-entend une bonne caractérisation de la variabilité spatiale et la prise en compte de la variabilité intrinsèque des paramètres influents. Dans la Figure 100b, l'erreur de débit associée à la corrélation spatiale est de 7%, celle associée à l'identification des fissures traversantes sur site est de 25 % (pour rappel, les observations sur site ne sont que superficielles – les chemins de fuite réels restent inconnus) et celle associée à la variabilité spatiale combinée à l'erreur sur la moyenne du module de Young est de 72%. Les résultats présentés dans la Figure 100b montrent aussi le rôle important de la température comme accélérateur du vieillissement et de la perte d'étanchéité (évolution importante du débit entre le deuxième et troisième essai de pressurisation). Son effet reste toutefois moins important que les effets des paramètres de séchage et de retrait.

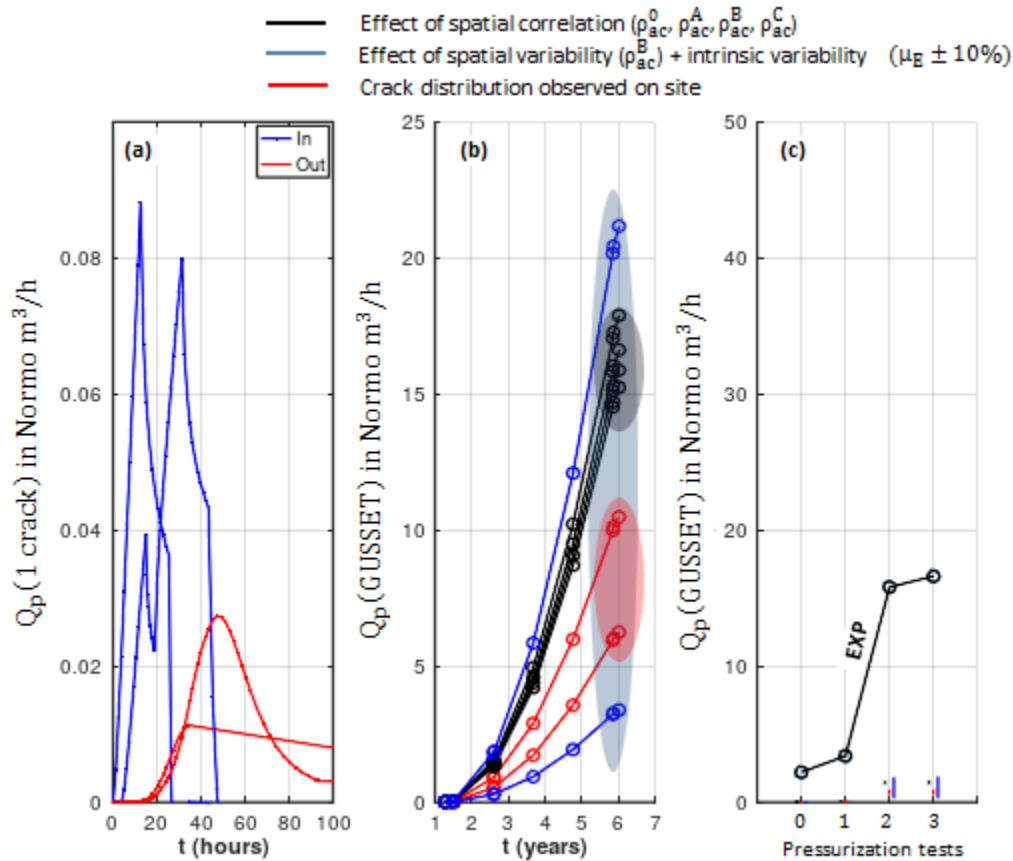


Figure 100. Débit de fuite à travers les fissures du gousset VerCoRs

(a) Taux de fuite entrant et sortant niveau d'une fissure (test 0&1) (b) Evolution des taux de fuite sortants à l'échelle du gousset en fonction des modes de fissuration identifiés au jeune âge (c) Comparaison des calculs numériques prédictifs et observations sur site.

- **Fuite à travers la masse du béton VeRCoRs :** Les résultats des calculs menés (valeurs de référence dans les Table 27 et Table 32) sont présentés dans la Figure 101. Qualitativement, les contributions de la jupe et du dôme au débit de fuite global sont les plus importantes (à 50 % chacune en fin de vie dans la Figure 101b). Cela s'explique par la grande surface débitante du mur de confinement et par la faible épaisseur du dôme. En revanche, du fait, de leurs petites surfaces débitantes et leur épaisseurs relativement plus importantes, les contributions du gousset et du TAM restent négligeables. Le même effet de température observé pour les débits de fuite à travers les fissures est présent dans le cas du débit de Darcy (évolution importante du débit entre le deuxième et le troisième essai de pressurisation). Quantitativement, pour le premier essai de pressurisation, et de manière prédictive, le résultat numérique et la mesure sur site correspondent parfaitement (à 1 Normo m³/h près). Cependant, pour les essais suivants, le modèle surestime les débits de masse (pour le quatrième essai, le débit simulé est 4 fois supérieur à celui observé). Toutefois, l'évolution des débits de fuite expérimentaux est pour le moins surprenante. En effet, leur décroissance dans le temps est physiquement incompréhensible. Cela remet en question la méthodologie de définition du débit de Darcy (non mesurable directement sur site) par soustraction des débits localisés des taux de fuite globaux et aussi la précision des mesures de débits localisés :

- Sur site, les mesures locales se font par des boîtes collectrices de débit. Ces dernières sont de dimensions décimétriques. Cela signifie que la mesure de débit de fissures ou de lignes de porosité dont la taille dépasse cette échelle nécessite de déplacer la boîte afin de couvrir toute la zone de mesure. L'incertitude associée inclut, dans ce cas, le risque de recouvrance, la perturbation du débit sortant par obstruction de la sortie et la contribution de l'écoulement à travers la masse proche de la singularité.

- Bien que la précision des mesures locales soit relativement faible (0.003 Normo m³/h)³⁰, le fait qu'il y en ait plusieurs (près de 300 sur VeRCoRs) fait que, par cumul d'incertitudes, l'erreur sur le débit de Darcy soit non négligeable (0.9 Normo m³/h). Néanmoins, cette erreur à elle seule ne justifie pas les écarts observés entre simulation et mesures expérimentales.

Aussi, ayant démontré que le séchage est la force motrice des pertes de précontrainte et de la perte de perméabilité à l'air sec, il serait difficile d'envisager des évolutions différentes des débits à travers les fissures et à travers la masse. En effet, les deux cinétiques devraient en principe être corrélées positivement.

- **Fuite totale de la maquette VeRCoRs :** Par superposition des débits, et en intégrant *a posteriori* les débits localisés au niveau des reprises et défauts ponctuels, les résultats prédictifs des débits de fuite globaux VeRCoRs sont présentés dans la Table 39. Globalement, le calcul de référence sous-estime le débit de Poiseuille à court terme et surestime le débit de Darcy à long terme. Afin d'identifier les paramètres affectant le plus la réponse du modèle hydraulique (de fuite), une analyse de sensibilité est menée ci-après en vue d'une correction des paramètres en entrée et un calibrage *a posteriori* du modèle de fuite.

³⁰ En réalité, l'incertitude de mesure associée aux Boîtes Collectrices de Fuite (BCF dans la Figure 13) et selon le débitmètre utilisé peut atteindre 0.2 Normo m³/h ! La mesure précise des débits de fuite localisés à l'échelle structurale représente toujours un challenge technique à relever.

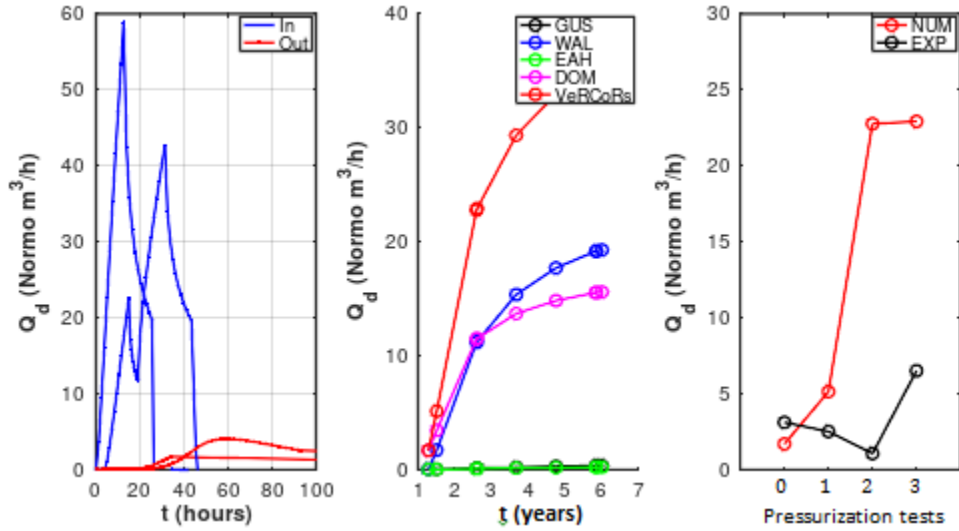


Figure 101. (a) Taux de fuite entrant et sortant au niveau de la maquette VeRCoRs (test 0&1) (b) Evolution des taux de fuite de Darcy sortant à l'échelle de la maquette VeRCoRs (c) Comparaison des calculs numériques prédictifs et observations sur site.

Table 39. Comparaison des résultats numériques et expérimentaux des débits de fuite de la maquette VeRCoRs

		EXP	NUM (PREDICITIF)		
			Variabilité spatiale	Variabilité spatiale + intrinsèque	Distribution des fissures sur site
Débit de Poiseuille	Test 0	2.20	0	0	0
	Test 1	3.40	0	0	0
	Test 2	15.8	1.30-1.54	0.29-1.82	0.54-0.90
	Test 3	16.6	1.34-1.57	0.30-1.86	0.56-0.93
Débit de Darcy	Test 0	3.10	1.60		
	Test 1	2.50	5.20		
	Test 2	1.05	22.8		
	Test 3	6.50	23.1		
Débit de Darcy et de Poiseuille	Test 0	5.30	1.60	1.60	1.60
	Test 1	5.90	5.20	5.20	5.20
	Test 2	16.8	24.1-24.3	23.1-24.6	23.3-23.7
	Test 3	23.1	24.4-24.6	23.4-24.9	23.6-24.1
Débit de reprises et défauts ponctuels (mesures sur site)	Test 0	2.40			
	Test 1	3.60			
	Test 2	12.7			
	Test 3	8.20			
Débit total	Test 0	7.70	4.	4.	4.
	Test 1	9.50	8.80	8.80	8.80
	Test 2	29.6	36.8-37.1	35.8-37.3	36-36.4
	Test 3	31.3	32.6-32.8	31.6-32.1	31.8-32.3

4.7.2 Effet de la variabilité des paramètres en entrée

La sensibilité de la réponse hydraulique à la variabilité des paramètres en entrée (Table 32 en plus des paramètres THM les plus influents) peut être représentée par le débit de fuite sortant en fin de

vie. Cependant, et dans le but de justifier les écarts observés entre résultats numériques et mesures disponibles, dans cette partie, les résultats de l'analyse de sensibilité sont présentés pour le débit de fuite lors du quatrième essai de pressurisation.

- **Sensibilité du débit de Poiseuille** : Pour ce calcul, le nombre de fissures du gousset est fixé en se basant sur les observations sur site (au maximum 1 fissure de jeune âge par 15° d'espacement). Les résultats obtenus (indices de sensibilité définis dans [56]) sont présentés dans la Figure 102.

Les paramètres les plus influents sur le débit de fuite à travers les fissures de jeune âge sont (Figure 102c) principalement l'état de contrainte définissant le taux d'ouverture des fissures ($I_{\sigma_{PRES}}^F = 95\%$) et la teneur en eau initiale définissant l'évolution du séchage et des pertes différées de précontrainte ($I_{C_{fw,0}}^F = 02\%$). Les effets des autres paramètres de fuite restent relativement faibles. Toutefois, il faut souligner que les effets de rugosité ont, en principe, une influence non négligeable sur le débit de Poiseuille. Dans cette analyse, cela n'est pas visible car les débits de Poiseuille de référence sont faibles (faibles ouvertures de fissures). Quant aux paramètres (k_0, α, β) , leur contribution à la variance du débit de Poiseuille est faible car ces paramètres n'interviennent que pour définir une perméabilité résiduelle non nulle dans les zones endommagées. Cette dernière reste bien évidemment négligeable devant celle de Poiseuille et n'affecte pas les débits atteints en fin de palier de pressurisation.

Ainsi, les efforts de calage du modèle de fuite devraient principalement porter sur la distribution des contraintes résiduelles de traction ($\langle \sigma_{PRES} + \sigma_{PREC} \rangle_+$). Dans la Table 37, ces éléments ont été estimés à partir de mesures sur site. Toutefois, la représentativité de ces mesures du comportement global du gousset reste discutable (section 3.4.3). Quant aux paramètres hydriques, une variation de 20% est insuffisante pour expliquer les écarts observés entre mesures et résultats numériques. Vu leurs faibles contribution à la variance globale du débit de fuite VeRCoRs, un calage découplé des débits de Poiseuille et de Darcy peut être envisagé.

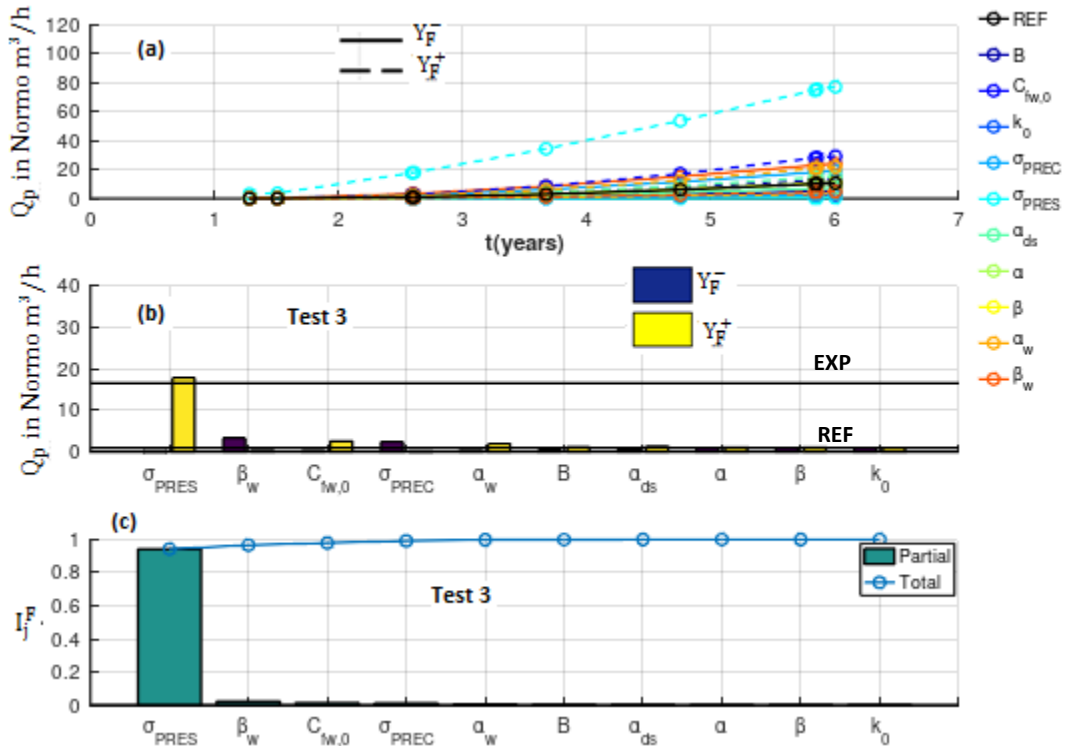


Figure 102. Analyse de sensibilité du débit de fuite à travers les fissures à la variabilité des paramètres en entrée $Y_F^- \leq Y_F \leq Y_F^+$
 (a) Bornes inférieure et supérieure du débit de fuite à travers les fissures du gousset VeRCoRs (b) Bornes inférieure et supérieure du débit de fuite par paramètre (Quatrième essai de pressurisation) (c) Contribution des paramètres en entrée à la variance du débit de fuite de Poiseuille

- Sensibilité du débit de Darcy :** Les résultats présentés (indices de sensibilité définis dans [56]) dans la Figure 103 portent sur le débit de fuite à travers l'ensemble de la maquette VeRCoRs (en l'absence de fissures et de singularités). Comme attendu (Figure 103c), le débit de fuite de Darcy est principalement affecté par le taux de saturation du béton et par sa perméabilité intrinsèque ($I_{k_0}^F = 34 \%$, $I_B^F = 30 \%$, $I_{C_{fw,0}}^F = 30 \%$). L'effet Klinkenberg est aussi influent, mais de façon moindre ($I_{\beta_k}^F = 08 \%$); son effet sur la perméabilité apparente du volume à l'air est moins importante que celle de la perméabilité intrinsèque. En termes d'écart entre mesures et résultats numériques, cela peut être dû à une erreur cumulée sur tous les paramètres précédents en entrée. Cependant, il faut rappeler que toute correction des propriétés hydriques affecterait aussi la réponse mécanique (particulièrement les déformations différées et secondairement le débit de fuite à travers les fissures de jeune âge). Ainsi, il serait préférable (afin de découpler le calage des paramètres en entrée des différents étages THM-F) de porter un effort de calage sur les propriétés de fuite. En particulier, il semble qu'une réduction de la perméabilité intrinsèque de 50 % permet de retrouver les bons débits de Darcy au quatrième essai de pressurisation (Figure 103b). Ce résultat est à relativiser par rapport à la précision des valeurs du débit de Darcy observée sur site.

En se basant sur cette analyse, une correction des paramètres en entrée (réduction de 50 % de la perméabilité intrinsèque et augmentation de 50% de la contrainte de pressurisation) est proposée de telle sorte à retrouver les débits observés sur site. Etant calées sur les dernières mesures

disponibles (4^{ème} essai de pressurisation) seulement, les estimations numériques pour les essais antérieurs sont sous-estimées (Table 40). Cet aspect peut être dû à une évolution probable des états de bridage dans le temps (effet de vieillissement sur le comportement des reprises) et aussi à l'effet combiné des incertitudes associées aux différents paramètres influents. Donc, cette correction proposée n'est fournie qu'à titre illustratif des effets des deux paramètres recalés sur le débit de fuite global. En effet, un calcul déterministe ne peut pas être descriptif d'un comportement aléatoire comme la fissuration ou l'étanchéité. Cela est d'autant plus vrai quand l'objectif est de mener des estimations prédictives en phase de conception.

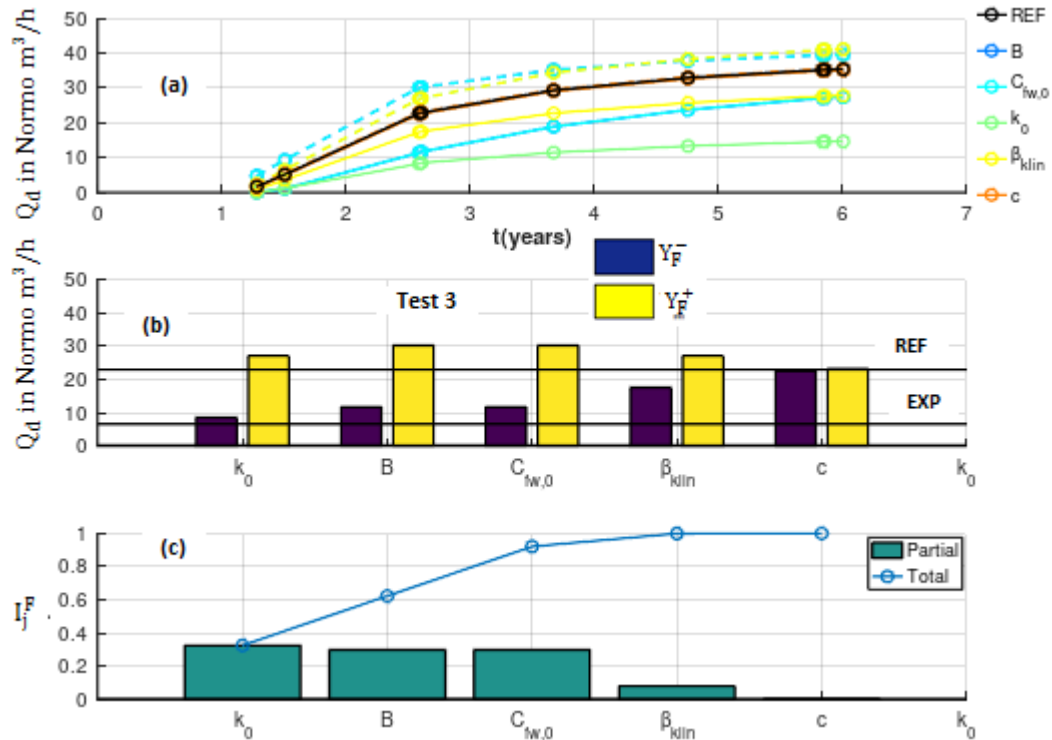


Figure 103. Analyse de sensibilité du débit de fuite de Darcy à la variabilité des paramètres en entrée $Y_F^- \leq Y_F \leq Y_F^+$
 (a) Borne inférieure et supérieure du débit de fuite à travers la masse du béton VerCoRs (b) Borne inférieure et supérieure du débit de fuite par paramètre (Quatrième essai de pressurisation) (c) Contribution des paramètres en entrée à la variance du débit de fuite de Darcy.

4.7.3 Conclusions partielles

L'étanchéité du béton est fortement impactée par l'état de fissuration au jeune âge et par les conditions aux bords hydromécaniques appliquées :

- Pour le mode de Poiseuille, les effets de la variabilité spatiale et intrinsèque du module de Young au jeune âge peuvent induire une erreur supérieure à 70 % sur le débit de fuite à travers les fissures. Cela est principalement dû à la variabilité des fréquences des modes de fissuration. A l'échelle des fissures, le débit sortant est principalement dépendant de la précontrainte initiale et la contrainte de pressurisation effectives et locales. La variabilité de 50 % de ces deux dernières grandeurs induit une variation du débit résultant pouvant atteindre les 70 %. L'effet des paramètres de séchage est relativement moins important. Toutefois, l'estimation de leur variabilité sur site est

particulièrement difficile (surtout lors de la phase de pressurisation) par manque d’information et de connaissances sur les effets de bridages aux reprises de bétonnage.

- Pour le mode de Darcy, les paramètres de séchage – bien que leur variabilité soit inférieure à celle des paramètres de fuite - ont autant d’influence sur la variance du débit à travers la masse du béton que la perméabilité intrinsèque et l’effet Klinkenberg. Ce niveau d’incertitudes ne peut être réduit que si la variabilité de la réponse hydrique aux paramètres de séchage a été mesurée correctement (de manière directe par mesure des taux de saturation sur site ou indirecte via l’analyse des déformations différées du béton).

Table 40. Comparaison des résultats numériques prédictifs corrigés et expérimentaux des débits de fuite de la maquette VeRCoRs

		EXP	NUM (PREDICITIF)	NUM (CORRIGE)
		Distribution des fissures sur site		
Débit de Poiseuille	Test 0	2.20	0	1.8-2.9
	Test 1	3.40	0	2.1-3.5
	Test 2	15.8	2.02-3.31	10.4-17.3
	Test 3	16.6	2.1-3.34	10.9-17.7
Débit de Darcy	Test 0	3.10	1.60	0.5
	Test 1	2.50	5.20	1.20
	Test 2	1.05	22.8	8.20
	Test 3	6.50	23.1	8.50
Débit de Darcy et de Poiseuille	Test 0	5.30	2.23	2.3-3.4
	Test 1	5.90	6.29	3.30-4.70
	Test 2	16.8	24.8-26.1	18.6-25.5
	Test 3	23.1	25.2-26.4	19.4-26.2
Débit de reprises et défauts ponctuels (mesures sur site)	Test 0	2.40		
	Test 1	3.60		
	Test 2	12.7		
	Test 3	8.20		
Débit total	Test 0	7.70	4.63	4.7-5.8
	Test 1	9.50	9.89	6.90-8.30
	Test 2	29.6	37.5-38.8	31.3-38.2
	Test 3	31.3	33.4-34.6	27.6-34.4

4.8 Conclusions

Ce chapitre a porté sur l’analyse de sensibilité de la réponse THM-F (Figure 44) de la maquette VeRCoRs à la variabilité des différents paramètres en entrée identifiés dans le chapitre 3. Au final, l’analyse numérique de variance et l’analyse expérimentale de la variabilité des mesures sur site ont permis de tirer les conclusions suivantes (voir les sections 4.4.4, 4.5.3, 4.6.4 et 4.7.2) :

- Le comportement thermique du béton en phase d’hydratation est principalement affecté par les variabilités intrinsèques de la chaleur d’hydratation et de la capacité thermique. Les conditions de cure ont aussi un effet sur le gradient thermique temporel mais leur effet est relativement moins important.
- Le comportement hydrique du béton est principalement affecté par la variabilité de la teneur en eau initiale avant séchage. Cette dernière est l’eau libre restante en fin d’hydratation. Sa

variabilité représente donc les effets non-négligeables de jeune âge sur le comportement hydrique différé. Le séchage est aussi fortement impacté par la variabilité des propriétés de diffusion du béton.

- Au jeune âge, la variabilité du comportement thermique est le facteur le plus influent sur les déformations développées. La variabilité intrinsèque des propriétés viscoélastiques a relativement moins d'effet. Sur le long terme, les déformations différées sont principalement pilotées par la cinétique de séchage du béton et les conditions mécaniques aux bords de précontrainte et de pressurisation. La variabilité intrinsèque des propriétés viscoélastiques a relativement moins d'effet.
- Le risque de fissuration des grands ouvrages précontraints est particulièrement important au jeune âge. Après l'application de précontrainte, la multi fissuration du béton est difficilement réalisable (à condition d'avoir bien dimensionné la précontrainte). Correspondant à une réponse locale, les paramètres influant sur les profils de fissuration au jeune âge sont nombreux (variabilité intrinsèque des paramètres thermiques, viscoélastiques, des retraits des effets d'échelle et les propriétés de la variabilité spatiale). Toutefois, seuls les paramètres d'échelle (particulièrement la résistance à la traction structurelle) et les effets de retrait ont une influence comparable ou supérieure à celle de la variabilité spatiale du module de Young. Dans le chapitre suivant, cette conclusion est exploitée pour proposer des méthodes alternatives aux champs aléatoires afin d'accéder aux fréquences des modes de fissuration à coût numérique réduit. L'évolution des profils de fissuration sur le long terme correspond principalement à l'accroissement des ouvertures de fissure (nombre constant) par pertes de précontrainte. Les paramètres les plus influents sont donc les mêmes que ceux affectant les déformations différées.
- L'étanchéité structurelle, particulièrement la fuite localisée à travers les fissures, est principalement affectée par tous les paramètres influents sur la fissuration de jeune âge, ceux affectant les ouvertures de fissures pendant la phase long terme (paramètres affectant les déformations différées) et ceux définissant les effets de rugosité et de forme sur l'écoulement de l'air à travers les singularités. Quant à la variabilité du débit de fuite à travers la masse du béton, elle s'explique en grande partie par celle des paramètres hydriques influents, de la perméabilité intrinsèque et de l'effet Klinkenberg.

Finalement, des 63 paramètres en entrée du modèle THM-F (Figure 44), un nombre réduit de paramètres a été identifié comme influent (au nombre de 15 dans la Figure 104). Par la suite, ce sont ces paramètres qui feront l'objet de description probabiliste afin de quantifier la propagation d'incertitude du jeune âge au long terme et d'une étape de calcul THM-F à une autre.

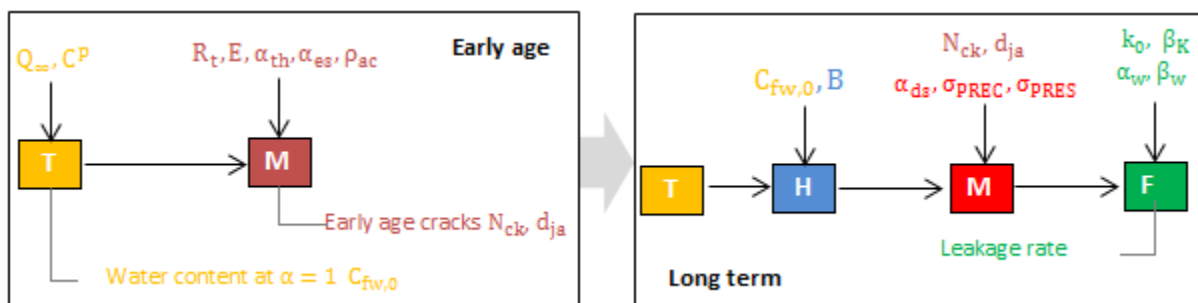


Figure 104. Diagramme du modèle THM-F retenu et mention des paramètres les plus influents

5. Analyse probabiliste du vieillissement – Cas d'étude : La maquette VeRCoRs

5.1 Introduction	172
5.2 Stratégie globale de couplage probabiliste	172
5.2.1 Méthodes stochastiques et indicateurs de sensibilité	172
5.2.1.1 Les approches de type Monte Carlo	172
5.2.1.2 Les approches de fiabilité	174
5.2.1.3 Les approches spectrales	175
5.2.1.3.1 Méthode de type Galerkin	176
5.2.1.3.2 Chaos polynomia	176
5.2.2 Approches retenues pour l'analyse probabiliste du comportement THM-F du béton	178
5.3 Analyse probabiliste du comportement THM-F du béton	180
5.3.1 Distributions des paramètres influents	180
5.3.2 Comportement thermique au jeune âge	182
5.3.2.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale	182
5.3.2.2 Analyse probabiliste.....	183
5.3.3 Fissuration au jeune âge	185
5.3.3.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale	185
5.3.3.1.1 Considérations physiques simplificatrices	185
5.3.3.1.2 Surface de réponse	188
5.3.3.1.3 Analyse de sensibilité globale	194
5.3.3.2 Analyse probabiliste	195
5.3.4 Comportement hydrique	199
5.3.4.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale	199
5.3.4.2 Analyse probabiliste	200
5.3.5 Comportement mécanique différé	201
5.3.5.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale	201
5.3.5.1.1 Déformations différées	201
5.3.5.1.2 Ouvertures de fissures	203
5.3.5.2 Analyse probabiliste	204
5.3.5.2.1 Déformations différées	204
5.3.5.2.2 Ouvertures de fissures	205
5.3.6 Débit de fuite	206
5.3.6.1 Débit d'air sec à travers la masse	206
5.3.6.1.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale	206
5.3.6.1.2 Analyse probabiliste	208
5.3.6.2 Débit d'air sec à travers les ouvertures de fissures	209
5.3.6.2.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale	209
5.3.6.2.2 Analyse probabiliste	209
5.3.6.3 Analyse fiabiliste du taux de fuite global	211
5.4 Conclusions	214

5.1 Introduction

A l'échelle des grandes structures, comme démontré dans le chapitre précédent, l'hétérogénéité du béton et les aléas relatifs à son comportement Thermo-Hydro-Mécanique+Fuite (THM-F), aux diverses charges d'exploitation et aux effets structuraux induisent des incertitudes vis-à-vis de leur vieillissement et de leurs tenues fonctionnelle et mécanique. La prise en compte de ces aléas dans les modèles THM-F est, donc, nécessaire afin de décrire convenablement les comportements global et local du béton dans les structures vieillissantes et d'assurer une analyse prévisionnelle fiable et réaliste de leur tenue. Cela sous-entend le recours à des approches probabilistes adaptées à l'échelle structurelle étudiée et aux coûts numériques actuels. Donc, ce chapitre a pour objectif de :

- Explorer différentes stratégies de modélisation du comportement des grandes structures sous incertitudes.
- Etudier l'applicabilité de ces approches aux problématiques de vieillissement des grandes structures en béton armé et précontraint.
- Définir et mettre en application des stratégies appropriées au comportement THM-F des grandes structures (particulièrement les enceintes de confinement).

Les choix des stratégies de couplage probabiliste sont principalement orientés de manière à favoriser:

- les approches stochastiques non-intrusives.
- les approches permettant l'accès direct aux Fonctions de Densité de Probabilité (FDP) des grandeurs d'intérêts et pas seulement à des quantités statistiques (moments statistiques, covariance, etc. – voir 4.2.1.5) ou des probabilités de défaillance (queues de distribution). Ces derniers ne devraient constituer qu'une étape de post-traitement.

Par conséquent, un intérêt particulier est accordé aux méthodes basées sur les surfaces de réponse pour leur aspect générique et leur applicabilité à tout modèle THM-F.

5.2 Stratégie globale de couplage probabiliste

5.2.1 Méthodes stochastiques et indicateurs de sensibilité

Parmi les méthodes stochastiques couramment utilisées dans la littérature, il existe :

5.2.1.1 Les approches de type Monte Carlo

Les approches de type Monte Carlo ou Quasi-Monte Carlo [Metropolis et al., 1949][Kroese et al., 2014][Morokoff et al., 1995] permettent une description probabiliste quasi-complète des variables d'intérêt. Elles consistent à établir un nombre de tirages aléatoires assez élevé N des paramètres en

entrées $X = \{X_1, X_2, \dots, X_m\} \rightarrow X_N = \left\{ \begin{pmatrix} X_{11} \\ X_{12} \\ \vdots \\ X_{1N} \end{pmatrix}, \begin{pmatrix} X_{21} \\ X_{22} \\ \vdots \\ X_{2N} \end{pmatrix}, \dots, \begin{pmatrix} X_{m1} \\ X_{m2} \\ \vdots \\ X_{mN} \end{pmatrix} \right\}$ et de simuler la réponse du modèle $M = Y(X)$ pour chacune de ces réalisations $X_1 \otimes X_2 \otimes \dots \otimes X_m$.

L'accès à la fonction de répartition (ou la fonction de densité de probabilité) est direct [78].

$$P(Y \leq Y_0) = \frac{\text{Card}(\{Y/Y_{1 \leq i \leq mN} \leq Y_0\})}{mN} \quad [78]$$

De même pour les moments statistiques (moyenne : $\bar{Y} = \frac{\sum_{i=1}^{mN} Y_i}{mN}$, écart-type : $\sigma_Y^2 = \frac{\sum_{i=1}^{mN} (Y_i - \bar{Y})^2}{mN-1}$, etc.), les probabilités de défaillance $P_f(Y_f) = \frac{\text{Card}(\{Y/g(Y_{1 \leq i \leq mN})=1\})}{mN}$ (g étant la fonction de défaillance : 0 si non défaillant – 1 si défaillant) et les indices de sensibilité globaux au sens de Sobol' [Sobol', 2001]. Ces derniers permettent d'identifier la contribution de chaque paramètre à la variance observée du modèle sur tout le domaine de définition D_X et d'analyser les éventuelles corrélations entre paramètres pour des modèles non-additifs ($M(a+b) \neq M(a) + M(b)$). Cela consiste à décomposer la variance globale du modèle comme suit [79]:

$$V_M = \sum_{i=1}^m V_i + \sum_{i < j}^m V_{i,j} + \sum_{i < j < k}^m V_{i,j,k} + \dots + V_{1,2,\dots,m} \quad [79]$$

$V_i = \text{Var}_{X_i}(E_{X \setminus X_i}(Y|X_i))$, $V_{ij} = \text{Var}_{X_{ij}}(E_{X \setminus \{X_i, X_j\}}(Y|X_i, X_j)) - V_i - V_j$, etc. Plusieurs estimateurs existent afin d'évaluer les termes de variance [Dimov et al., 2010]. Dans ce travail, les procédures proposées dans [Saltelli et al., 2008] et [Saltelli et al., 2010] sont retenues.

En résultat, des indicateurs de sensibilité globaux sont obtenus [Sobol', 2001][80] :

$$S_i = \frac{V_i}{V_M}, S_{ij} = \frac{V_{ij}}{V_M}, \dots, S_{1,2,\dots,m} = \frac{V_{1,2,\dots,m}}{V_M} \quad [80]$$

S_i indicateur de sensibilité global du premier ordre (effets principaux), S_{ij} indicateur de sensibilité global du second ordre (corrélation d'ordre 1), etc.

Les méthodes de type Monte Carlo sont donc robustes et, théoriquement, applicables à tout problème physique quel que soit le degré de complexité. Néanmoins, d'un point de vue pratique, leur applicabilité est limitée [Sudret, 2007][Baroth, 2005] par:

- Le coût numérique requis pour des problèmes fortement non linéaires (cas des calculs THM-F : 1 simulation = 2 jours de calcul par VSR)
- Le nombre important de calculs N pour accéder à des probabilités de défaillance de l'ordre de $10^{2-\log_{10} N}$.
- La faible vitesse de convergence $o(1/\sqrt{N})$ et $o(1/N)$ pour les méthodes de Monte Carlo et Quasi-Monte Carlo respectivement.

Cela a poussé au développement de méthodes alternatives de caractérisation probabiliste partielle à moindre coût au détriment d'une description complète : les méthodes fiabilistes (FORM, SORM, etc.) pour les probabilités de défaillance, les méthodes de quadratures pour les moments statistiques, les méthodes spectrales ou surfaces de réponse pour les méta-modèles (visant à remplacer les modèles coûteux et à faciliter l'utilisation de Monte Carlo). Ces méthodes sont présentées ci-dessous.

5.2.1.2 Les approches de fiabilité

Les méthodes fiabilistes visent à définir le risque de non-conformité d'un modèle à un critère donné tenant compte des incertitudes associées aux différents paramètres en entrée [Ditlevsen et al., 1996][Melchers et al., 2017]. Mathématiquement, le problème posé consiste à :

Distinguer les domaines de défaillance et de sûreté (une donnée du problème). Pour cela une fonction d'état limite $g(X) = 0$ est définie [81]:

$$g(X) = \begin{cases} x: g(x) > 0 \rightarrow \text{Domaine de sûreté} \\ x: g(x) \leq 0 \rightarrow \text{Domaine de défaillance} \end{cases} \quad [81]$$

Identifier la probabilité de défaillance en résolvant [82]. Pour ce faire, la méthode FORM (First Order Reliability Analysis) est une première alternative à la méthode de Monte Carlo. Elle consiste d'abord à transformer les lois de probabilité dans un espace normal centré réduit $T: x \sim f_X(x) \rightarrow \xi \sim N_{f_X}(\xi)$ [Rosenblatt, 1952][Nataf, 1962].

$$P_f = \int_{D_X} 1_{D_f}(x) f_X(x) dx = E[1_{D_f}] = \int_{\{g(T^{-1}(\zeta)) \leq 0\}} N_{f_X}(\xi) d\xi \quad [82]$$

$1_{D_f}(x) = \begin{cases} 0 & \text{si } g(x) > 0 \\ 1 & \text{si } g(x) \leq 0 \end{cases}$ $N(\xi)$ la distribution normale associée. Cette dernière est maximale à l'origine et décroît de manière exponentielle avec la distance $|\xi|^2$.

La méthode FORM consiste ensuite à identifier le point de conception dans l'espace normal centré réduit vérifiant [83] [Liu et al., 1991] :

$$\xi^* \equiv \arg \min_{\xi} \{|\xi|^2 : g(T^{-1}(\zeta)) \leq 0\} \quad [83]$$

L'indice de fiabilité est par la suite défini par [84]:

$$\beta = |\xi^*|^2 * \text{sign}[g(T^{-1}(0))] \quad [84]$$

Convention : la distance algébrique du point de conception de l'origine est considérée positive si l'origine est dans le domaine de sûreté.

Finalement, la probabilité de défaillance s'écrit [85]:

$$P_{f,FORM} = N_{CDF}^{-1}(-\beta) \quad [85]$$

N_{CDF} la fonction de répartition de la loi normale centrée réduite.

Il est à noter que la méthode FORM est basée sur une approximation linéaire de la fonction d'état limite g . Dans ce sens, la méthode SORM (Second Order Reliability Analysis) vise un développement limité au second ordre de la fonction g autour du point de conception [Tvedt, 1990]. Les algorithmes d'optimisation SORM sont nombreux. Le lecteur est renvoyé aux travaux de [Der Kiureghian et al., 1987][Der Kiureghian et al., 1991][Rackwitz, 2001] pour de plus amples détails. Les principales limitations des méthodes FORM/SORM, au-delà du fait qu'elles ne permettent pas d'estimer les moments statistiques ou de quantifier les indicateurs de sensibilité basés sur la variance (cela étant le cas pour toutes les méthodes fiabilistes), sont relatives au risque de non-convergence et de non-unicité des points de conception. Afin d'y remédier, des méthodes basées sur les échantillonnages préférentiels peuvent être utilisées [Ditlevsen et al., 1996].

5.2.1.3 Les approches spectrales

Etant donnée la nature physique des problèmes traités dans ce travail, la variance des réponses d'intérêt $M = Y(X)$ est supposée finie et de carré intégrable. Cela suffit pour accepter l'existence d'une représentation Hilbertienne de la réponse M (les développements de type Karhunen-Loève [30] dans 2.4.3.3 en sont un cas particulier) [Soize et al., 2004][86]:

$$M(X) = Y = \sum_{k=0}^{+\infty} y_k \Psi_k(X) \quad [86]$$

$\{\Psi_{k \in \mathbb{N}}\}$ une série de variables aléatoires formant la base de l'espace Hilbertien et $\{y_{k \in \mathbb{N}}\}$ les coordonnées de la réponse M dans cette base.

Dans le cas de variables $X = \{X_1, X_2, \dots, X_N\}$ aléatoires et indépendantes, la fonction de densité de probabilité marginale et la base Hilbertienne sont construites comme suit (produit tensoriel):

$$f_X(x) = \prod_{i=1}^N f_{X_i}(x) \quad \Psi_k(X) = \prod_{i=1}^N \Psi_{k_i}(X_i) \quad [87]$$

$\{\Psi_{k_i \in \mathbb{N}}\}$ une base Hilbertienne associée à la variable aléatoire X_i de fonction de densité de probabilité f_{X_i}

Particulièrement, les bases $\{\Psi_{k_i \in \mathbb{N}}\}$ sont définies de telle sorte à vérifier les conditions d'orthonormalité [88]:

$$\langle \Psi_{k_i}^l, \Psi_{k_i}^m \rangle_i = \int_{D_{X_i}} \Psi_{k_i}^l(x) \Psi_{k_i}^m(x) f_{X_i}(x) dx = \delta_{lm} \quad [88]$$

\langle, \rangle un produit interne associé à l'espace Hilbertien probabilisé de base $\{\Psi_{k_i \in \mathbb{N}}\}$. δ_{lm} le symbole de Kronecker égal à 1 quand $l=m$ et 0 sinon.

Cette condition est, par conséquent, vérifiée pour la base $\{\Psi_{k \in \mathbb{N}}\}$ également sur l'espace $D_X = \prod_{i=1}^N D_{X_i}$. Ce qui permet de déduire directement les coordonnées y_k [89]:

$$y_k = \int_{D_X} M(x) \Psi_k(x) f_X(x) dx \quad [89]$$

La décomposition [86] contient une infinité de termes. En pratique, seul un nombre fini est considéré. La version tronquée correspond alors à une approximation de la réponse du modèle [90]. L'ordre de troncature est à définir en fonction d'une condition donnée (coût numérique, ordre de troncature, critères de convergence, erreur sur les moments statistiques, etc.).

$$M(X) = Y \approx \hat{Y} = \hat{M}(X) = \sum_{k=0}^{Q < +\infty} y_k \Psi_k(X) \quad [90]$$

Plusieurs bases $\{\Psi_{k \in \mathbb{N}}\}$ vérifient les expressions [86]–[90]. Deux sous méthodes d'intérêt sont distinguées :

5.2.1.3.1 Méthode de type Galerkin

La méthode de Galerkin repose sur la décomposition spectrale des inconnus principaux $\{u_{1 \leq i \leq N}\}$ dans le système d'équation discrétisé par éléments finis à résoudre [91] [Xiu et al., 2003][Le Maire et al., 2004][Wan et al., 2005].

$$\mathbf{K}_0 \cdot \mathbf{U} = \mathbf{F}_0$$

$$u(x) = \sum_{i=1}^N u_i b_i(x) \equiv \mathbf{b}(x) \cdot \mathbf{U} \quad [91]$$

$b_i(x)$ les fonctions de forme, $\mathbf{b}(x)$ la matrice regroupant les fonctions de forme, \mathbf{U} le vecteur regroupant les inconnues nodales $\{u_{1 \leq i \leq N}\}$, \mathbf{K}_0 la matrice de rigidité, \mathbf{F}_0 le vecteur force. Le système à résoudre est de taille N .

Cela permet d'écrire :

$$u(x) = \sum_{k=1}^Q \mathbf{b}(x) \cdot \mathbf{U}_k \Psi_k \rightarrow \mathbf{K} \cdot \mathbf{U} = \mathbf{F} \quad [92]$$

$\mathbf{K}_{lm} = E[\mathbf{K}_0 \Psi_l \Psi_m]$, $\mathbf{F}_l = E[\mathbf{F}_0 \Psi_l]$. Le nouveau système à résoudre est de taille $N \times Q$.

Le principal avantage de cette approche est sa capacité à prendre en compte un nombre important de paramètres incertains (à noter que la taille du système à résoudre n'est pas liée au nombre de paramètres probabilisés mais à l'ordre de développement spectral Q). Toutefois, ses principaux inconvénients sont liés à sa nature intrusive (nécessitant une reformulation des procédures de définition des rigidités élémentaires et de leur assemblage) et aux procédures de résolution requérant un pré-conditionnement (la matrice \mathbf{K} est fortement creuse) [Sudret, 2007].

5.2.1.3.2 Chaos polynomial

Le chaos polynomial est un cas particulier des approches spectrales où les fonctions Ψ_{k_i} sont de nature polynomiale P_{k_i} [Xiu et al., 2002³¹]. La condition d'orthonormalité [88], et sous réserve d'indépendance des paramètres aléatoires, permet d'identifier les bases de fonctions suivantes [93][Baroth, 2005] (en se limitant aux cas des distributions normale et uniforme):

31 La collocation statistique aussi peut être vue comme un chaos polynomial (interpolation de Lagrange)

$$\begin{aligned}
 X_i \sim \mathcal{N}(0,1) &\rightarrow \begin{cases} \langle P_m, P_n \rangle_i = \int_{D_{x_i}} P_m(x) P_n(x) f_{x_i}(x) dx = \delta_{mn} \\ \{P_{k \in \mathbb{N}}\} = \left\{ \frac{He_k}{\sqrt{k!}} \right\} \\ \begin{cases} He_{-1}(x) = He_0(x) = 1 \\ He_{k \geq 1}(x) = x He_{k-1}(x) - (k-1) He_{k-2}(x) \end{cases} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_0(x) = 1 \\ P_1(x) = x \\ P_2(x) = \frac{x^2 - 1}{\sqrt{2}} \\ P_3(x) = \frac{x(x^2 - 3)}{\sqrt{6}} \end{cases} \\
 X_i \sim U(-1,1) &\rightarrow \begin{cases} \langle P_m, P_n \rangle_i = \int_{D_{x_i}} P_m(x) P_n(x) f_{x_i}(x) dx = \delta_{mn} \\ \{P_{k \in \mathbb{N}}\} = \left\{ \frac{Le_k}{\sqrt{\frac{1}{2k+1}}} \right\} \\ \left\{ Le_k = 2^k \sum_{i=0}^k x^i \binom{k}{i} \left(\frac{k+i-1}{2} \right) \right\} \end{cases} \rightarrow \begin{cases} P_0(x) = 1 \\ P_1(x) = \sqrt{3}x \\ P_2(x) = \frac{\sqrt{5}}{2}(3x^2 - 1) \\ P_3(x) = \frac{\sqrt{7}}{2}x(5x^2 - 3) \end{cases} \quad [93]
 \end{aligned}$$

$\mathcal{N}(0,1)$ la loi normale centrée réduite, $U(-1,1)$ la loi uniforme sur le segment $[-1;1]$, $\{He_{i \in \mathbb{N}}\}$ les polynômes d’Hermite, $\{Le_{i \in \mathbb{N}}\}$ les polynômes de Legendre.

Ainsi, les variables aléatoires X_i dans [90] doivent être rapportées aux domaines respectifs de définition des bases polynomiales dans [93] :

$$\begin{aligned}
 \begin{matrix} \mathcal{L}og(\mu, \sigma) \rightarrow \mathcal{N}(0,1) \\ X_i \rightarrow \xi_i \end{matrix} & \quad \xi_i(X_i) = \frac{\log(X_i) - \mu_{log,i}}{\sigma_{log,i}} \\
 \begin{matrix} U(a_i, b_i) \rightarrow U(-1,1) \\ X_i \rightarrow \xi_i \end{matrix} & \quad \xi_i(X_i) = \frac{b_i - a_i}{2} X_i + \frac{b_i + a_i}{2}
 \end{aligned} \quad [94]$$

$\mu_{log,i} = \ln\left(\mu \left(\left(\frac{\sigma}{\mu}\right)^2 + 1\right)^{-0.5}\right)$, $\sigma_{log,i} = \sqrt{\ln\left(\left(\frac{\sigma}{\mu}\right)^2 + 1\right)}$ la moyenne et l’écart-type de $\log(X_i)$ respectivement.

- **Critères de troncature et nombre de termes** : L’ordre de troncature Q dans l’expression [90] n’est pas connu a priori. En pratique, le critère est défini de manière arbitraire de telle sorte à avoir un ordre polynomial maximal q de la fonction polynomiale \hat{Y} variant entre 3 et 5 [Baroth et al., 2011]. Le nombre de termes à identifier est donc de $1 + Q = \binom{N+q}{q} = \frac{(N+q)!}{N!q!}$. D’autres méthodes plus fondées sur des critères de convergence de la mesure de la qualité d’ajustement [Blatman et al., 2010] ont été développées. Les termes y_k sont ainsi inclus ou exclus de la somme en fonction de leur contribution à l’amélioration de l’ajustement global.

- **Identification des coefficients** : L’identification des coefficients $\{y_{k \in \mathbb{N}}\}$ dans [90] peut être menée de deux manières différentes³² :

- **Méthode de régression** : Pour que le problème soit bien posé, autant d’appels au modèle M que de nombre de termes $\{y_{k \in \mathbb{N}}\}$ sont requis [Berveiller et al., 2006] ($N_{simu} \geq \frac{(N+q)!}{N!q!}$). Les points de calcul ou d’estimation du modèle peuvent être définis conformément aux méthodes des plans d’expérience ou plans factoriels [Cavazzuti, 2012][Montgomery, 2012] ou aux méthodes de

32 Dans le cas particulier de la collocation stochastique, ces coefficients sont directement des résultats des calculs au point de collocation/intégration.

quadratures. Dans ce dernier cas, il faudrait au moins $\sqrt[N]{\frac{(N+q)!}{N!q!}}$ points d'intégration par paramètre (schéma isotrope). L'ajustement de la réponse approchée $\hat{M}(X)$ peut être fait en se basant sur la méthode des moindres carrés. Toutefois, cette procédure ne tient pas compte de l'orthonormalité de la base Hilbertienne.

- **Méthode de projection** : Les méthodes de projection reposent sur les méthodes numériques d'évaluation de l'intégrale [89], particulièrement la quadrature de Gauss [62][Baroth et al., 2006][Baroth et al., 2007]. Il est utile de rappeler que pour estimer l'intégrale d'une fonction polynomiale d'ordre $2n-1$, il faut n points d'intégration. Ainsi, pour une approximation \hat{Y} [90] d'ordre q et pour des éléments de la base polynomiale $\{\Psi_{k \in \mathbb{N}}\}$ d'ordre inférieur ou égal à q , le nombre de points d'intégration requis est de $q+1$ par variable aléatoire. Le nombre d'appels au modèle M est de $(q+1)^N$ ($\geq \frac{(N+q)!}{N!q!}$). Donc, la méthode de quadrature est, en principe, plus coûteuse que la méthode de régression. Néanmoins, ce coût peut être largement réduit en ayant recours à des approches adaptatives [Gary et al., 2001] ou des méthodes d'intégration de type Smolyak [Smolyak, 1963] ou en combinant les deux.

Dans le cas où les coefficients y_k sont dépendants du temps, un développement de type Karhunen-Loève [Ghanem et al., 1991][30] peut être envisagé [Hawchar et al., 2017].

• **Indices de sensibilité et analyse de fiabilité**: Ayant identifié les termes $\{y_{k \in \mathbb{N}}\}$ dans [90], la réponse du modèle M est explicitement connue via son approximation \hat{M} . Les indices de sensibilité de Sobol' [Sobol', 2001][80], peuvent être identifiés en se basant sur la méthode de Monte Carlo (5.2.1.1). Le coût requis est amplement réduit du fait de la nature explicite de \hat{M} . Cependant, afin d'exploiter l'orthonormalité de la base $\{\Psi_{k \in \mathbb{N}}\}$, un post-traitement direct des indices de Sobol' dans [80] est possible [Sudret, 2008][95]:

$$S_i = \frac{\sum_{k \in A_i} (y_k)^2}{\sum_{k=1}^Q (y_k)^2}, S_{ij} = \frac{\sum_{k \in A_{ij}} (y_k)^2}{\sum_{k=1}^Q (y_k)^2}, \dots, S_{1,2,\dots,N} = \frac{\sum_{k \in A_{1,2,\dots,N}} (y_k)^2}{\sum_{k=1}^Q (y_k)^2} \quad [95]$$

$$A_{ij,\dots,l} = \{k: k_s > 0 \text{ si } s \in (i, j, \dots, l), k_s = 0 \text{ sinon}\}$$

De même pour les probabilités de défaillance, une première possibilité consiste à appliquer les méthodes décrites dans 5.2.1.2 ou d'appliquer directement Monte Carlo au méta-modèle \hat{M} . Cependant, il faut noter que l'identification du point de défaillance est conditionnée par son appartenance au domaine de définition de l'approximation \hat{M} . En effet, cette dernière n'est valable que sur un domaine borné \bar{D}_X défini par les bornes inférieure et supérieure des points d'intégration pour chaque paramètre X_i . La représentativité de l'approximation \hat{M} en dehors de ce domaine n'est pas garantie.

5.2.2 Approches retenues pour l'analyse probabiliste du comportement THM-F du béton

Dans la Table 41, différentes méthodes d'analyse stochastiques sont comparées selon divers critères (coût, non-intrusivité, analyse de sensibilité ou de fiabilité, etc.). Les méthodes basées sur les

surfaces de réponse (méta-modèles) couplées à la méthode de Monte Carlo sont les seules permettant d’accéder à une description probabiliste (quasi-)complète à moindre coût (les queues de distribution restent difficilement accessibles). Leur intérêt consiste en l’approximation analytique et explicite de la réponse du modèle moyennant un nombre réduit de calculs. La difficulté associée reste liée à la manière dont les points d’intégration sont définis et à leur suffisance pour reproduire un méta-modèle représentatif du modèle initial selon un critère défini (précision de la mesure de la grandeur physique ou temps de calcul par exemple).

Table 41. Comparaison des méthodes stochastiques

Méthode	Critères				
	Non intrusivité	Coût	Analyse fiabiliste	Moments statistiques	Analyse de variance
Monte Carlo	+	---	+++	+	+
FORM/SORM	+	+	++	-	-
Galerkin	-	+	+	+	+
Surfaces de réponse + Monte Carlo	+	++	+	+	+

En optant pour les chaos polynomiaux, d’ordre polynomial maximal q , et pour un schéma isotrope de définition des points d’intégration ($q + 1$ points d’intégration par paramètre), le coût numérique nécessaire à l’identification du méta-modèle THM-F à l’échelle du VSR (Figure 104) augmente de manière exponentielle d’une étape de calcul à une autre et de la phase de jeune âge à la phase long terme en fonction du nombre de paramètres probabilisés (Figure 105). A titre illustratif, l’accès à la surface de réponse du taux de fuite nécessiterait a priori entre 10^{10} et 10^{13} appels au modèle pour des ordres q entre 3 et 5. Par la suite, et dans le but de réduire la durée de calcul, l’ordre $q=3$ est retenu arbitrairement pour chacune des étapes THM-F. Les points d’intégration de Gauss associés (pour les distributions normale et uniforme) sont comme suit :

Table 42. Points d’intégration de Gauss associés aux distributions normale et uniforme.

Normale*	$\mathcal{N}(0,1)$	Points d’intégration ξ_i	-2.33	-0.74	0.74	2.33
		Poids associés w_i	0.046	0.454	0.454	0.046
Uniforme*	$U(-1,1)$	Points d’intégration ξ_i	-0.86	-0.34	0.34	0.86
		Poids associés w_i	0.174	0.326	0.326	0.174

* les points d’intégration associés aux distributions $\mathcal{Log}(\mu, \sigma)$ et $U(a_i, b_i)$ s’écrivent $X_i = e^{\mu \log_i + \sigma \log_i \xi_i}$ et $X_i = \frac{2 \xi_i - b_i - a_i}{b_i - a_i}$ respectivement.

Dans les paragraphes suivants, les erreurs associées aux méta-modèles THM-F résultants ainsi que la durée de calcul nécessaire à leur évaluation sont analysées. En fonction des surfaces de réponse visées, des hypothèses additionnelles d’ordre physique visant à réduire le degré de non-linéarités et d’ordre méthodologique visant à optimiser les temps de calculs sont introduites.

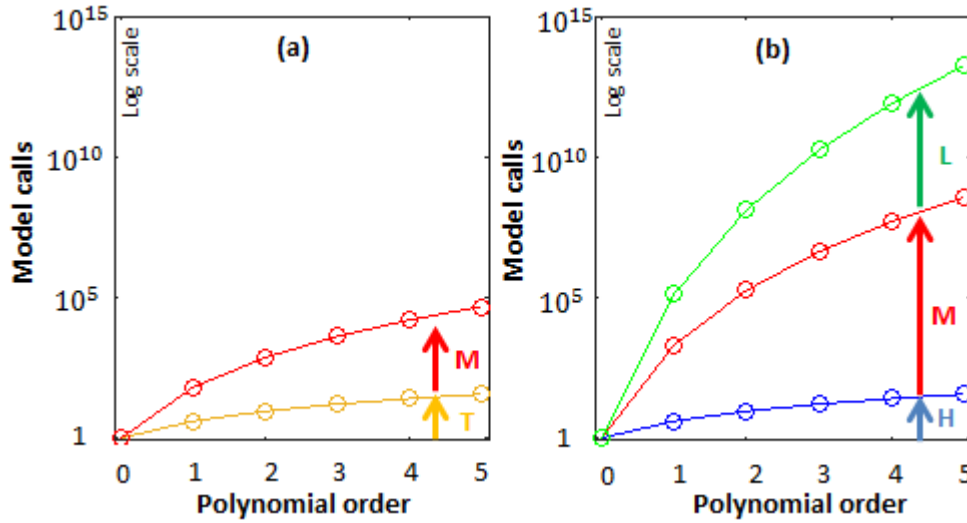


Figure 105. Nombre d'appels au modèle THM-F en fonction de l'ordre polynomial q
 (a) Jeune âge : T : calcul thermique – M : calcul viscoélastique endommageable (b) Long terme : H : calcul hydrique – M : calcul viscoélastique – F : calcul de fuite (L : leakage)

5.3 Analyse probabiliste du comportement THM-F du béton

5.3.1 Distributions des paramètres influents

- **Paramètres thermiques :** Dans la section 4.4, la chaleur d'hydratation et la capacité thermique ont été identifiées comme étant les plus influentes vis-à-vis de la variance de la réponse thermique au jeune âge. Donc, ces deux paramètres sont les seuls à être considérés aléatoires lors de la résolution du problème thermique de manière probabiliste. L'origine de cette variabilité est considérée intrinsèque au béton VerCoRs et est supposée de l'ordre de 40 % (estimation a priori dans la Table 24). Ne disposant que d'une seule mesure de ces paramètres, leurs distributions associées sont considérées lognormales³³ (Table 43).
- **Paramètres hydriques :** Dans la section 4.4, les paramètres de diffusivité B et la teneur en eau initiale après fin de l'hydratation $C_{fw,0}$ ont été identifiés comme étant les plus influents vis-à-vis de la variance de la réponse hydrique. Donc, ces deux paramètres sont les seuls à être considérés aléatoires lors de la résolution du problème hydrique de manière probabiliste. L'origine de cette variabilité est considérée intrinsèque au béton VerCoRs et est supposée de l'ordre de 20 % (estimation a priori dans la Table 27). Les distributions associées sont considérées lognormales (Table 43).
- **Paramètres mécaniques (fissuration au jeune âge) :** Plusieurs paramètres affectent la fissuration au jeune âge. Dans la section 4.6, les paramètres retenus ont été limités à ceux dont l'effet sur la fissuration (principalement en termes de nombre de fissures par VSR) est plus important que l'effet du champ aléatoire. Il s'agit des paramètres thermiques les plus influents (la capacité thermique C_c^p et la chaleur d'hydratation Q_∞), les paramètres de définition du seuil d'endommagement (le module de Young E , la résistance à la traction R_t et la nature de la corrélation spatiale du champ aléatoire associé au module de Young ρ_E) et les paramètres définissant

³³ Pour garantir des valeurs positives des grandeurs physiques. Une autre option serait une loi normale tronquée.

l'amplitude des retraits empêchés (les coefficients de retrait thermique α_{th} et de retrait endogène α_{es}). Comme cela a été souligné plus haut (paragraphe 4.6.2.3), se contenter de l'utilisation des champs aléatoires pour obtenir plusieurs modes de fissuration peut s'avérer extrêmement coûteux. A cela s'ajoute la difficulté relative à la caractérisation des propriétés du champ, à la prise en compte de la variabilité spatiale des autres paramètres (autres que le module de Young) et à la mesure de leurs corrélations. Pour ces raisons, dans cette partie, une seule réalisation du champ aléatoire est considérée. Le rôle du champ aléatoire est réduit à la facilitation de la localisation (spatialement aléatoire) et à l'introduction d'une hétérogénéité plus importante que celle déterministe (due à la présence d'armatures). Ainsi, une fonction de corrélation gaussienne et une échelle de fluctuation métrique sont retenues (se référer aux conclusions dans la section 4.6.4). Les distributions associées aux paramètres probabilisés sont résumés dans la Table 43 (le reste des paramètres est pris constant - Table 31). Les coefficients de variabilités mentionnés sont représentatifs de la variabilité intrinsèque des propriétés du béton VeRCoRs. Ces dernières sont considérées spatialement homogènes par VSR (excepté le module de Young). Dans le cas de la résistance à la traction, la distribution associée est généralement de type Weibull. Cependant, du fait de la forme non-usuelle de la base polynomiale vérifiant la condition d'orthonormalité [88], une normalisation de la loi Weibull ([Nataf, 1962][Nelson, 1999][Der Kiureghian et al., 1986]) serait nécessaire ce qui permettrait d'utiliser les polynômes usuels d'Hermite [93]. Aussi, il faut rappeler que l'association d'une loi Weibull à la résistance à la traction du béton n'est pas toujours systématique et que cela dépend finalement de la distribution empirique observée. Dans [JCSS, 2000], c'est plutôt une loi lognormale qui est recommandée. Pour le cas VeRCoRs, au vu de la série de mesures disponibles, les deux lois sont acceptables (Figure 58) selon un test d'adéquation khi-deux pour un risque d'erreur évalué à 5%. Par la suite, et pour la résistance à la traction, une loi lognormale est donc retenue.

- **Paramètres mécaniques (phase long terme):** Dans la section 4.6, l'analyse de sensibilité des déformations différées, des pertes de précontrainte et des ouvertures de fissures sous pressurisation a permis de réduire la liste des paramètres influents aux propriétés hydriques (B le paramètre de diffusivité et $C_{fw,0}$ la teneur en eau initiale) et aux paramètres mécaniques (α_{ds} le coefficient de retrait de dessiccation et les chargements de précontrainte σ_{PREC} et de pressurisation σ_{PRES}). Ne disposant que d'un seul essai de séchage, une loi lognormale est associée arbitrairement à α_{ds} [Berveiller et al., 2007][Berveiller et al., 2012]. Quant aux contraintes σ_{PREC} et σ_{PRES} , la prévision en aveugle de leur distribution est une tâche complexe du fait de l'hétérogénéité des effets de bridage au niveau des reprises de bétonnage (paragraphe 3.4.3). Ainsi, les distributions retenues dans cette partie sont celles empiriques issues des mesures sur site (24 valeurs aux capteurs G et F dans la Figure 71-Table 37).

- **Paramètres de fuite:** Dans la section 4.7, deux listes de paramètres influents sont distinguées. La première contient les paramètres de fuite à travers la masse du béton ($C_{fw,0}$ la teneur en eau initiale, B le paramètre de diffusivité, k_0 la perméabilité intrinsèque, β_k le paramètre de Klinkenberg) tandis que la seconde porte sur les paramètres de fuite à travers les fissures de jeune âge ($C_c^p, Q_\infty, E, R_t, \alpha_{th}, \alpha_{es}$ définissant le nombre de fissures, $\alpha_{ds}, \sigma_{PREC}, \sigma_{PRES}, B, C_{fw,0}$ définissant les ouvertures de fissures au sens mécanique, les paramètres de rugosité α_w, β_w définissant les ouvertures effectives de fissures au sens hydraulique [34]). Pour les paramètres α_w, β_w , dont les valeurs sont issues de la littérature, un coefficient de variation de 50 % et une loi uniforme sont considérés arbitrairement. En l'absence de mesures sur le béton VeRCoRs

ou sur d'autres bétons autres que celui de référence dans [Rastiello et al., 2015], les paramètres de rugosité et de forme restent fortement incertains.

Table 43. Fonctions de densité de probabilité des paramètres THM-F les plus influents

Paramètres		Distribution	Moyenne	CdV (%)	Paramètres d'intérêt							
					POP		OP					
					T	N _{ck}	RH	ε ^{VE}	w _{ck}	Q _d	Q _p	Q
T	Q _∞ (10 ⁶ J/m ³)	Lognormale ¹	82	40	X	X					X	X
	C _c ^p (J/kg/°K)	Lognormale ¹	880	40	X	X					X	X
M (JA)	E (GPa)	Lognormale ²	36	10		X					X	X
	R _{t,ref} (MPa)	Lognormale ²	4.5	10		X					X	X
	α _{ES} (μ m/m)	Lognormale ¹	70	10		X					X	X
	α _{TH} (μ m/m/°C)	Lognormale ¹	10	10		X					X	X
H	B(-)	Lognormale ¹	0.05	20			X	X	X	X	X	X
	C _{fw,0} (litre/m ³)	Lognormale ¹	132	20			X	X	X	X	X	X
M (LT)	α _{ds} (litre/m ³ μm/m)	Lognormale ¹	7.1	10				X	X		X	X
	σ _{PREC} ^v (MPa)	Lognormale ^{2,3}	4.3	50				X	X		X	X
	σ _{PREC} ^T (MPa)		0.5	50								
	σ _{PRES} ^v (MPa)	Lognormale ^{2,3}	2.7	50					X		X	X
	σ _{PRES} ^T (MPa)		0.8	50								
F	k ₀ (m ²)	Lognormale ^{2,3}	2.7 10 ⁻¹⁷	50						X		X
	β _k (MPa)	Lognormale ²	0.18	50						X		X
	α _w (m ⁻¹)	Uniforme ¹	3726.71	50							X	X
	β _w (-)	Uniforme ¹	1.19	50							X	X
Nombre de param.					2	6	2	4	5	4	13	15

¹Jugement d'expert ²Distributions ajustées à une série de mesures ³Valeurs moyennes corrigées suite à l'analyse de sensibilité

5.3.2 Comportement thermique au jeune âge

5.3.2.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale

L'application de la méthode des chaos polynomiaux au comportement thermique au jeune âge, permet d'identifier une surface de réponse 2D de la forme [96]:

$$T(\vec{x}, t) \approx \hat{T}(\vec{x}, t) = \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^9 y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_{Q_\infty}, \xi_{C_c}) \quad [96]$$

Cette dernière contient 10 termes y_k dont l'identification nécessite 16 calculs aux points d'intégration dans la Table 43 (durée de calcul cumulée de 5 heures). S'intéressant particulièrement à la température à cœur du béton (Figure 106) représentative du gradient thermique temporel induisant la fissuration au jeune âge, le méta-modèle obtenu approche la réponse du modèle EF avec une erreur absolue maximale de ±4°C (Figure 106a) et une erreur quadratique moyenne de 3°C (Figure 106b). Ces valeurs sont plus importantes que la précision des sondes thermiques estimée à 1°C et sont la conséquence de l'approximation de la réponse thermique du gousset par une fonction polynomiale d'ordre cubique. Bien évidemment, le niveau d'erreur du méta-modèle pourrait être réduit en optant pour des développements d'ordre supérieur mais cela se fait au détriment du

temps de calcul (de plus en plus important en passant d'une étape de calcul THM-F à une autre). Ainsi, l'éventuelle erreur de 4°C associée à l'évaluation de la réponse thermique est acceptée en tant qu'incertitude épistémique du méta-modèle [96] en se limitant à un développement d'ordre 3 (l'erreur tend à décroître plus l'ordre de développement est important).

L'analyse de sensibilité globale (Figure 106c), par post-traitement [95] des coefficients de la fonction polynomiale [96], permet d'identifier la chaleur d'hydratation comme étant le paramètre contribuant le plus à la variance de la réponse thermique en phase de chauffage. Cette contribution est maximale au pic thermique (80 % pour Q_{∞} vs. 20 % pour le C_c^p). Ce résultat est attendu car, pendant l'hydratation, c'est la chaleur dégagée qui pilote l'évolution de la température dans le temps. En phase de refroidissement (décélération de la cinétique d'hydratation), les contributions des deux paramètres s'inversent : 80 % pour C_c^p vs. 20 % pour Q_{∞} . En effet, la perte de chaleur dans le volume est surtout dépendante de sa capacité à restituer de l'énergie par échange thermique.

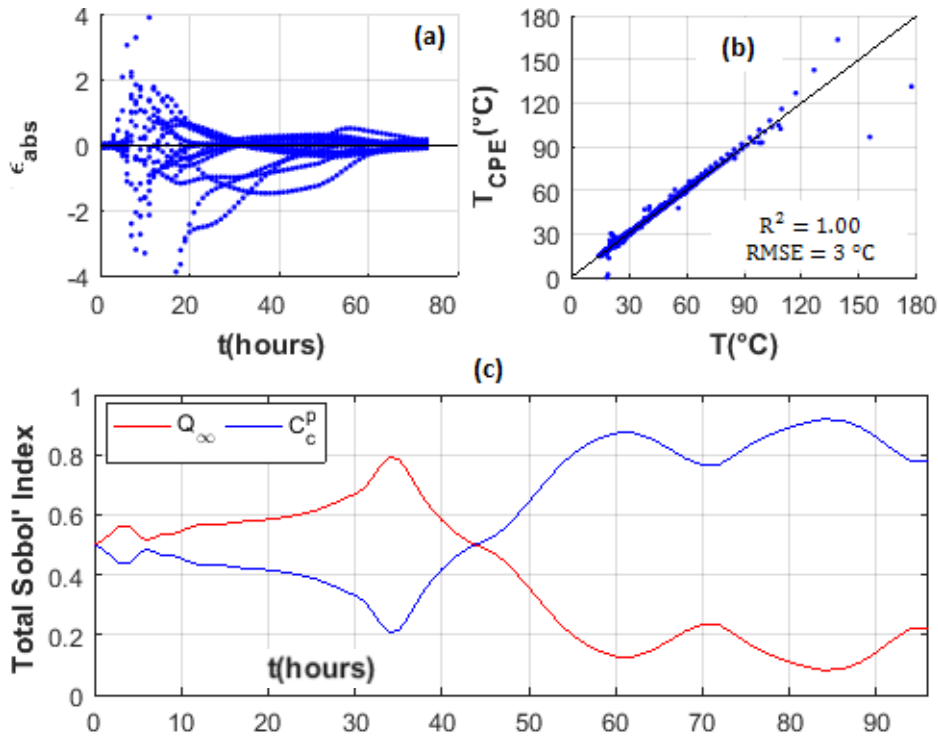


Figure 106. Position G102 (Figure 71) : (a) Evolution de l'erreur absolue du méta-modèle par rapport au modèle thermique dans le temps (b) Corrélation du méta-modèle et du modèle thermique R^2 : Coefficient de détermination RMSE (root-mean-square-error) : erreur quadratique moyenne (c) Evolution temporelle des indicateurs de Sobol' des paramètres thermiques influents

5.3.2.2 Analyse probabiliste

L'application de Monte Carlo au méta-modèle thermique [96] permet d'associer la température en tout point et en tout instant à une Fonction de Densité de Probabilité FDP(\vec{x}, t) ou une Fonction de Distribution Cumulative FDC(\vec{x}, t). Visant une probabilité inférieure à 10^{-8} , au moins 10^{10} résultats thermiques doivent être générés. Donc, 10^5 tirages par paramètre thermique aléatoire sont considérés (Table 43). Dans la Figure 107a, les courbes moyennes de température (à la position G102 - Figure 71), ainsi que leurs intervalles de confiance associés, sont présentés pour les résultats

numériques et pour les mesures sur site (capteurs G dans la Figure 71). A la position des capteurs G, seuls les mesures intrados et extrados couvrent toute la circonférence du gousset (12 mesures). Les mesures à cœur sont moins nombreuses (2 mesures seulement). Cependant, au vu des résultats thermiques dans la Figure 72a, l'hypothèse d'une température homogène dans l'épaisseur du gousset (zone à épaisseur réduite de 40 cm) peut être faite (homogénéisation due au chauffage). En résultat, le pic de température moyen simulé ainsi que son coefficient de variation sont supérieurs de 5°C et de 4% respectivement aux valeurs observées sur site. Cela se traduit par un intervalle de confiance plus large dans le cas numérique par rapport aux mesures expérimentales. En termes de probabilité d'occurrence (Figure 107b), et pour les mêmes valeurs de probabilité, les pics de température simulés sont surestimés par rapport à ceux identifiés sur site.

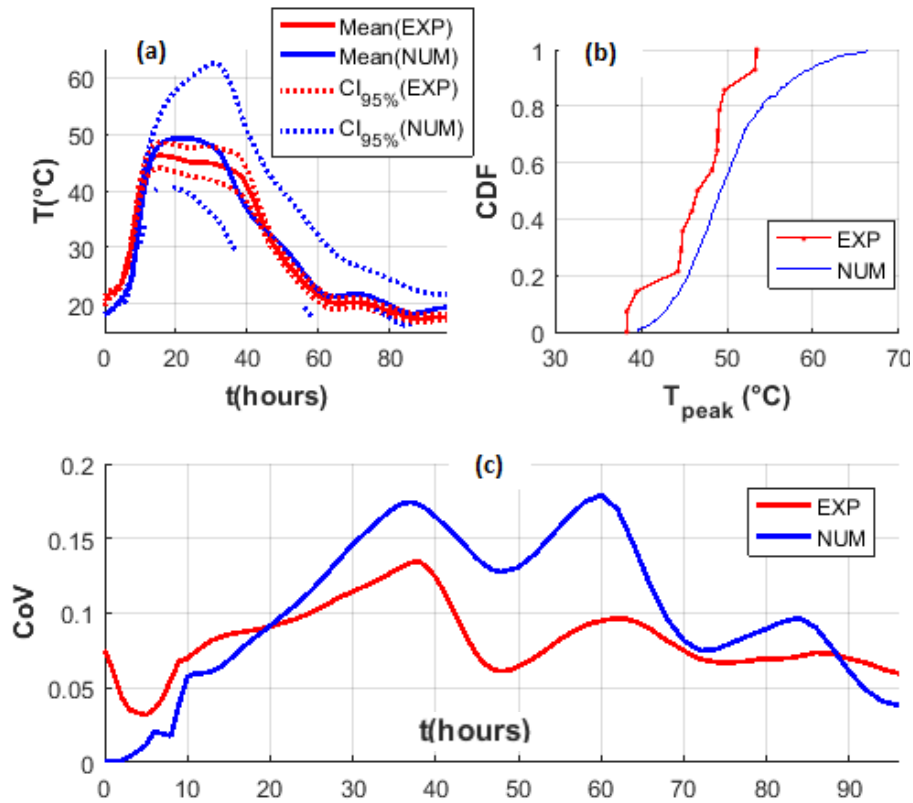


Figure 107. Analyse probabiliste du comportement thermique du béton VeRCoRs à la position G102 (a) Evolution moyenne de la température dans le temps et intervalles de confiances (b) Fonction de répartition associée au pic thermique au jeune âge (c) Evolution du coefficient de variation de la température avec le temps

En supposant la suffisance des mesures disponibles à caractériser le comportement thermique du gousset en tout point, l'actualisation des distributions en entrée devrait principalement mener à la réduction des valeurs moyennes et des coefficients de variation de la chaleur d'hydratation et de la capacité thermique.

5.3.3 Fissuration au jeune âge

5.3.3.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale

L'application de la méthode des chaos polynomiaux au comportement mécanique au jeune âge, permet d'identifier une surface de réponse 6D de la forme [97]:

$$\begin{aligned}
 N_{ck,VSR}(t) \approx \widehat{N}_{ck,VSR}(t) &= \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^{83} y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_{Q_{\infty}}, \xi_{C_c}, \xi_{\mu_E}, \xi_{\mu_{R_t,ref}}, \xi_{\alpha_{ES}}, \xi_{\alpha_{TH}}) \\
 w_{ck}(\vec{x}, t) \approx \widehat{w}_{ck}(\vec{x}, t) &= \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^{83} z_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_{Q_{\infty}}, \xi_{C_c}, \xi_{\mu_E}, \xi_{\mu_{R_t,ref}}, \xi_{\alpha_{ES}}, \xi_{\alpha_{TH}})
 \end{aligned} \tag{97}$$

Cette dernière contient 84 termes y_k (z_k) dont l'identification nécessite 4096 calculs aux points d'intégration dans la Table 43. Compte tenu du temps de calcul au jeune âge (14 heures par simulation), la durée cumulée nécessaire serait de 6,5 ans. Ce coût est loin d'être raisonnable. Aussi faut-il noter que le nombre de fissures est une quantité discrète (le nombre de fissures ne peut être qu'entier). La représentativité de la forme polynomiale dans [97] est donc discutable. Ainsi, des efforts supplémentaires sont à fournir (avec justification physique valable) pour accéder à une surface de réponse à un coût moindre et à une description adéquate des modes de fissuration (surtout en nombre de fissures par VSR).

5.3.3.1.1 Considérations physiques simplificatrices

A l'échelle du VSR, le risque de fissuration est d'autant plus important que la valeur de la déformation équivalente maximale dans le volume $\overline{\varepsilon_{eq,t}}$ est proche du seuil d'endommagement moyen $\varepsilon_{\mu_0,t} = \frac{\mu_{R_t, str}}{\mu_E}$ (Table 12). Un premier calcul peut donc être mené dans un cadre viscoélastique non-endommageable afin d'évaluer le risque de fissuration ($\overline{\varepsilon_{eq,t}}$ notée $\overline{\varepsilon_{eq,t}^{VE}}$). Compte tenu de la géométrie du gousset, un calcul 2D axisymétrique est suffisant dans ce cas (2D-AXIS dans la Figure 108d). Pour des valeurs négatives de l'écart $\overline{\varepsilon_{eq,t}^{VE}} - \varepsilon_{\mu_0,t}$, la fissuration du béton est difficilement envisageable. Pour des valeurs positives, le risque de fissuration est plus important et mérite d'être quantifié via un calcul complémentaire. Ce dernier est mené à l'échelle du VSR (3D dans la Figure 108c - Figure 70) moyennant une loi de comportement viscoélastique endommageable. Il est à noter que, du fait de l'utilisation des champs aléatoires et de l'hétérogénéité du champ de contraintes, la quantité $\overline{\varepsilon_{eq,t}^{VE}} - \varepsilon_{\mu_0,t}$ n'est pas homogène dans le volume 3D. Ainsi, par la suite, l'écart moyen suivant est retenu pour la description du risque de fissuration [98]:

$$\overline{\Delta \varepsilon_{eq}} = \max_{VSR_{2D}} \left(\overline{\varepsilon_{eq,t}^{VE}} \right) - \varepsilon_{\mu_0,t} \tag{98}$$

$\varepsilon_{\mu_0,t}$ la valeur du seuil d'endommagement (valeur moyenne du champ aléatoire), $\max_{VSR_{2D}} \left(\overline{\varepsilon_{eq,t}^{VE}} \right)$ la valeur maximale de la déformation équivalente (viscoélastique) dans le VSR 2D-AXIS (lors du calcul viscoélastique).

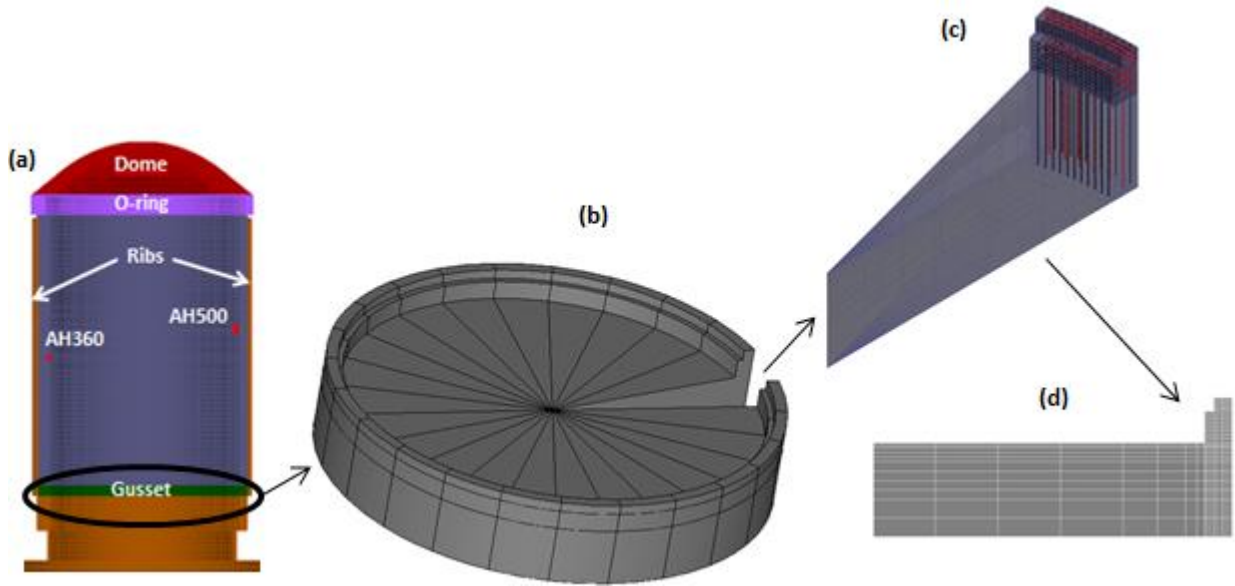


Figure 108. Echelles de modélisation du gousset VerCoRs (a) 3D complète (b) 3D Volume Structurel (c) 3D Volume Structurel Représentatif (d) 2D-AXISymétrique Volume Structurel Représentatif

Physiquement, la quantité $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ est représentative des écarts entre le chargement appliqué et la résistance du béton en terme de déformation équivalente (un raisonnement similaire en contrainte peut être envisagé, il suffit d'écrire $\overline{\Delta \sigma_{eq}} = \mu_E \max_{VSR_{2D}}(\varepsilon_{eq,t}^{VE}) - \mu_{R,t,ref}$). Elle dépend directement des paramètres $Q_\infty, C_c, \alpha_{ES}, \alpha_{TH}$ descriptifs du chargement TM et $\mu_E, \mu_{R,t,ref}$ descriptifs de la résistance à la fissuration. Naturellement, le même résultat $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ peut être obtenu via plusieurs combinaisons des valeurs en entrée. En supposant que chaque mode de fissuration n'est dépendant que de la quantité $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ et non de la manière dont elle est obtenue, la surface de réponse de fissuration par VSR peut être obtenue en trois étapes (Figure 109):

- Premièrement, une surface de réponse 1D est à identifier reliant $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ aux deux grandeurs $N_{ck,VSR}(t)$ et $w_{ck}(\vec{x}, t)$ moyennant des calculs viscoélastiques endommageables (3D dans la Figure 108c). Pour ce faire, seulement un seul des paramètres ($Q_\infty, C_c, \alpha_{ES}, \alpha_{TH}, \mu_E, \mu_{R,t,ref}$) peut être considéré variable tandis que les autres sont constants. L'objectif est d'identifier les points de transition $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ d'un mode de fissuration à un autre ($\frac{\partial N_{ck}}{\partial \overline{\Delta \varepsilon_{eq}}} \geq 0$). Le même résultat est supposé être obtenu quelles que soient les valeurs des paramètres en entrée et tant que l'écart $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ est le même.

- Deuxièmement, une surface de réponse 6D est à identifier reliant $Q_\infty, C_c, \alpha_{ES}, \alpha_{TH}, \mu_E, \mu_{R,t,ref}$ à l'écart $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$. Des calculs 2D-AXIS suffisent dans ce cas (2D dans la Figure 108d); ce qui réduit considérablement le temps de calcul (1 calcul 2D-AXIS viscoélastique = 10 min vs. 1 calcul 3D endommageable = 14 heures).

- Troisièmement, connaissant les deux surfaces de réponse $N_{ck,VSR}(t) = f_1(\overline{\Delta \epsilon_{eq}})$ et $w_{ck}(\vec{x}, t) = f_2(Q_\infty, C_c, \alpha_{ES}, \alpha_{TH}, \mu_E, \mu_{R_{t,ref}})$, la surface de réponse visée $N_{ck,VSR}(t) = f_3(Q_\infty, C_c, \alpha_{ES}, \alpha_{TH}, \mu_E, \mu_{R_{t,ref}})$ est accessible par simple composition $f_3 = f_1 \circ f_2$.

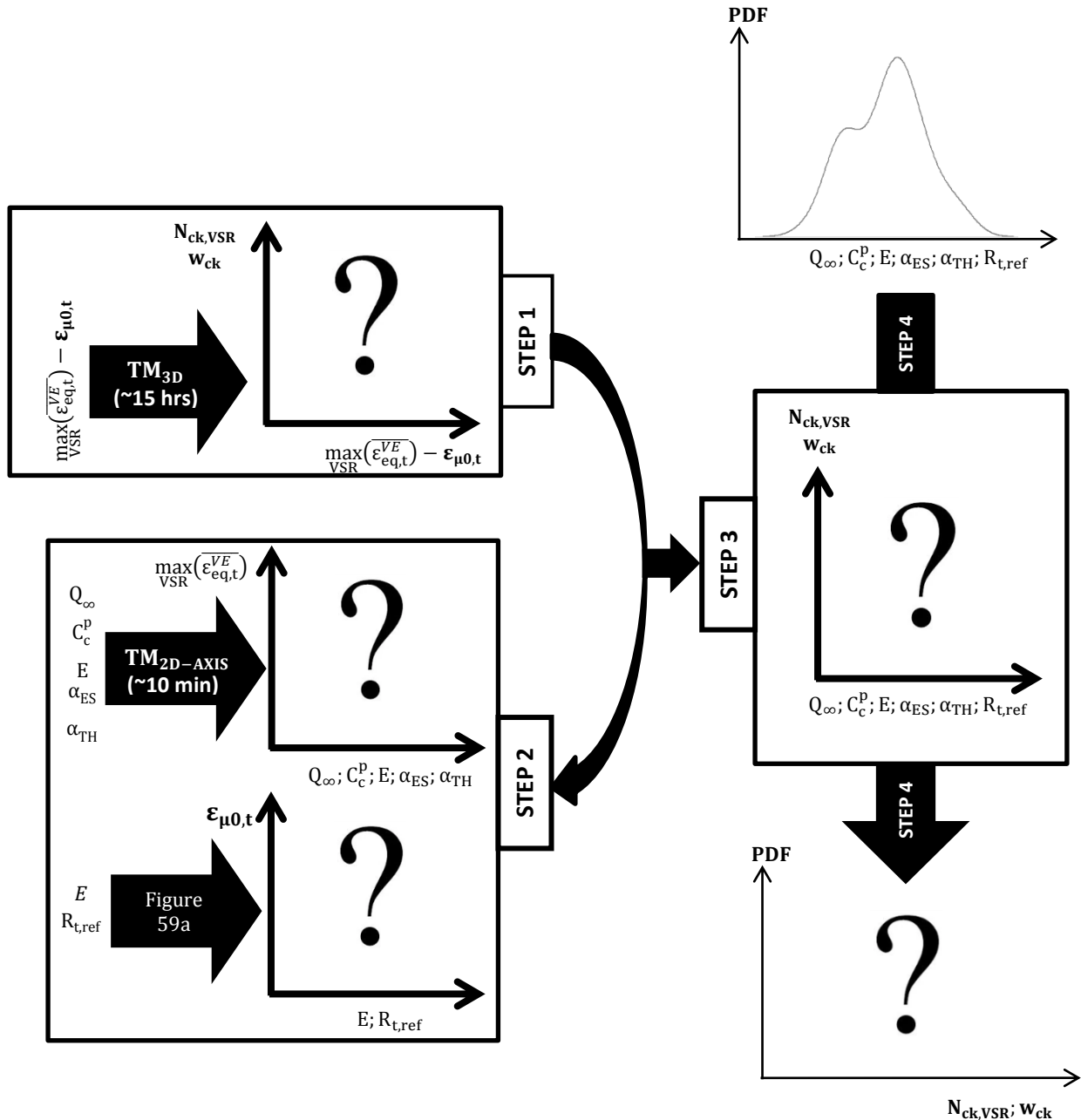


Figure 109. Stratégie globale de la modélisation structurelle de la fissuration au jeune âge [Bouhjiti et al., 2018e]

5.3.3.1.2 Surface de réponse

- **Surface de réponse 1D** ($N_{ck,VSR}(t)$ vs. $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$) : Le nombre de fissures par VSR est une quantité finie. Le nombre minimal est de 0 fissures et le nombre maximal théorique est de 12 fissures (par définition, il existe une fissure par élément fini dont la taille caractéristique est égale à celle de la zone d'élaboration). Donc, idéalement, 12 points de transition $\overline{\Delta_{1 \leq j \leq 12} \varepsilon_{eq}}$ du mode j-1 au mode j fissures sont à identifier. Cela peut se faire via les schémas de définition des plans d'expérience usuels [Cavazzuti, 2012][Montgomery, 2012] discrétisant le domaine de définition de $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ (conception de type Plackett–Burman, Box–Behnken, composition centrale, etc.). Le nombre d'appels au modèle n'est pas connu a priori car il dépend de la discrétisation du plan d'expérience retenu et des réponses simulées pour chaque point du plan.

Dans ce travail, la méthode proposée repose sur l'expertise de l'utilisateur lui permettant de définir les bornes du domaine $\overline{\Delta \varepsilon_{eq_{min}}} \leq \overline{\Delta \varepsilon_{eq}} \leq \overline{\Delta \varepsilon_{eq_{max}}}$ ainsi qu'une précision initiale $\delta_{\varepsilon_{eq}}$ de discrétisation de telle sorte à accéder aux modes extrêmes (0 - 12 fissures par VSR). Dans ce sens, la précision $\delta_{\varepsilon_{eq}}$ doit être suffisamment petite pour (a) identifier tous les modes de fissuration d'intérêt et (b) être représentative de l'erreur sur la mesure physique des déformations sur site. Ainsi, le plan d'expérience 1D contient $\frac{\overline{\Delta \varepsilon_{eq_{max}}} - \overline{\Delta \varepsilon_{eq_{min}}}}{\delta_{\varepsilon_{eq}}}$ points de calcul (coût numérique estimé à $14h \times \frac{\overline{\Delta \varepsilon_{eq_{max}}} - \overline{\Delta \varepsilon_{eq_{min}}}}{\delta_{\varepsilon_{eq}}}$). Toutefois, compte tenu de la monotonie du nombre de fissures en fonction de l'écart $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$, ce plan d'expérience peut être allégé si le même mode de fissuration a été identifié entre deux points $\overline{\Delta_k \varepsilon_{eq}}, \overline{\Delta_l \varepsilon_{eq}}$. Cela implique que pour tout point j vérifiant $\overline{\Delta_k \varepsilon_{eq}} \leq \overline{\Delta_j \varepsilon_{eq}} \leq \overline{\Delta_l \varepsilon_{eq}}$, le mode de fissuration associé est le même que celui identifié pour $\overline{\Delta_k \varepsilon_{eq}}$ et $\overline{\Delta_l \varepsilon_{eq}}$. Un schéma adaptatif peut donc être envisagé pour réduire les coûts sans perdre en pertinence physique. Cela consiste à subdiviser progressivement le domaine $[\overline{\Delta \varepsilon_{eq_{min}}}, \overline{\Delta \varepsilon_{eq_{max}}}]$ jusqu'à atteindre la précision $\delta_{\varepsilon_{eq}}$. Pour un segment donné $[\overline{\Delta_k \varepsilon_{eq_{min}}}, \overline{\Delta_l \varepsilon_{eq_{max}}}]$ résultat d'une n^{ième} subdivision, la subdivision n+1 est conditionnée par la différence des modes de fissuration aux points $\overline{\Delta_k \varepsilon_{eq_{min}}}$ et $\overline{\Delta_l \varepsilon_{eq_{max}}}$ et par la distance $\overline{\Delta_l \varepsilon_{eq_{max}}} - \overline{\Delta_k \varepsilon_{eq_{min}}} > \delta_{\varepsilon_{eq}}$. L'algorithme proposé est synthétisé à la Table 44 [Bouhjiti et al., 2018e]:

Table 44: Algorithme générique basé sur les plans d'expérience adaptatifs permettant d'identifier les modes de fissuration

<p>Définir:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Domaine: $[a, b] = [\overline{\Delta \varepsilon_{eq_{min}}}, \overline{\Delta \varepsilon_{eq_{max}}}]$ ○ Précision: $L_{min} = \delta_{\varepsilon_{eq}}$ ○ Modèle: $M = TM_{3D}$ ○ Méthode de conception du plan d'expérience: Composition Centrale (par exemple) <p>Initialiser:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Nombre de segments actifs/inactifs: $N_S = 1/N_X = 0$ ○ Groupe de segments actifs/inactifs: $\mathcal{S} = \{S_1 = [a, b]\} / \mathcal{X} = \{\emptyset\}$ ○ Nombre des modes de fissuration: $N_{mod} = 1$ ○ Liste des modes de fissuration: $L_{mod} = \{\emptyset\}$ <p>Calcul $M(a)$ & $M(b)$.</p> <p>Si $M(a) \neq M(b)$:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ $N_{mod} = N_{mod} + 1$. ○ Liste des modes de fissuration: $L_{mod} = \{M(a), M(b)\}$. ○ Faire Algorithme jusqu'à longueur(\mathcal{S})=0 <p>Sinon:</p> <ul style="list-style-type: none"> ○ Liste des modes de fissuration: $L_{mod} = \{M(a)\} \rightarrow$ Quitter. <p>Tracer $M([a, b])$.</p>	<p>→ Algorithme :</p> <p>Pour $i=1$:longueur(\mathcal{S}):</p> <p style="padding-left: 20px;">$b_i = \max(\mathcal{S}(i))$ & $a_i = \min(\mathcal{S}(i))$</p> <p>Si $b_i - a_i > L_{min}$ & $M(a_i) \neq M(b_i)$</p> <ul style="list-style-type: none"> - Ajouter un point central $c: a_i \leq c \leq b_i$. - Calcul $M(c)$ - Si $M(c) \notin L_{mod}$: <ul style="list-style-type: none"> $N_{mod} = N_{mod} + 1$ $L_{mod} = L_{mod} \cup \{M(c)\}$ - $\mathcal{S} = (\mathcal{S} \setminus \mathcal{S}(i))$ - $N_S = N_S + 1$ - $S_{N_S-1} = [a_i, c]$ & $S_{N_S} = [c, b_i]$ - $\mathcal{S} = \mathcal{S} \cup \{S_{N_S-1}, S_{N_S}\}$ <p>Sinon:</p> <ul style="list-style-type: none"> - $N_X = N_X + 1$ - $\mathcal{X} = \mathcal{X} \cup \{\mathcal{S}(i)\}$ - $\mathcal{S} = \mathcal{S} \setminus \{\mathcal{S}(i)\}$.
-------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------	--------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------------

Dans le cas du gousset VeRCoRs, le domaine de variation de la quantité $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ est défini arbitrairement en modifiant la valeur de la résistance à la traction $0.1 \text{ MPa} \leq \mu_{R_{t,ref}} \leq 6.1 \text{ MPa}$ définissant ainsi le seuil d'endommagement par $2 \text{ }\mu\text{m/m} \leq \varepsilon_{\mu 0,t} = \frac{\mu_{R_{t,str}}}{\mu_E} \leq 110 \text{ }\mu\text{m/m}$. Le chargement TM est donc maintenu constant et la variation du profil de fissuration est directement associée à la variation du seuil d'endommagement $\varepsilon_{\mu 0,t}$ plus ou moins important que la déformation équivalente $\max_{VSR}(\varepsilon_{eq,t}^{VE})$ (constante et égale à $108 \text{ }\mu\text{m/m}$). La précision $\delta_{\varepsilon_{eq}}$ est considérée de l'ordre $3,25 \text{ }\mu\text{m/m}$. Cette valeur correspond à 50 % de l'écart type (choix arbitraire) du seuil d'endommagement (Figure 59). Par conséquent, le plan d'expérience contient au maximum 33 points de calcul. Néanmoins, en appliquant l'algorithme dans la Table 44, seuls 17 points sont actifs et font appel au modèle viscoélastique endommageable au jeune âge (Figure 110). Les 16 points restants du plan d'expérience ne s'activent pas car encadrés par deux points dont les modes de fissuration sont identiques. Le coût numérique est, par conséquent, réduit de 50 % ; d'où l'intérêt du schéma adaptatif.

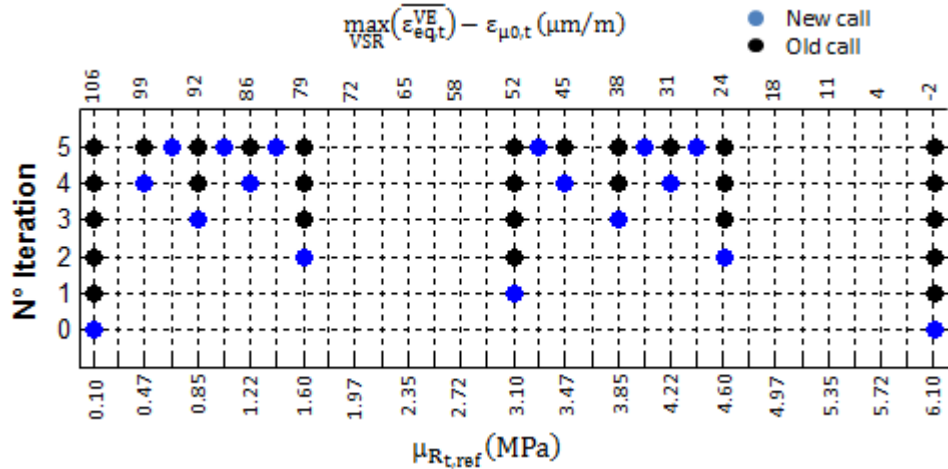


Figure 110. Application de l'algorithme adaptatif dans la Table 44 au cas du gousset VeRCoRs
Points actifs du plan d'expérience initial ($-2 \frac{\mu\text{m}}{\text{m}} \leq \overline{\Delta \varepsilon_{\text{eq}}} \leq 106 \mu\text{m}/\text{m}$, $\delta_{\varepsilon_{\text{eq}}} = 3,25 \mu\text{m}/\text{m}$)

En termes de profils de fissuration, les résultats obtenus par étape de discrétisation sont présentés dans la Figure 111. Il est à noter que seules les fissures traversant l'épaisseur du gousset sont comptabilisées dans cette analyse (exemples de profils de fissuration dans la Figure 112). Ces dernières sont plus critiques vis-à-vis de l'augmentation du taux de fuite à l'air sec du gousset VeRCoRs (mode de Poiseuille). Après 5 itérations (nombre auquel le critère d'arrêt $\delta_{\varepsilon_{\text{eq}}} \leq 3,25 \mu\text{m}/\text{m}$ est vérifié) et 17 appels au modèle, les modes de fissuration identifiés sont au nombre de 9 (0, 1, 2, 3, 5, 7, 8, 10, 12 fissures par VSR). L'identification des 4 modes restant (4, 6, 9, 11 fissures par VSR) nécessiterait alors une discrétisation plus fine du domaine associé à $\overline{\Delta \varepsilon_{\text{eq}}}$ ($\delta_{\varepsilon_{\text{eq}}} \leq 1,625 \mu\text{m}/\text{m}$). Cela n'est pas nécessaire dans le présent cas d'étude puisque tous les modes de fissuration observés sur site (0 à 3 fissures par VSR dans la Table 36) ont été identifiés numériquement. Comparé à la méthode basée intégralement sur les champs aléatoires (Table 38), la méthode adaptative proposée dans la Table 44 permet d'accéder à trois fois plus de modes de fissuration en deux fois moins de temps (durée de calcul cumulée de 10 jours) sans que cela n'altère la représentativité physique des résultats obtenus. Particulièrement, les mentions suivantes sont faites :

- Les fissures obtenues sont principalement verticales étant donnée l'importance des effets de bridages (retraits empêchés) dans la direction tangentielle.
- Le modèle permet de simuler l'aléa spatial de la distribution des fissures ainsi que de leurs directions de propagation (pas forcément radiale le long de l'épaisseur du gousset).
- Les surfaces de réponse résultantes (Figure 113a), et pour le même chargement, montrent bien un nombre de fissures verticales plus important pour la partie du gousset au-dessus (épaisseur de 40 cm) de la marche qu'en-dessous (épaisseur de 60 cm) conformément aux observations sur site (Table 36).
- Le modèle utilisé ne permet pas de retrouver la même variabilité des longueurs de fissures que celle observée (Figure 88). Les fissures simulées couvrent toute la hauteur du gousset sinon s'arrêtent au niveau de la marche contrairement aux fissures sur site dont la longueur peut être inférieure à la hauteur du gousset en-dessous ou en-dessus de la marche (en supposant que sur site,

ces fissures de petites hauteurs traversent toute l'épaisseur du gousset). La variabilité spatiale introduite via le champ aléatoire spatialement corrélé ne serait donc pas suffisante pour retrouver une telle variabilité. A cela s'ajoutent, comme mentionné plus haut dans la section 4.6.1.3, d'autres raisons liées à la finesse de la discrétisation spatiale et à la liaison acier-béton à l'origine de variabilité spatiale à une échelle plus fine que celle visée dans le présent travail.

- En termes d'ouvertures de fissure au jeune âge (Figure 113b), les valeurs simulées restent comparables aux observations sur site (inférieures à 100 μm à 12 jours).

- D'un point de vue énergétique, les surfaces de réponse identifiées ne sont valables que pour une énergie de fissuration G_F constante (à $\pm 10\%$ près). En effet, cette dernière est un paramètre important pour les problèmes de multi-fissuration où l'amorçage de nouvelles fissures dépend du taux d'énergie dissipée dans les anciennes et du transfert de contraintes dans les parties non-fissurées. En particulier, les résultats numériques dans la Figure 113a montrent que même avec un chargement supérieur de 24 $\mu\text{m}/\text{m}$ au seuil d'endommagement, aucune fissure traversant le gousset n'est obtenue. Etant donnée l'énergie de fissuration utilisée, l'initiation des fissures dans le béton ne suffit pas pour une propagation instable (ce qui est normal pour un matériau quasi fragile). Cela aurait pu être obtenu en utilisant une loi de comportement parfaitement fragile ($G_F \rightarrow \frac{h_{EF} R_t^2}{2E}$ dans la Table 12). De façon générale, les points de transition d'un mode de fissuration à un autre sont d'autant plus distants que l'énergie de fissuration est importante (et vice-versa). Dans le cas où, pour d'autres applications, le paramètre G_F a un effet non négligeable sur la réponse du modèle de fissuration, il pourrait être introduit comme paramètre variable lors de l'identification des surfaces de réponse 2D $\frac{N_{ck,VSR}(t)}{w_{ck}(\vec{x}, t)}$ vs. $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$, G_F . L'algorithme dans la Table 44 reste valable pour une telle analyse. Il suffit d'introduire une deuxième direction de raffinement du plan d'expérience 2D selon deux précisions $\delta_{\varepsilon_{eq}}$ et δG_F .

- Les points de transition $\overline{\Delta_j \varepsilon_{eq}}$ d'un mode de fissuration j-1 à un mode de j fissures sont définis avec une précision égale à $\delta_{\varepsilon_{eq}} = 3 \mu\text{m}/\text{m}$. Cela introduit une incertitude sur le nombre de fissures à associer au seuil $\overline{\Delta_j \varepsilon_{eq}}$ pouvant être soit $N_{ck,VSR}(\overline{\Delta_j \varepsilon_{eq}})$ ou $N_{ck,VSR}(\overline{\Delta_{j-1} \varepsilon_{eq}})$. Ainsi, la surface de réponse correspond à des bornes inférieure et supérieure du nombre de fissures par VSR. Ces dernières convergent vers la même courbe pour une précision $\delta_{\varepsilon_{eq}} \rightarrow 0$.

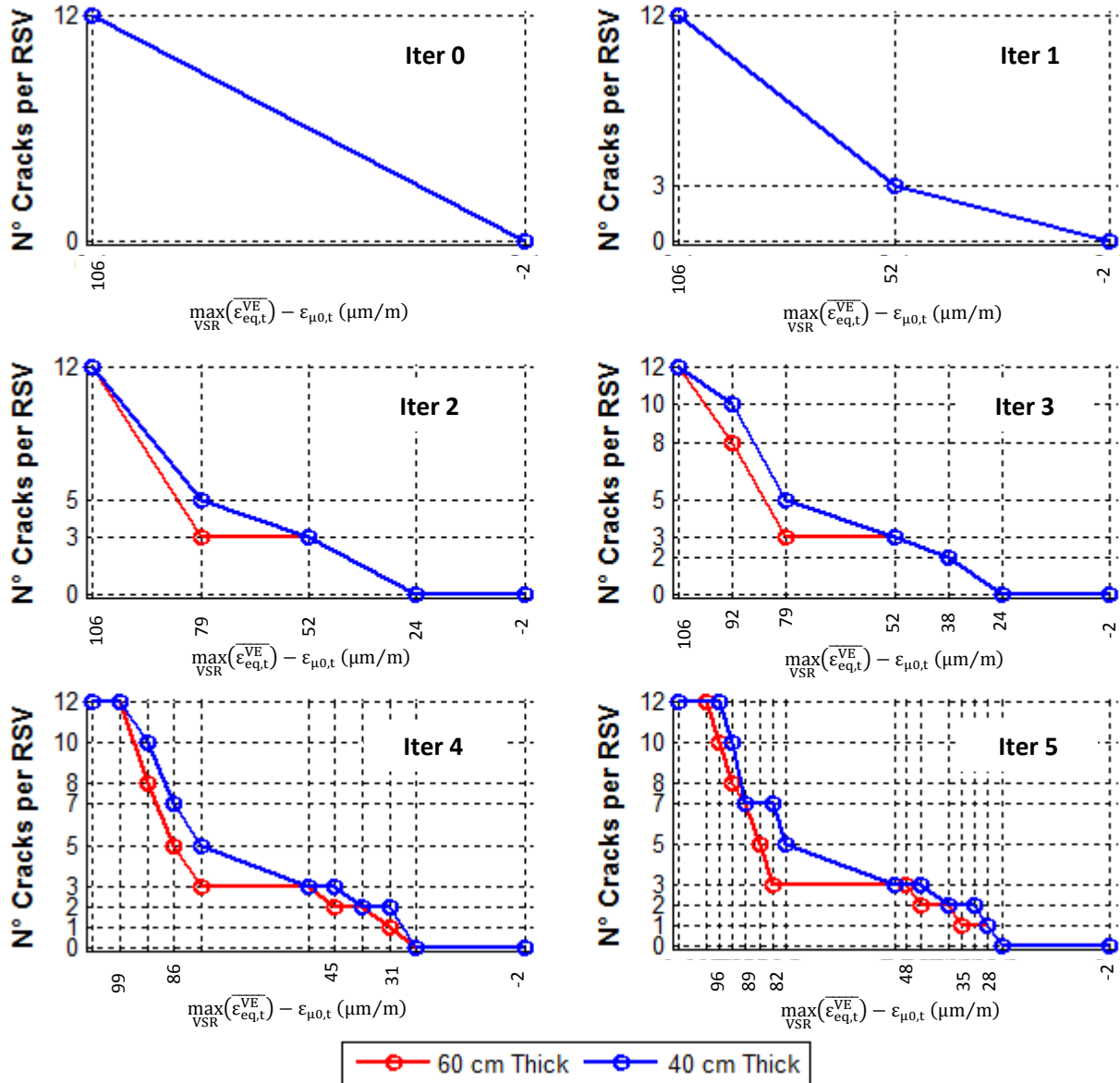


Figure 111. Application de l’algorithme adaptatif dans la Table 44 au cas du gousset VeRCoRs : Evolution de la surface de réponse par étape de discrétisation du plan d’expérience [Bouhjiti et al., 2018e]

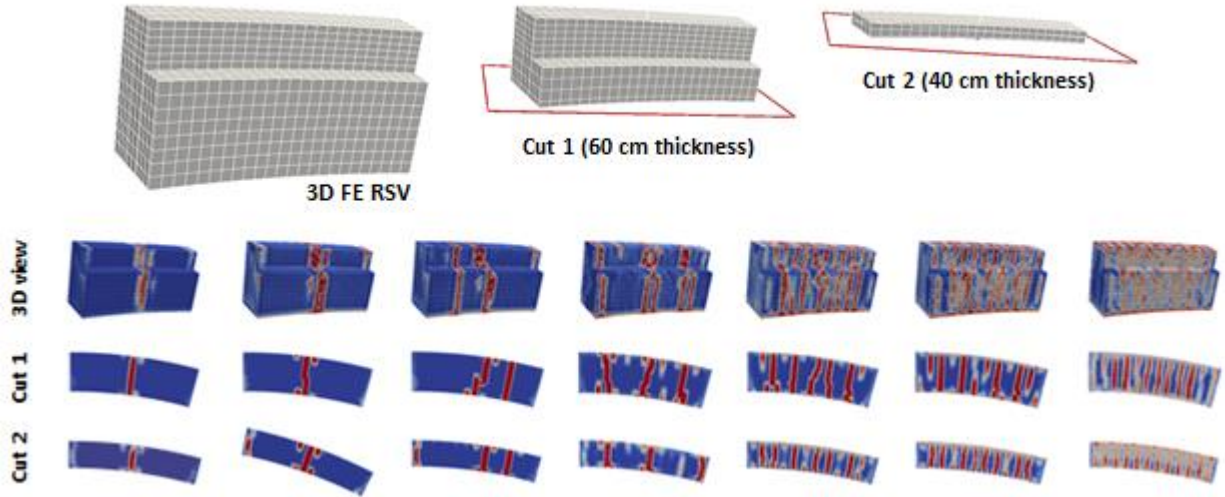


Figure 112. Exemples de profils de fissuration du gousset VeRCoRs au jeune âge en dessous et en dessus de la marche (âge de 12 jours)

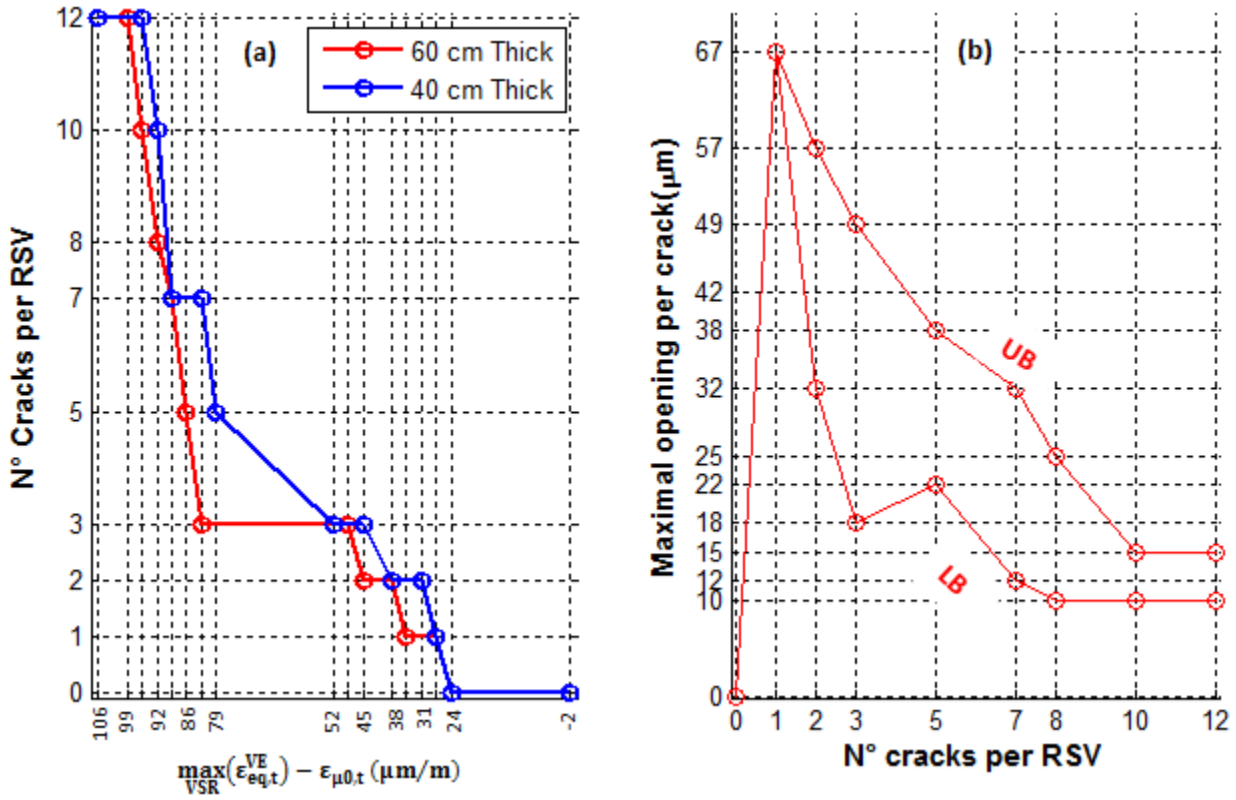


Figure 113. Surface de réponse 1D : (a) $N_{ck,VSR}$ vs. $\overline{\Delta \epsilon_{eq}}$ (b) $w_{ck}(\vec{x}, t = 12 \text{ jours})$ vs. $\overline{\Delta \epsilon_{eq}}$

- **Surface de réponse 6D ($\overline{\Delta \epsilon_{eq}}$ vs. $Q_{\infty}; C_C^P; \mu_E; \alpha_{ES}; \alpha_{TH}; \mu_{R,t,ref}$)** : La quantité $\overline{\Delta \epsilon_{eq}}$ est de nature continue. Dans cette partie, elle est identifiée via une simulation 2D-axissymétrique et viscoélastique (non-endommageable) du gousset VeRCoRs (Figure 108d). L'application de la méthode des chaos polynomiaux permet d'identifier une surface de réponse 6D de la forme [99]:

$$\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}(t) \approx \widehat{\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}}(t) = \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^{83} y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_{Q_{\infty}}, \xi_{C_c}, \xi_{\mu_E}, \xi_{\mu_{R_{t,ref}}}, \xi_{\alpha_{ES}}, \xi_{\alpha_{TH}}) \quad [99]$$

Cette dernière contient 84 termes y_k dont l'identification nécessite 4096 calculs aux points d'intégration dans la Table 43 (durée de calcul cumulée de 28 jours). S'intéressant particulièrement à la valeur de $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ à la fin de la phase de jeune âge et avant la phase opérationnelle (Figure 114), le méta-modèle obtenu approche la réponse réelle avec une erreur absolue maximale de 8 $\mu\text{m}/\text{m}$ (Figure 114a) et une erreur quadratique moyenne de 1 $\mu\text{m}/\text{m}$ (Figure 114b). Bien que ces valeurs soient moins importantes que la précision des jauges de déformations utilisées sur site (estimée à 10 $\mu\text{m}/\text{m}$), elles sont relativement plus importantes que la précision de la surface de réponse définissant le nombre de fissures par VSR en fonction de l'écart $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$. Ainsi, les 8 $\mu\text{m}/\text{m}$ d'erreur sur la déformation $\overline{\Delta \varepsilon_{eq}}$ induisent une erreur sur le nombre de fissures de jeune âge de ± 1 fissure par VSR du gousset. Cela vient s'ajouter à l'erreur due à la précision de la surface de réponse $\delta_{\varepsilon_{eq}} > 0$ aussi évaluée à ± 1 fissure par VSR.

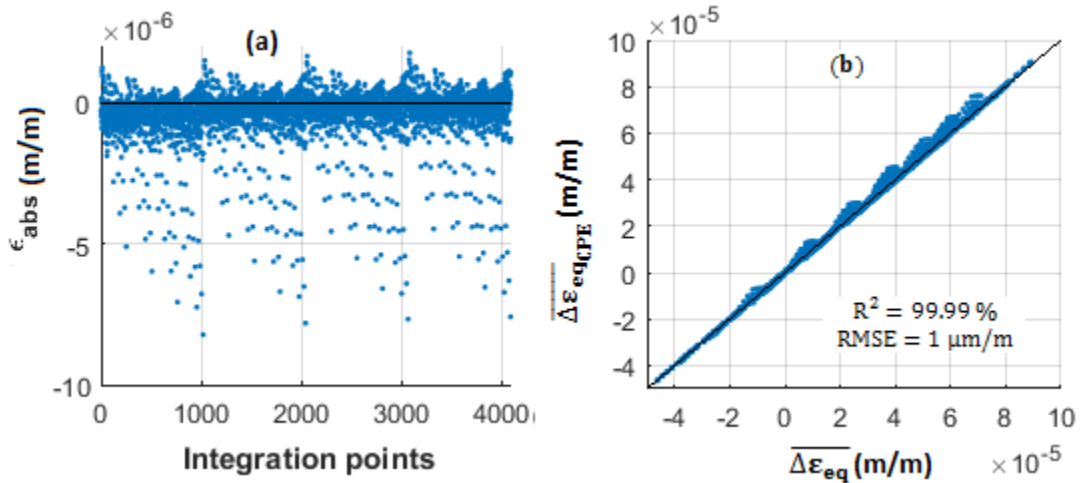


Figure 114. (a) Erreur absolue du méta-modèle par rapport au modèle TM (b) Corrélation du méta-modèle et du modèle TM R^2 : Coefficient de détermination RMSE (root-mean-square-error) : erreur quadratique moyenne

- **Surface de réponse 6D** $\left(\begin{matrix} N_{ck,VSR}(t) \\ w_{ck}(\vec{x}, t) \end{matrix} \right)$ vs. $Q_{\infty}; C_c^p; \mu_E; \alpha_{ES}; \alpha_{TH}; \mu_{R_{t,ref}}$: Cette dernière est obtenue par simple composition des deux surfaces de réponse précédentes. Grâce aux hypothèses simplificatrices annoncées dans la section 5.3.3.1.1 et à la méthode de surface de réponse adaptative proposée dans la Table 44, la durée de calcul cumulée est finalement réduite à 38 jours à la place de 6,5 ans.

5.3.3.1.3 Analyse de sensibilité globale

L'analyse de sensibilité globale (Figure 115), par post-traitement [95] des coefficients de la fonction polynomiale [99], permet d'identifier la résistance à la traction et le module de Young comme étant les paramètres mécaniques contribuant le plus à la variance de la réponse du modèle mécanique (en termes de fissuration). Les indices de Sobol' associés à ces deux paramètres – définissant le seuil

d'endommagement – sont quasi-égaux et décrivent 67 % de la variance totale du modèle. Ensuite, et avec la même contribution, les coefficients de retrait endogène et thermique représentent 32 % de la variance totale de la réponse mécanique. Ces derniers sont représentatifs des retraits empêchés au niveau du gousset. La chaleur d'hydratation et la capacité thermique semblent avoir une faible contribution à la variance globale de la réponse de fissuration. Ce résultat est comparable à celui obtenu avec la méthode OFAT où ces paramètres ont un effet moins important que les 4 premiers. Cela s'explique en partie par le fait qu'au niveau de l'interface radier-gousset, la température des deux éléments est pratiquement la même par conduction thermique. La variation du retrait empêché ne peut donc être associée qu'aux propriétés mécaniques et non à la réponse thermique. Il est utile de souligner que les mêmes indices de Sobol' sont identifiés pour les quantités $\overline{\Delta\varepsilon_{eq}}$ et nombre de fissures par VSR (tenant compte de l'incertitude due à la précision non nulle du plan d'expérience). Cela démontre la représentativité de l'écart $\overline{\Delta\varepsilon_{eq}}$ du risque de fissuration. Compte tenu de ces résultats, les paramètres thermiques peuvent être considérés constants du fait de leur très faible contribution à la variance de la réponse du modèle de fissuration. Le modèle réduit contiendrait donc quatre paramètres probabilisés seulement : la résistance à la traction, le module de Young et les coefficients de retrait thermique et endogène.

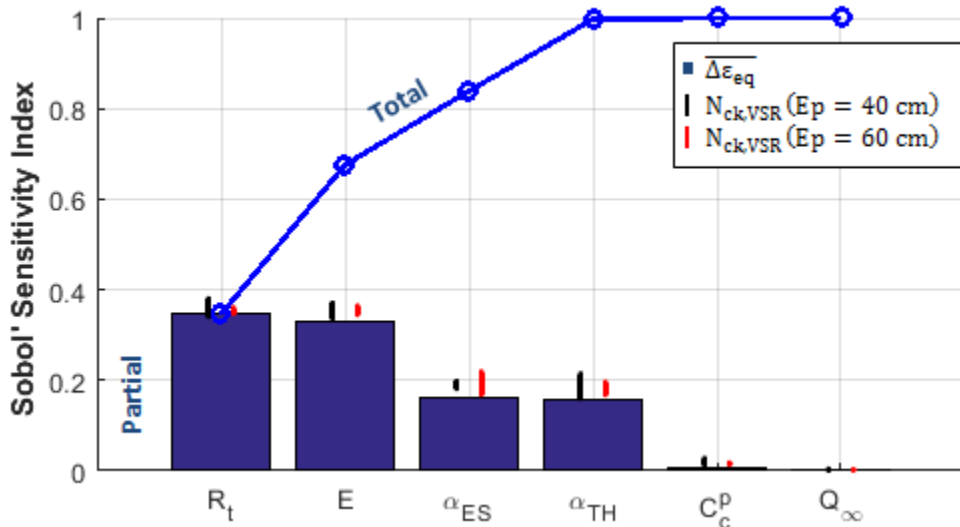


Figure 115. Indicateurs de Sobol' des paramètres thermo-mécaniques les plus influents au jeune âge vis-à-vis de la quantité $\overline{\Delta\varepsilon_{eq}}$ indicative du risque de fissuration et du nombre de fissures dans le gousset en-dessous et en-dessus de la marche

5.3.3.2 Analyse probabiliste

D'après l'analyse précédente, deux surfaces de réponse sont accessibles. Chacune est descriptive d'un niveau d'information donné :

- L'application de Monte Carlo au méta-modèle mécanique viscoélastique au jeune âge $\overline{\Delta\varepsilon_{eq}}$ vs. $Q_\infty; C_c^p; E; \alpha_{ES}; \alpha_{TH}; R_{t,ref}$ permet d'estimer le risque de fissuration au jeune âge en définissant une probabilité de dépassement de la valeur zéro $P(\overline{\Delta\varepsilon_{eq}} \geq 0)$. Cependant, cela ne permet pas de quantifier ce risque en nombre, espacement et ouvertures de fissures. Visant une probabilité

inférieure à 10^{-8} , 100 tirages par paramètre aléatoire (Table 43) sont considérés. La Fonction de Distribution Cumulative obtenue est présentée dans la Figure 116. Pour le gousset VeRCoRs, et comme attendu, le risque de fissuration est élevé ($P(\overline{\Delta\varepsilon_{eq}} \geq 0) > 90 \%$). Cela justifie le recours à des calculs 3D viscoélastiques endommageables visant à quantifier ce risque.

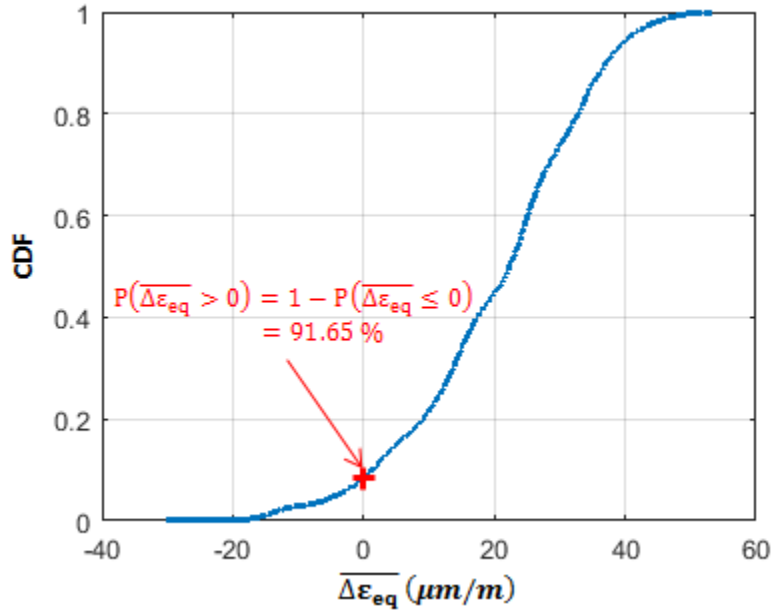


Figure 116. Evaluation du risque de fissuration au jeune âge du gousset VeRCoRs

- L'application de Monte Carlo au méta-modèle mécanique de fissuration au jeune âge $N_{ck,VSR}$ vs. Q_{∞} ; C_c^p ; E ; α_{ES} ; α_{TH} ; $R_{t,ref}$ permet d'associer à chaque mode de fissuration du VSR du gousset VeRCoRs une probabilité d'occurrence. Ces dernières sont présentées dans la Figure 117 pour les parties du gousset en-dessous et en-dessus de la marche. Il est utile de rappeler que, sur site les observations visuelles ne permettent pas de connaître si une fissure traverse l'épaisseur du gousset ou pas. Donc, le nombre de fissures identifié correspond à une borne supérieure des côtés intrados et extrados. D'un point de vue numérique, l'encadrement du nombre de fissures est aussi surestimé par rapport aux simulations où les liaisons acier-béton seraient modélisées avec glissement. Néanmoins, en dépit de ces limitations de mesure et de modélisation, les résultats obtenus en termes de fréquence de chaque mode en aveugle restent corrects et relativement prédictifs surtout pour la partie en-dessous de la marche (Figure 117a). Pour la partie en dessus, les résultats sont relativement moins précis particulièrement pour les profils à 1 et 2 fissures par VSR. La fréquence du premier est sous-estimée de 30 % et celle du second est surestimée de 10 % (Figure 117b).

En assemblant 24 VSRs du gousset VeRCoRs, en exploitant tous les arrangements possibles (positionnement aléatoire) et en respectant les fréquences associées à chaque mode de fissuration [100], les estimations moyennes du nombre de fissures de tout le gousset (volume structurel) sont accessibles (Figure 117c) ainsi que la distribution des espacements entre fissures (Figure 118).

$$VS = \bigcup_{i=0}^{12} 24 * (f_i * VSR(N_{ck,VSR} = i)) \quad [100]$$

f_i la fréquence du mode de fissuration $N_{ck,VSR} = i$

Tenant compte des observations des côtés intrados et extrados, le nombre de fissures traversantes observées sur site serait inférieur à 23 et à 19 pour la partie au-dessus et en-dessous de la marche respectivement. Numériquement, les estimations moyennes correspondent à un nombre de fissures compris entre 27 et 30 (17 et 22) pour la partie supérieure (inférieure) du gousset ; ce qui encadre bien les valeurs identifiées sur site. En termes d'espacement, et puisque les fréquences des modes de fissures sont prévues avec une grande précision pour la partie inférieure du gousset, la distribution associée correspond bien à celle observée sur site (Figure 118a). Pour la partie en-dessus de la marche, et puisque la fréquence du profil à 1 fissure par VSR est sous-estimée, les fréquences des petits espacements sont naturellement surestimées (plus de fissures = espacement plus faible).

L'analyse précédente des résultats obtenus (que ce soit en termes de nombre ou d'espacement entre fissures) reste pertinente dans le cas où la variabilité des paramètres en entrée est limitée à 4 paramètres seulement (la résistance à la traction, le module de Young et les coefficients de retrait thermique et endogène). D'où l'intérêt de l'analyse de sensibilité globale de Sobol' à réduire le nombre de paramètres intervenant dans la surface de réponse en ne préservant que les plus influents sans affecter la variabilité de la quantité d'intérêt.

Finalement, et contrairement aux approches déterministes classiques et usuelles, l'approche proposée permet d'explorer de manière plus réaliste les divers profils de fissuration (en termes de nombre de fissures, espacement et ouvertures) ainsi que leurs fréquences associées. Bien que l'illustration de la pertinence de la méthode soit limitée au jeune âge, elle reste applicable à d'autres configurations de fissuration (chargement statique ou dynamique, monotone ou variable, etc.).

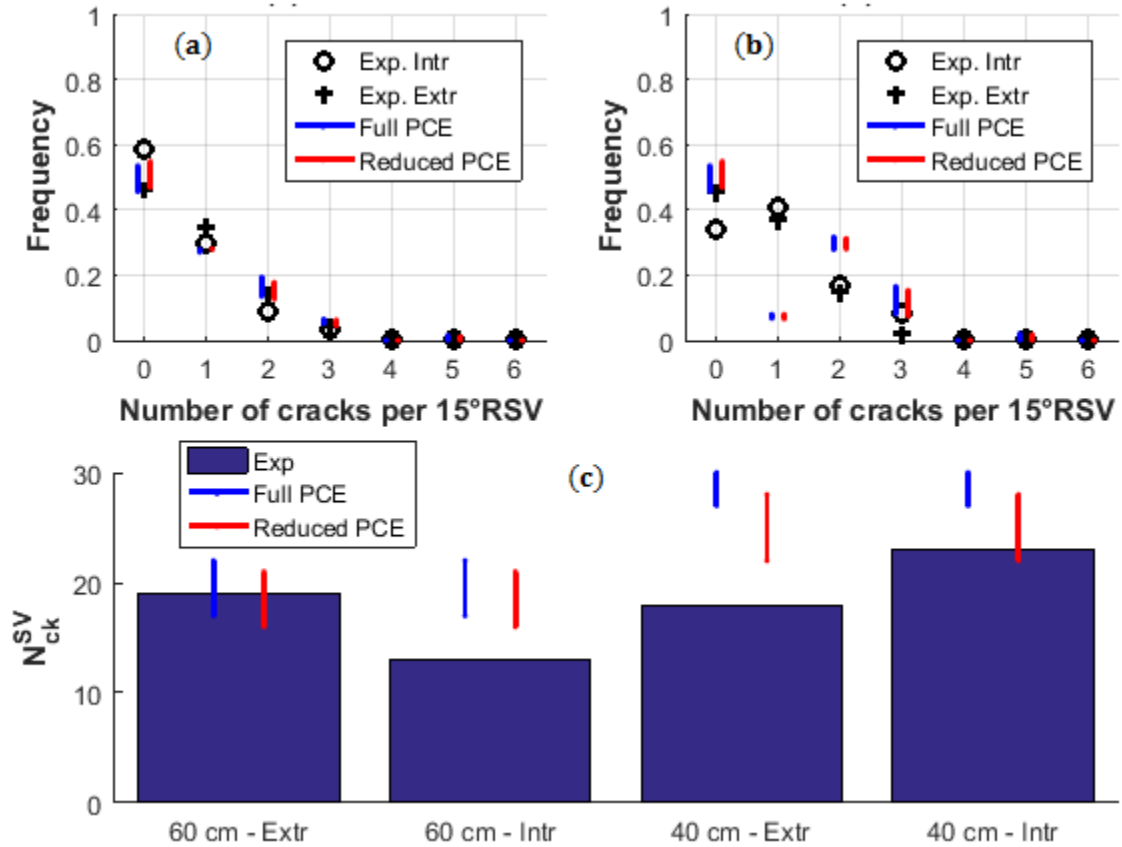


Figure 117. (a) FDP du nombre de fissures par VSR de 15° (en-dessous de la marche – épaisseur de 60 cm) (b) FDP du nombre de fissures par VSR de 15° (en-dessus de la marche – épaisseur de 40 cm) (c) Estimation moyenne du nombre de fissures du gousset VerCoRs [Bouhjiti et al., 2018e]

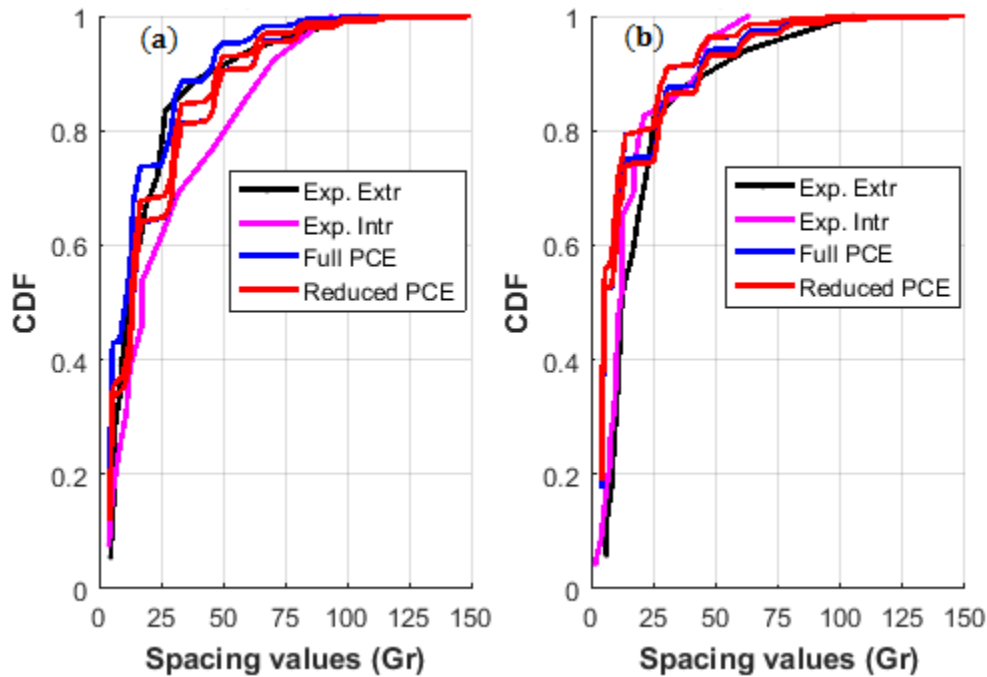


Figure 118. Distribution des espacements de fissures de jeune âge dans le gousset VerCoRs (a) Epaisseur de 60 cm (b) Epaisseur de 40 cm [Bouhjiti et al., 2018e]

5.3.4 Comportement hydrique

5.3.4.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale

L'application de la méthode des chaos polynomiaux au comportement hydrique de la maquette VeRCoRs, permet d'identifier une surface de réponse associée au taux de saturation et d'humidité relative de la forme [101]:

$$\frac{S_r(\vec{x}, t)}{HR(\vec{x}, t)} \approx \frac{\hat{S}_r(\vec{x}, t)}{\hat{HR}(\vec{x}, t)} = \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^9 y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_B, \xi_{C_{fw,0}}) \quad [101]$$

Cette dernière contient 10 termes y_k dont l'identification nécessite 16 calculs aux points d'intégration dans la Table 43 (durée de calcul cumulée de 5 heures). Par la suite, un intérêt particulier est accordé au taux d'humidité relative moyen dans le volume du béton représentatif de l'état hydrique global du gousset (Figure 119). La même analyse peut être menée pour les autres quantités hydriques (teneur en eau et taux de saturation). Le méta-modèle obtenu approche la réponse réelle avec une erreur absolue maximale de 20% (Figure 119a) et une erreur quadratique moyenne de 1,5% (Figure 119b).

L'analyse de sensibilité globale (Figure 119c), par post-traitement [95] des coefficients de la fonction polynomiale [101][96], permet d'identifier les deux paramètres hydriques B et $C_{fw,0}$ comme étant pareillement influents vis-à-vis de la variabilité de l'humidité relative. Le même résultat est obtenu par analyse de sensibilité OFAT (Paragraphe 4.5.2).

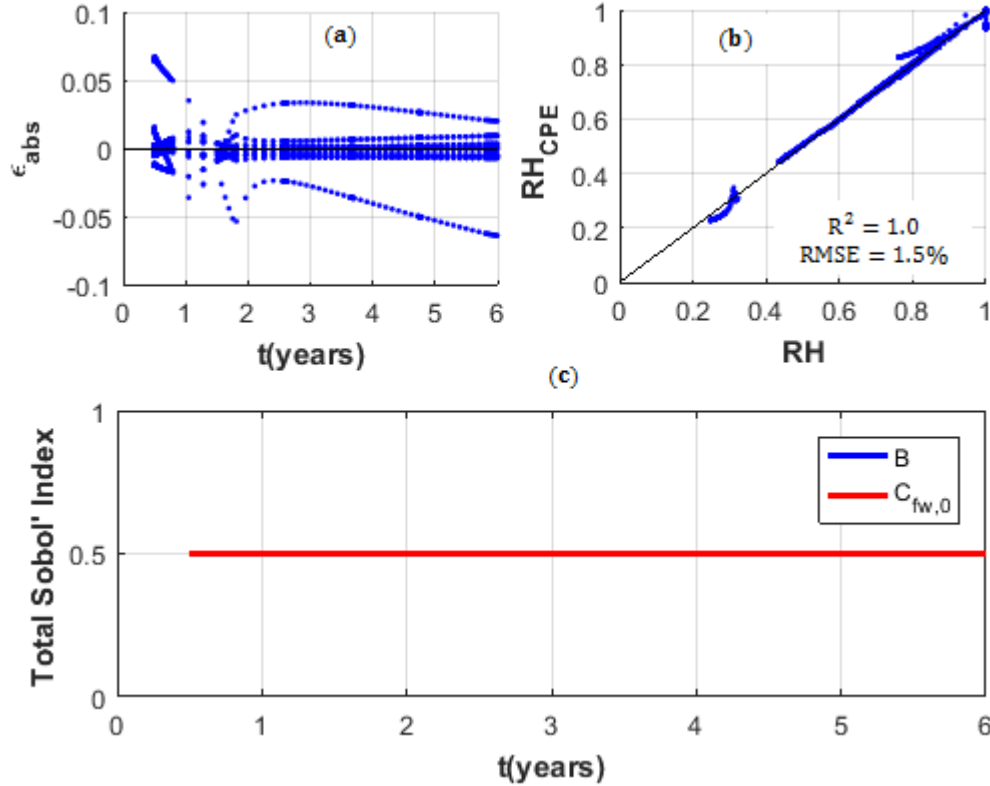


Figure 119. Taux d'humidité relative moyen dans le gousset (a) Evolution de l'erreur absolue du méta-modèle par rapport au modèle hydrique dans le temps (b) Corrélation du méta-modèle et du modèle hydrique R^2 : Coefficient de détermination RMSE (root-mean-square-error) : erreur quadratique moyenne (c) Evolution des indicateurs de Sobol' des paramètres hydriques influents avec le temps (deux courbes superposées)

5.3.4.2 Analyse probabiliste

L'application de la méthode de Monte Carlo au méta-modèle hydrique [101] permet d'associer le taux de saturation en tout point et en tout instant à une Fonction de Densité de Probabilité FDP(\vec{x}, t) ou une Fonction de répartition FDC(\vec{x}, t). En utilisant 10^5 tirages par paramètre aléatoire (Table 43), 10^{10} résultats hydriques sont obtenus (probabilité visée de 10^{-8}). En l'absence de mesures exploitables sur site, l'analyse est limitée dans cette partie aux résultats numériques. Dans la Figure 120a, les courbes moyennes du taux de saturation ainsi que leurs intervalles de confiance associés sont présentés. En fin de vie, l'humidité relative moyenne dans le gousset est estimée à $63\% \pm 10\%$. Sa décroissance dans le temps est accélérée suite à la mise en service et par chauffage de l'air interne (dans la Figure 120b, deux groupes de FDC sont distingués : Avant la mise en service (test 0&1) et après la mise en service (Tests 2 à 8)). Cela semble aussi réduire sensiblement le coefficient de variation associé à l'humidité relative moyenne (de 11 % à 9 %).

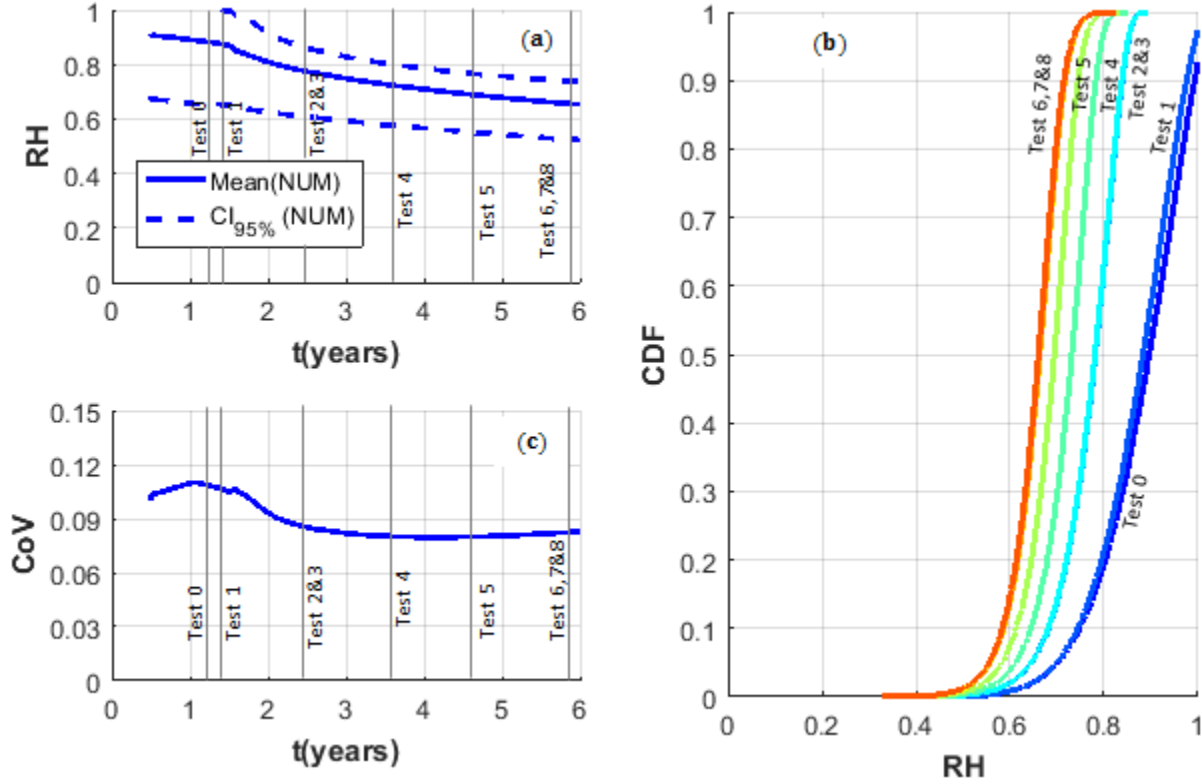


Figure 120. Analyse probabiliste de l'humidité relative moyenne dans le gousset VeRCoRs (a) Evolution moyenne dans le temps et intervalles de confiance (b) Fonction de densité cumulative associée (c) Evolution du coefficient de variation avec le temps

5.3.5 Comportement mécanique différé

Dans cette partie, les résultats présentés portent sur les déformations différées du gousset VeRCoRs dans un cadre viscoélastique (phases de jeune âge et long terme découplées). Ayant démontré numériquement, qu'en phase de pressurisation, le comportement du béton reste élastique sans accroissement de l'endommagement, les ouvertures de fissures de jeune âge associées sont déduites en utilisant l'équation [70] moyennant une réduction locale de la rigidité du béton.

5.3.5.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale

5.3.5.1.1 Déformations différées

L'application de la méthode des chaos polynomiaux aux déformations différées du gousset VeRCoRs permet d'identifier une surface de réponse 4D des composantes verticale et tangentielle (directions d'intérêt) [102] (dans cette partie les déformations élastiques de pressurisation ne sont pas considérées):

$$\varepsilon(\vec{x}, t) \approx \hat{\varepsilon}(\vec{x}, t) = \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^{34} y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_B, \xi_{C_{fw,0}}, \xi_{\alpha_{ds}}, \xi_{\sigma_{PREC}}) \quad [102]$$

Cette dernière contient 35 termes y_k dont l'identification nécessite 256 calculs aux points d'intégration dans la Table 43 (durée de calcul cumulée de 42 jours). S'intéressant aux déformations à la position des capteurs G (déformations des côtés intrados et extrados confondues dans la Figure 71), le méta-modèle résultant (Figure 121a) approche la réponse réelle du modèle avec une erreur absolue maximale (croissante dans le temps) de 440 $\mu\text{m}/\text{m}$ et une erreur quadratique moyenne de 70 $\mu\text{m}/\text{m}$ (Figure 121b). De tels écarts restent largement plus importants que la précision des mesures de déformations sur site, surtout en l'absence d'effet des fissures de jeune âge. Pour une meilleure évaluation du méta-modèle, le degré polynomial requis devrait donc être supérieur à 3. Sinon, en acceptant les erreurs épistémiques du méta-modèle [102] à décrire les déformations différées du béton dans le gousset VeRCoRs et en se contentant du temps de calcul cumulé précisé ci-dessus (42 jours), l'analyse de sensibilité globale (Figure 121c), par post-traitement [95] des coefficients de la fonction polynomiale [102][96], permet d'identifier les deux paramètres hydriques B et $C_{fw,0}$ comme étant pareillement influents vis-à-vis de la variabilité de la déformation différée du béton (variance cumulée supérieure à 96 %). Contrairement aux résultats issus de la méthode OFAT (paragraphe 4.6.2.2), la contribution des efforts de précontrainte à la variabilité des déformations différées est globalement négligeable sauf en phase de mise en tension des câbles. Après mise en service (chauffage de l'air interne de la maquette), la contribution de chaque paramètre à la variance de la réponse mécanique reste quasi-constante.

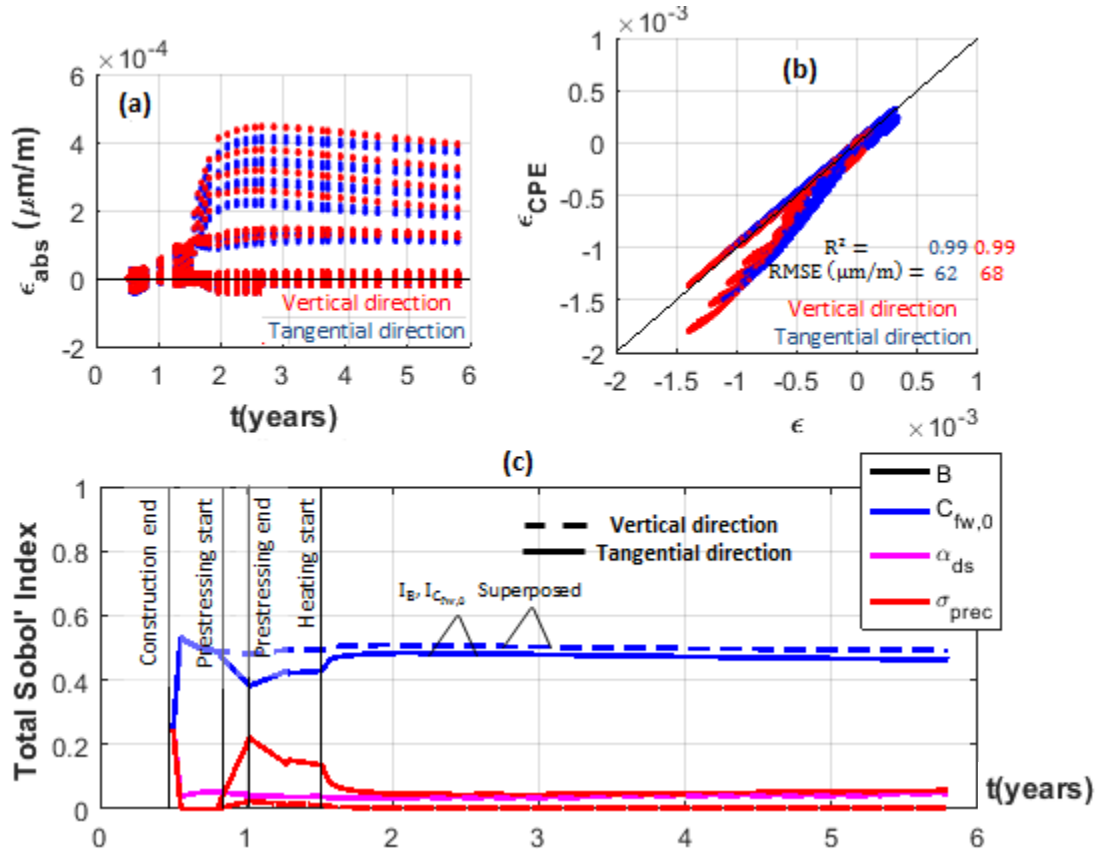


Figure 121. Déformations tangentielle et verticale dans le gousset VeRCoRs (Positions des capteurs G dans la Figure 71) (a) Evolution de l'erreur absolue du méta-modèle par rapport au modèle mécanique dans le temps (b) Corrélation du méta-modèle et du modèle mécanique R^2 : Coefficient de détermination RMSE (root-mean-square-error) : erreur quadratique moyenne (c) Evolution des indicateurs de Sobol' des paramètres hydro-mécaniques influents avec le temps

5.3.5.1.2 Ouvertures de fissures

Les ouvertures de fissures traitées dans cette partie sont le résultat des efforts de pressurisation appliqués (surpression de 4,2 bars) en présence de fissures de jeune âge. Ainsi, un paramètre supplémentaire (σ_{PRES}) est pris en compte lors de l'application de la méthode des chaos polynomiaux [103]. La surface de réponse 5D obtenue s'écrit :

$$w_{ck}(\vec{x}, t) \approx \widehat{w}_{ck}(\vec{x}, t) = \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^{55} y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_B, \xi_{C_{fw,0}}, \xi_{\alpha_{ds}}, \xi_{\sigma_{PREC}}, \xi_{\sigma_{PRES}}) \quad [103]$$

Cette dernière contient 56 termes y_k . Par défaut, leur identification nécessite 1024 calculs aux points d'intégration dans la Table 43 (durée de calcul cumulée de 170 jours). Toutefois, en exploitant la superposition des déformations [17] et l'élasticité du comportement du béton lors de la surpression, le nombre de termes dans [103] est réduit à 38 [104] et le nombre de calculs à 260 seulement. Les 4 calculs supplémentaires, par rapport au cas précédent, portant sur les déformations différées, sont relatifs aux calculs élastiques du gousset sous pression interne (calculs indépendants de l'état de précontrainte et de l'état hydrique aux points d'intégration dans la Table 43).

$$\widehat{w}_{ck}(\vec{x}, t) = y_0(\vec{x}, t) + \sum_{\substack{k=1 \\ 1 \leq \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^{34} y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_B, \xi_{C_{fw,0}}, \xi_{\alpha_{ds}}, \xi_{\sigma_{PREC}}) + \sum_{\substack{k=1 \\ 1 \leq \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^3 y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_{\sigma_{PRES}}) \quad [104]$$

Le méta-modèle obtenu (Figure 122a) approche la réponse réelle du modèle avec une erreur absolue maximale de 92 μm et une erreur quadratique moyenne de 16 μm (Figure 122b). L'analyse de sensibilité globale (Figure 122c), par post-traitement [95] des coefficients de la fonction polynomiale [104][96], et conformément aux résultats obtenus par la méthode OFAT (paragraphe 4.6.2.3), permet d'identifier la contrainte effective de pressurisation σ_{PRES} comme étant le paramètre le plus influent. Sa contribution à la variance totale des ouvertures de fissures est supérieure à 75 %. Cette dernière décroît légèrement dans le temps en faveur d'une augmentation de la contribution des paramètres hydriques ; particulièrement de la teneur en eau initiale (contribution maximale de 12 %). L'effet de la variabilité de la précontrainte tangentielle sur les ouvertures de fissures reste relativement faible (contribution constante de 11 % à la variance globale) tandis que l'effet de la variabilité des autres paramètres (B, α_{ds}) est montré comme négligeable. Par conséquent, la variabilité spatiale des effets de bridage en phase de pressurisation au niveau de la reprise radier-gousset expliquerait en grande partie la variabilité des ouvertures de fissures de jeune âge en phase de pressurisation et la variabilité des flux d'air sec les traversant.

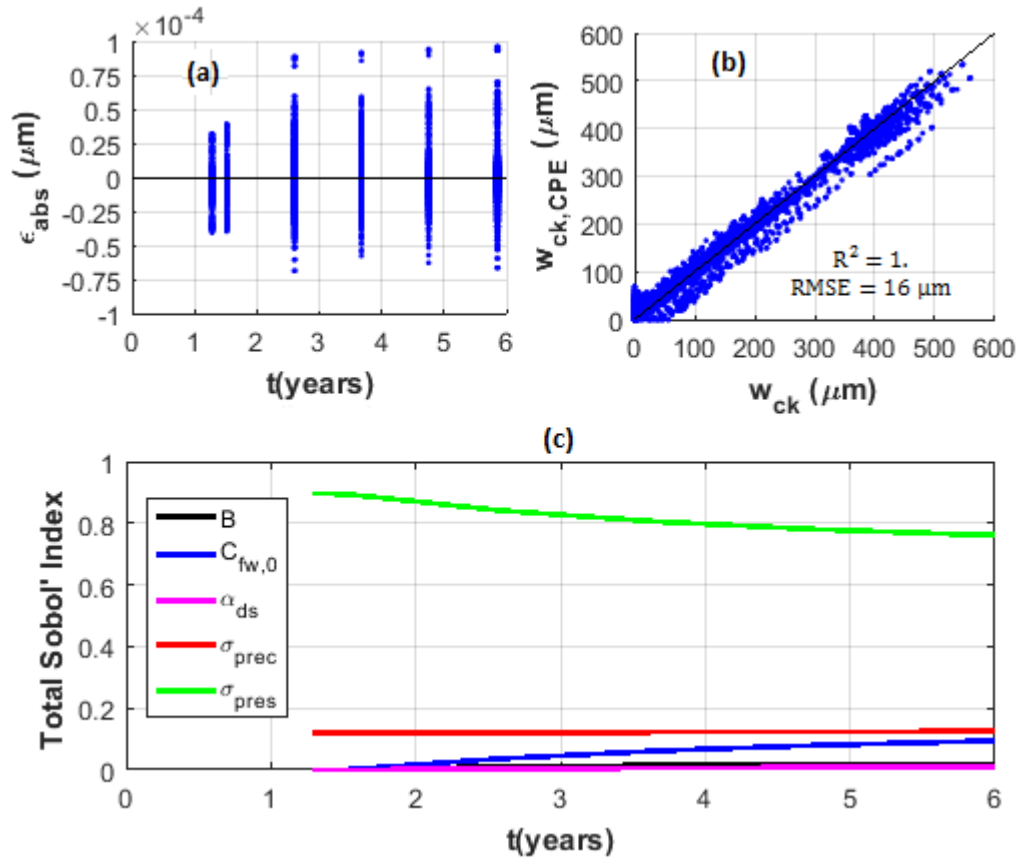


Figure 122. Evolution des ouvertures de fissures de jeune âge dans le gousset VeRCoRs sous contraintes de pressurisation (a) Evolution de l'erreur absolue du méta-modèle par rapport au modèle mécanique dans le temps (b) Corrélation du méta-modèle et du modèle mécanique R^2 : Coefficient de détermination RMSE (root-mean-square-error) : erreur quadratique moyenne (c) Evolution des indicateurs de Sobol' des paramètres hydro-mécaniques influents avec le temps

5.3.5.2 Analyse probabiliste

L'application de la méthode de Monte Carlo aux méta-modèles mécaniques [102] et [104] permet d'associer les déformations et les ouvertures de fissures en tout point et à tout instant à une Fonction de Densité de Probabilité FDP(\vec{x}, t) ou à une fonction de répartition FDC(\vec{x}, t). Visant une probabilité inférieure à 10^{-8} , 350 tirages par paramètre aléatoire sont considérés (Table 43). Les résultats obtenus sont décrits ci-après.

5.3.5.2.1 Déformations différées

Dans les Figure 123a&b, les courbes moyennes de déformations verticale et tangentielle respectivement ainsi que leur intervalle de confiance associé sont présentés pour les résultats numériques et pour les mesures sur site (capteurs G dans la Figure 71). L'instant de référence est rapporté à la fin de la construction de la maquette VeRCoRs. A l'âge actuel de la maquette, la valeur moyenne de la déformation simulée est de $395 \pm 260 \mu\text{m}/\text{m}$ ($70 \pm 23 \mu\text{m}/\text{m}$) dans la direction verticale (tangentielle respectivement). Bien que les distributions associées aux valeurs de précontrainte soient issues des réponses observées sur site, les valeurs moyennes prévues sont inférieures aux mesures sur site ($571 \pm 268 \mu\text{m}/\text{m}$ ($288 \pm 77 \mu\text{m}/\text{m}$) dans la direction verticale

(tangentielle respectivement)). Ces écarts sont donc directement associés aux éventuels écarts entre les distributions considérées pour les paramètres hydriques (paramètres les plus influents) et leurs distributions réelles (béton sur site). Ainsi, l'amélioration de ces résultats reste conditionnée par une meilleure identification expérimentale de la variabilité des propriétés hydriques.

Globalement, les résultats obtenus en aveugle sont jugés satisfaisants car ils encadrent la réponse moyenne observée sur site et permettent d'approcher raisonnablement les coefficients de variation des déformations (Figure 123a&b) particulièrement après la phase de mise en service (coefficients de variation évalués numériquement à 50% vs. 66% expérimentalement (32% vs. 27%) pour la déformation verticale (tangentielle respectivement)).

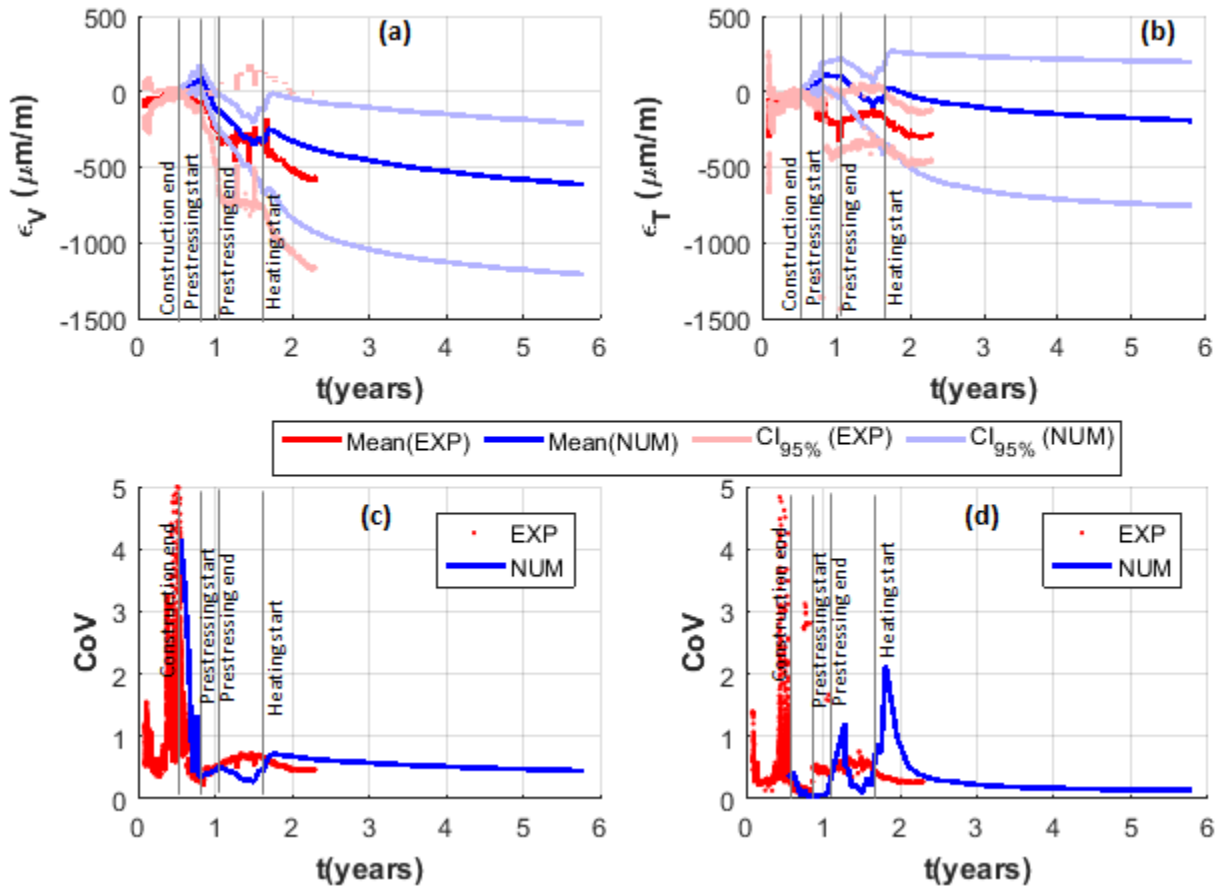


Figure 123. Analyse probabiliste des déformations tangentielle et verticale dans le gousset VeRCoRs (Positions des capteurs G dans la Figure 71) (a-b) Evolution moyenne des déformations verticale et tangentielle dans le temps et intervalles de confiance (c-d) Evolution des coefficients des déformations verticale et tangentielle dans le temps

5.3.5.2.2 Ouvertures de fissures

En l'absence de mesures directes des ouvertures de fissures sur site, l'analyse est limitée dans cette partie aux résultats numériques. Dans la Figure 124a, la courbe moyenne ainsi que l'intervalle de confiance associé aux ouvertures de fissures sont présentés. Ces dernières augmenteraient de $50 \mu\text{m} \pm 48 \mu\text{m}$ à $120 \mu\text{m} \pm 58 \mu\text{m}$ durant les six années d'exploitation prévues de la maquette. Cela

représenterait des pertes de précontraintes moyennes de 40 %. Le coefficient de variation associé décroît dans le temps (de 90 % à 45 % dans la Figure 124b). Toutefois, cette décroissance a lieu principalement suite à la phase de chauffage (entre les tests 1 et 2). Avant et après la mise en service, le coefficient de variation varie peu. Ces deux phases sont aussi distinguées lors de l'évaluation des FDCs dans la Figure 124c (tests 0&1 avant chauffage et tests 2-8 après chauffage de l'air interne).

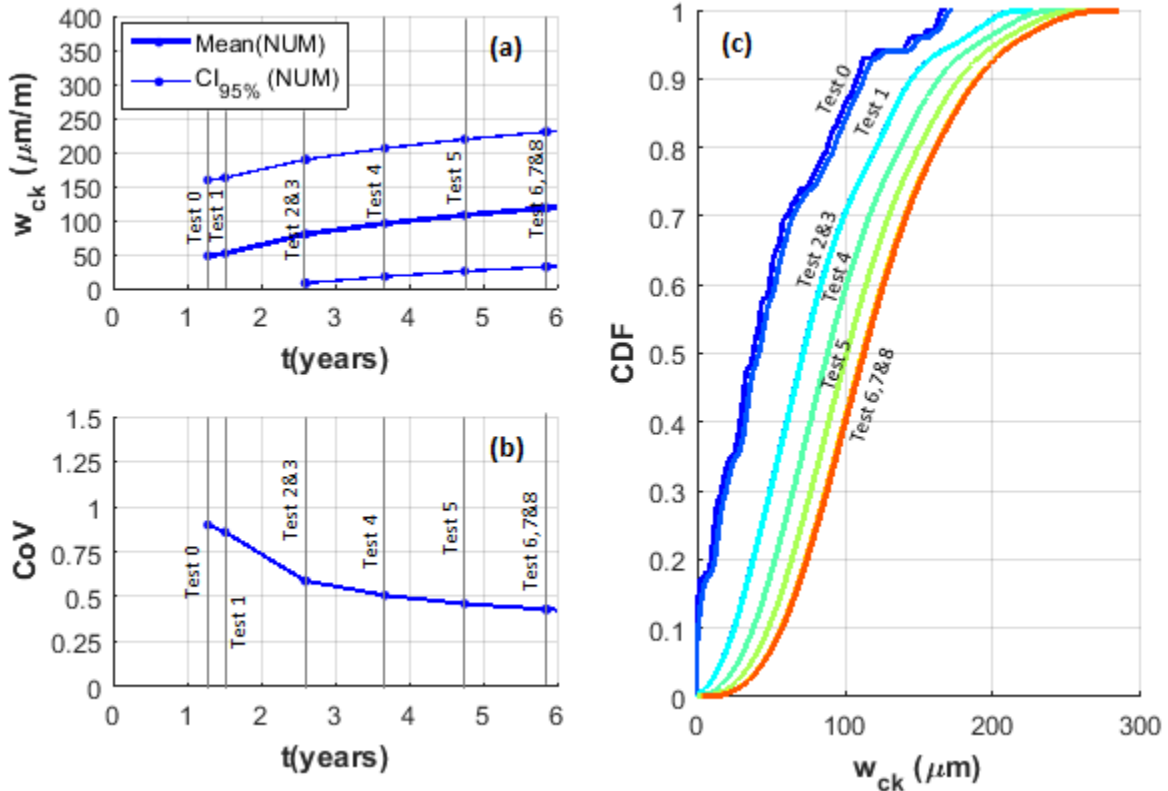


Figure 124. Analyse probabiliste des ouvertures de fissures de jeune âge dans le gousset VerCoRs (a) Evolution moyenne dans le temps et intervalles de confiance (b) Evolution du coefficient de variation dans le temps (c) Fonction de densité cumulative associée

5.3.6 Débit de fuite

Dans cette dernière partie, l'analyse probabiliste du débit de fuite global de la maquette VerCoRs est décomposée en deux parties : d'abord le débit de fuite d'air sec à travers la masse du béton puis le débit à travers les fissures de jeune âge. N'étant pas incluses dans le modèle développé dans ce travail, les contributions des défauts ponctuels et des lignes de porosité ne sont pas considérées dans cette partie.

5.3.6.1 Débit d'air sec à travers la masse

5.3.6.1.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale

L'application de la méthode des chaos polynomiaux au débit de Darcy de la maquette VerCoRs [75] permet d'identifier une surface de réponse 4D [105]:

$$Q_d \approx \widehat{Q}_d = \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^{34} y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_B, \xi_{C_{fw,0}}, \xi_{k_0}, \xi_{\beta_k}) \quad [105]$$

Cette dernière contient 35 termes y_k dont l'identification nécessite 256 calculs (H-F) aux points d'intégration dans la Table 43 (durée de calcul cumulée de 4 jours par VSRs de la maquette VerCoRs dans la Figure 68). Le méta-modèle résultant (Figure 125a) approche la réponse réelle du modèle avec une erreur absolue maximale de 30 Normo m³/h et une erreur quadratique moyenne de 6.5 Normo m³/h (Figure 125b). L'analyse de sensibilité globale (Figure 125c), par post-traitement [95] des coefficients de la fonction polynomiale [105][96], permet d'identifier la perméabilité intrinsèque k_0 comme le paramètre le plus influent vis-à-vis de la variabilité du débit de Darcy (contribution à la variance globale supérieure à 46%).

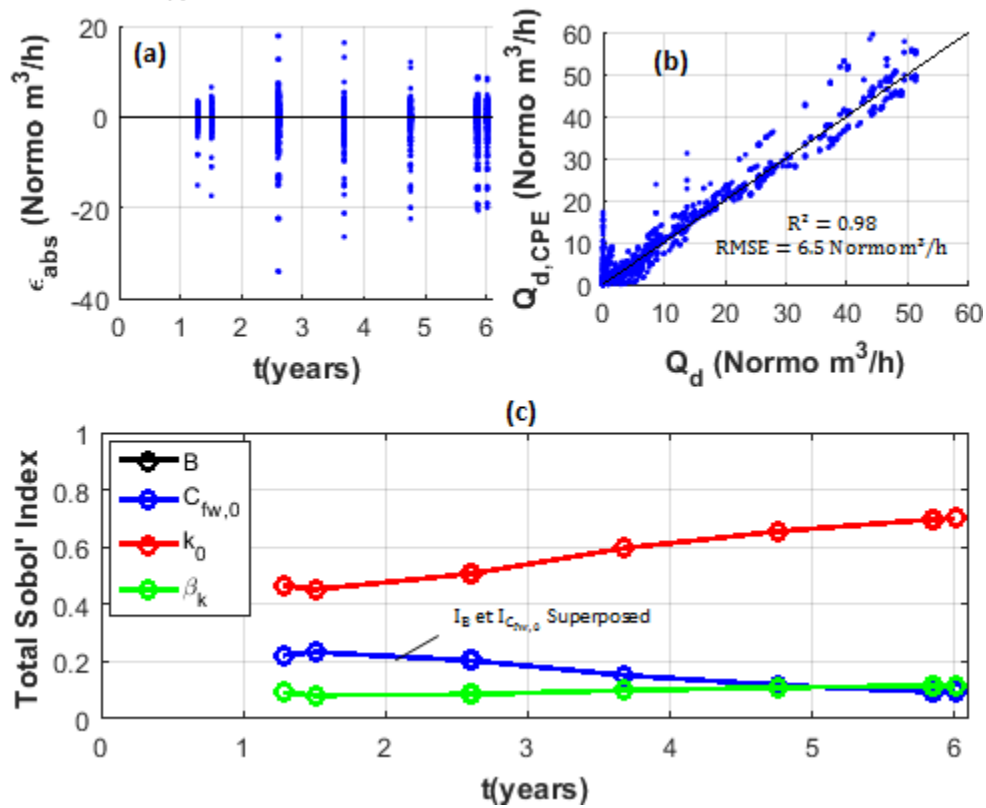


Figure 125. Débit de fuite de l'air sec à travers la masse du béton VerCoRs (a) Evolution de l'erreur absolue du méta-modèle par rapport au modèle de fuite dans le temps (b) Corrélation du méta-modèle et du modèle de fuite R^2 : Coefficient de détermination RMSE (root-mean-square-error): erreur quadratique moyenne (c) Evolution des indicateurs de Sobol' des paramètres de fuite influents avec le temps

Dans la durée, l'effet de k_0 est croissant : en fin de vie de la maquette, sa contribution à la variance globale est de 70%. L'effet des paramètres hydriques ($B, C_{fw,0}$) est relativement secondaire (contribution cumulée inférieure à 44% et décroissante jusqu'à 20%) suivi de l'effet du coefficient de Klinkenberg (contribution quasi-constante de 10%). D'un point de vue qualitatif, le même résultat est obtenu par analyse de sensibilité OFAT (paragraphe 4.7.2).

5.3.6.1.2 Analyse probabiliste

L'application de la méthode de Monte Carlo au méta-modèle de fuite [105] permet d'associer au débit de fuite de Darcy une probabilité d'occurrence évolutive dans le temps. Visant une probabilité inférieure à 10^{-8} , 350 tirages par paramètre aléatoire sont considérés (Table 43). Dans la Figure 126a, la courbe moyenne ainsi que son intervalle de confiance associé sont présentés pour les résultats numériques et pour les observations sur site. Pour rappel, les débits de Darcy sur site sont identifiés par soustraction des débits locaux (à travers toutes les singularités) du débit de fuite global. Comme cela a été souligné plus haut (4.7.1), l'erreur associée à cette étape d'identification est importante. Pour cette raison, il est préférable de comparer les débits de fuite globaux numérique et expérimental plutôt que les débits partiels (Darcy+Poiseuille).

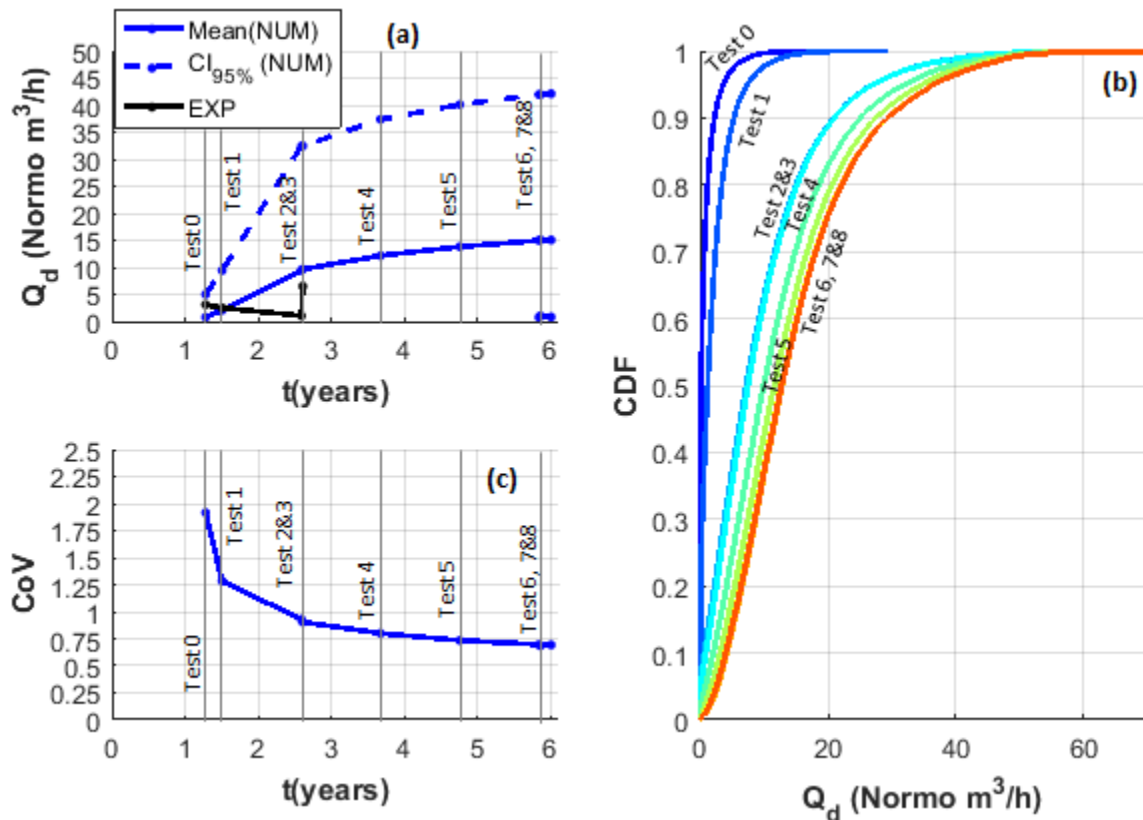


Figure 126. Analyse probabiliste du débit de fuite de l'air sec à travers la masse du béton VeRCoRs (a) Evolution moyenne dans le temps et intervalles de confiance (b) Fonction de densité cumulative associée (c) Evolution du coefficient de variation dans le temps

En moyenne, le débit simulé évolue, entre les tests 0 et 8, de $0,7^{+1.4}_{-0.7}$ à 15 ± 10 Normo m^3/h avec un accroissement important suite au chauffage de l'air interne de la maquette (saut entre les tests 0&1 et les tests 2 à 8 dans la Figure 126b). Le coefficient de variation associé au débit de Darcy décroît dans le temps (de 200 % au 1^{er} test à 75% lors du dernier test de pressurisation).

5.3.6.2 Débit d'air sec à travers les ouvertures de fissures

5.3.6.2.1 Surface de réponse et analyse de sensibilité globale

L'application de la méthode des chaos polynomiaux au débit de Poiseuille [74] permet d'identifier une surface de réponse 7D associée au débit traversant une fissure du gousset VeRCoRs [106][105]:

$$Q_p(N_{ck} = 1) \approx \widehat{Q}_p(N_{ck} = 1) = \sum_{\substack{k=0 \\ \text{ordre}(P_k) \leq 3}}^{119} y_k(\vec{x}, t) P_k(\xi_B, \xi_{C_{fw,0}}, \xi_{\alpha_{ds}}, \xi_{\sigma_{PREC}}, \xi_{\sigma_{PRES}}, \xi_{\alpha_w}, \xi_{\beta_w}) \quad [106]$$

Cette dernière contient 120 termes y_k dont l'identification nécessite 16384 calculs (HM-F) aux points d'intégration dans la Table 43 (durée de calcul cumulée de 400 jours). Le méta-modèle résultant (Figure 127a) approche la réponse réelle du modèle avec une erreur absolue maximale croissante dans le temps entre 0,03 Normo m³/h lors du premier essai de pressurisation et 0,07 Normo m³/h lors du dernier. Bien que l'erreur quadratique moyenne globale est inférieure (0,01 Normo m³/h) et le coefficient de détermination suffisamment élevé (99,8 %) dans la Figure 127b, ces écarts entre la réponse du modèle et du méta-modèle restent importants. En effet, suite à la superposition des débits à travers toutes les fissures du gousset, ces écarts s'accroissent lors de l'estimation du débit de fuite global: pour 24 fissures, l'écart absolu maximal varie entre 0,72 et 1,68 Normo m³/h ce qui est comparable à l'ordre de grandeur des mesures établies sur site (Table 40). L'amélioration de la précision du méta-modèle nécessiterait alors un développement polynomial d'ordre supérieur à 3 au détriment du coût numérique (en choisissant un ordre 4, la durée cumulée passe de 400 jours à 4,5 ans pour un schéma isotrope). Cela n'étant pas souhaitable, les précédentes erreurs sont acceptées et prises en compte lors de l'évaluation probabiliste du débit de fuite à travers les fissures de jeune âge. L'analyse de sensibilité globale (Figure 127c), par post-traitement [95] des coefficients de la fonction polynomiale [106][96], permet d'identifier le coefficient de rugosité et de forme β_w comme étant le plus influent vis-à-vis de la perméabilité de Poiseuille (contribution constante à la variance globale de 95%). Ce résultat est attendu, car β_w affecte directement l'ouverture de fissure effective contribuant au flux d'air. L'effet des paramètres α_w , σ_{PRES} est relativement secondaire avec une contribution croissante dans le temps mais inférieure à 3 %. Quant à l'effet de la variabilité des paramètres hydriques B , $C_{fw,0}$ et du retrait de dessiccation, il est démontré relativement négligeable.

5.3.6.2.2 Analyse probabiliste

L'application de la méthode de Monte Carlo au méta-modèle de fuite [106] permet d'associer au débit de fuite de Poiseuille (par fissure de jeune âge) une probabilité d'occurrence évolutive en fonction de l'état de vieillissement du béton (Figure 128c). Visant une probabilité inférieure à 10⁻⁸, 300 tirages par paramètre aléatoire sont considérés (Table 43). Dans la Figure 128a, la courbe moyenne ainsi que son intervalle de confiance associé sont présentés pour les résultats numériques et pour les observations sur site (post-traitement des débits locaux mesurés par fissure de jeune âge dans la Figure 88). En moyenne, le débit simulé évolue, entre les tests 0 et 3, de 0,13^{+0,24}_{-0,13}

$0,81^{+1,60}_{-0,81}$ Normo m³/h (sur site, les débits mesurés varient entre et $0,14 \pm 0,11$ à $0,41 \pm 0,29$ Normo m³/h). Compte tenu des incertitudes associées à ces valeurs, les résultats numériques et expérimentaux sont globalement comparables même si, en moyenne, la cinétique d'accroissement du débit de Poiseuille simulée est plus importante que celle observée sur site. En termes de coefficients de variation, ceux simulés par essai de pressurisation sont deux fois plus importants que ceux observés sur site (Figure 128b). La tendance décroissante du CdV reste toutefois bien reproduite : le CdV simulé décroît de 200 % (vs. 90 % sur site) lors du 1^{er} essai à 176 % (vs. 74 % sur site) lors du 4^{ème} et à 150 % en fin de vie. Ces écarts sont dus à la surestimation des incertitudes des paramètres en entrée ; en particulier celles associées aux paramètres de rugosité et de forme. Il est utile de rappeler que la mesure de leur variabilité n'est pas connue a priori, ce qui justifie l'importante incertitude qui leur est affectée dans le présent modèle.

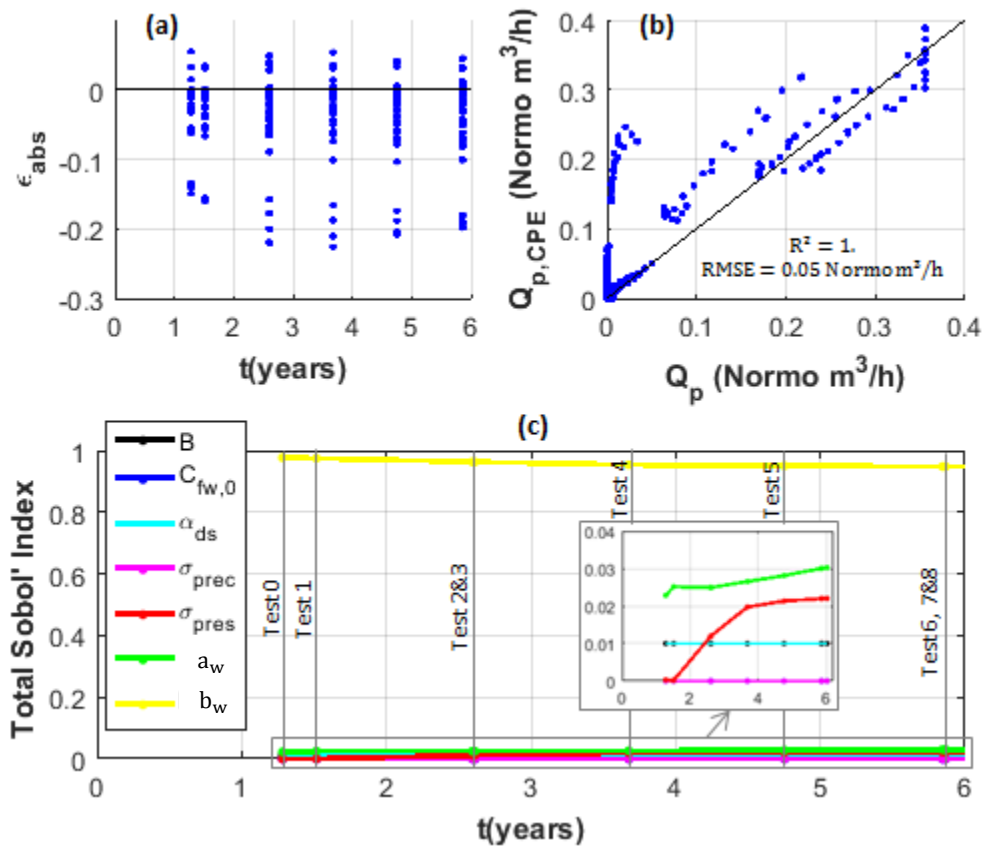


Figure 127. Débit de fuite de l'air sec à travers les fissures de jeune âge du gousset VeRCoRs (a) Evolution de l'erreur absolue (écart entre les réponses du méta-modèle et du modèle EF de fuite) dans le temps (b) Corrélation du méta-modèle et du modèle de fuite R^2 : Coefficient de détermination RMSE (root-mean-square-error) : erreur quadratique moyenne (c) Evolution des indicateurs de Sobol' des paramètres de fuite influents dans le temps

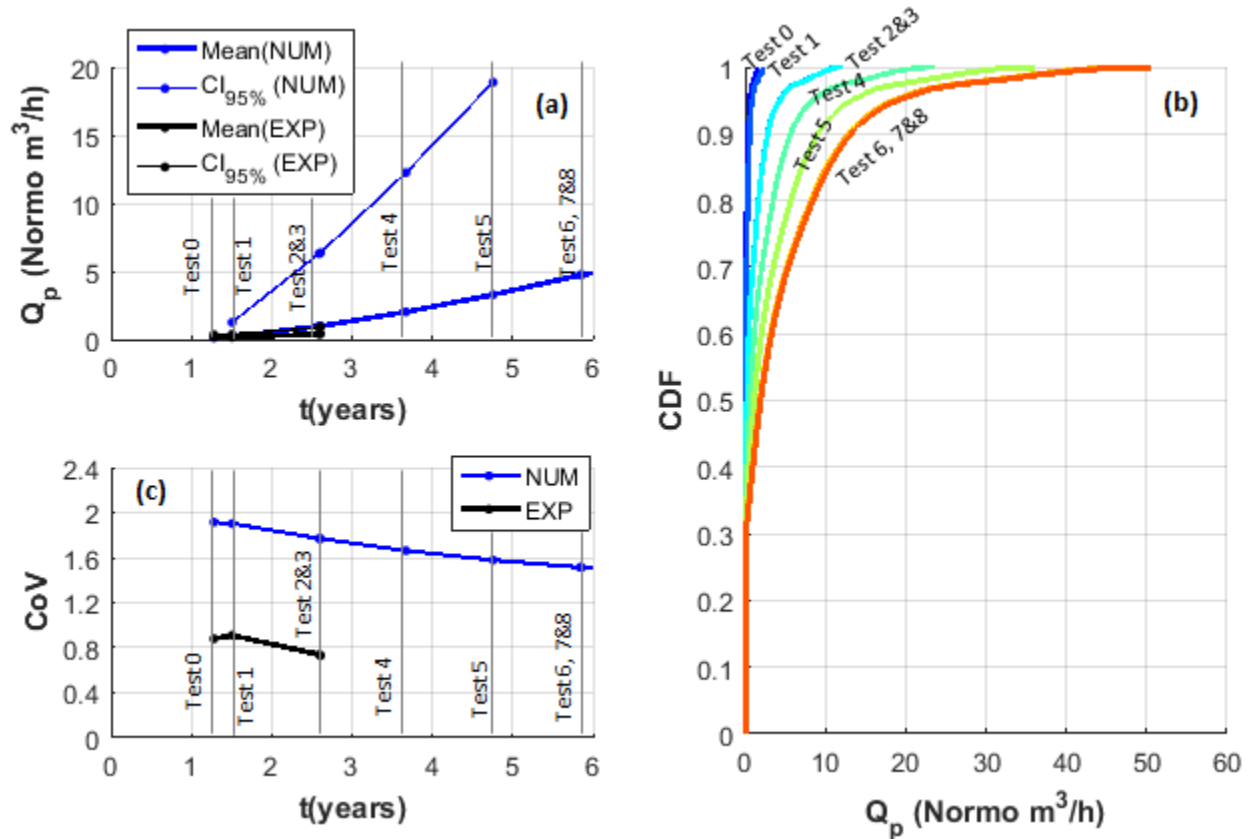


Figure 128. Analyse probabiliste du débit de fuite de l'air sec à travers une fissure de jeune âge du gousset VeRCoRs (a) Evolution moyenne dans le temps et intervalles de confiance (b) Fonction de densité cumulée associée (c) Evolution du coefficient de variation dans le temps

5.3.6.3 Analyse fiabiliste du taux de fuite global

La mise en service des enceintes nucléaires est conditionnée par la vérification de critères réglementaires de tenues structurelle et fonctionnelle. En particulier, dans le cas d'une enceinte à double parois, le débit de fuite global doit être maintenu à des niveaux inférieurs à 1.5 % de la masse totale du gaz contenu dans l'enceinte interne par jour [IRSN, 2013]. Pour une maquette à l'échelle 1:θ, et par simples considérations géométriques, le critère de fuite est de $\theta^2 \times 1,5 \%$ /jour. Donc, pour l'enceinte VeRCoRs (échelle 1 :3), le débit réglementaire à ne pas dépasser est de 13,5 % de la masse totale du gaz contenu dans l'enceinte par jour. Cela correspond à un débit volumique normalisé de 76 Normo m^3/h . Au-delà de ce seuil, des travaux d'étanchéification sont à prévoir afin de soulager la structure en béton de sa fonction de confinement [Mivelaz, 1996]. Donc, dans cette partie, l'objectif est de définir la probabilité de dépassement du précédent seuil et l'âge d'occurrence. Cela permet d'abord d'anticiper les travaux de réparation, si nécessaires, puis de chiffrer leur coût en quantifiant le surplus de débit de fuite à recouvrir.

Pour ce faire, les surfaces de réponse identifiées pour (a) le débit à travers la masse du béton [105] (b) le débit à travers les fissures de jeune âge [106] et (c) le nombre de fissures de jeune âge par VS (5.3.3.1.2) sont utilisées. L'application de la méthode Monte Carlo au méta-modèle du taux de fuite

global (se référer aux équations [74] à [76]) permet ainsi d'accéder à des probabilités d'occurrence dépendantes de l'évolution de l'état de vieillissement dans le temps.

- Description probabiliste du taux de fuite global (Figure 129c) :** Dans la Figure 129a, la courbe moyenne ainsi que son intervalle de confiance associé sont présentés pour les résultats numériques et pour les observations sur site portant sur le taux de fuite global (modes de Darcy et de Poiseuille superposés et les débits à travers les lignes de porosité et défauts ponctuels exclus). En moyenne, les débits simulés varient entre 2,6 Normo m³/h lors du 1^{er} essai de pressurisation et 24,19 lors du 4^{ème}. Ces valeurs approchent les mesures sur site (5,3 Normo m³/h lors du 1^{er} essai et 23,1 lors du 4^{ème}) avec une erreur relative variant entre 50 % pour le 1^{er} essai et 4 % pour le 4^{ème} (Figure 129a). En fin de vie de la maquette, un débit moyen de 90 Normo m³/h est prévu avec un coefficient de variation de 130 % (Figure 129b). Contrairement aux CdV associés au débit de Darcy et de Poiseuille séparément, le CdV du taux de fuite global reste globalement constant dans le temps et ne varie que très peu au fur et à mesure que la maquette vieillit.

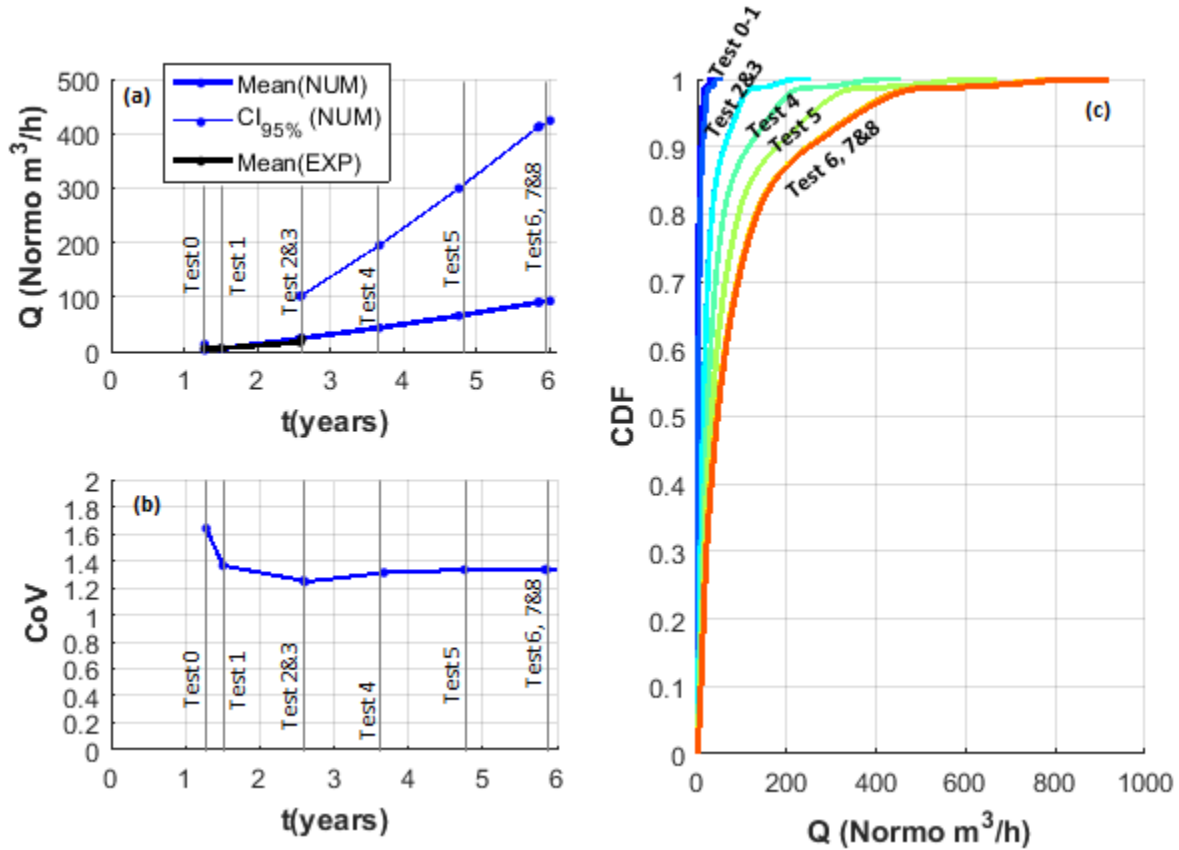


Figure 129. Analyse probabiliste du débit de fuite de l'air sec à travers la masse du béton et les fissures de jeune âge (a) Evolution moyenne dans le temps et intervalles de confiance (b) Evolution du coefficient de variation dans le temps (c) Fonction de densité cumulative associée

- Risque de dépassement du critère réglementaire :** Dans la Figure 130a, la courbe moyenne du surplus du débit de fuite à l'air sec à travers la maquette VeRCoRs est présentée. Considérant un débit réglementaire de 76 Normo m³/h, ce dernier n'est dépassé qu'à partir du 6^{ème} essai de pressurisation à l'âge de 4,7 ans. Ainsi, les travaux de réparation à prévoir devraient

permettre de recouvrir un débit de fuite au moins égal à 17 Normo m³/h (18 % du taux de fuite global). Toutefois, compte tenu des incertitudes des paramètres influents en entrée, il faudrait prévoir des débits plus importants à recouvrir (Figure 130b). Cela dépend bien évidemment de la probabilité de référence à considérer (Figure 130c). Dans le présent travail, il ne s'agit pas d'en proposer une – cela relève du rôle de l'opérateur et des autorités de contrôle et de sûreté – mais de présenter la méthodologie permettant d'aboutir à une description fiabiliste du taux de fuite des enceintes en phase d'essais de pressurisation.

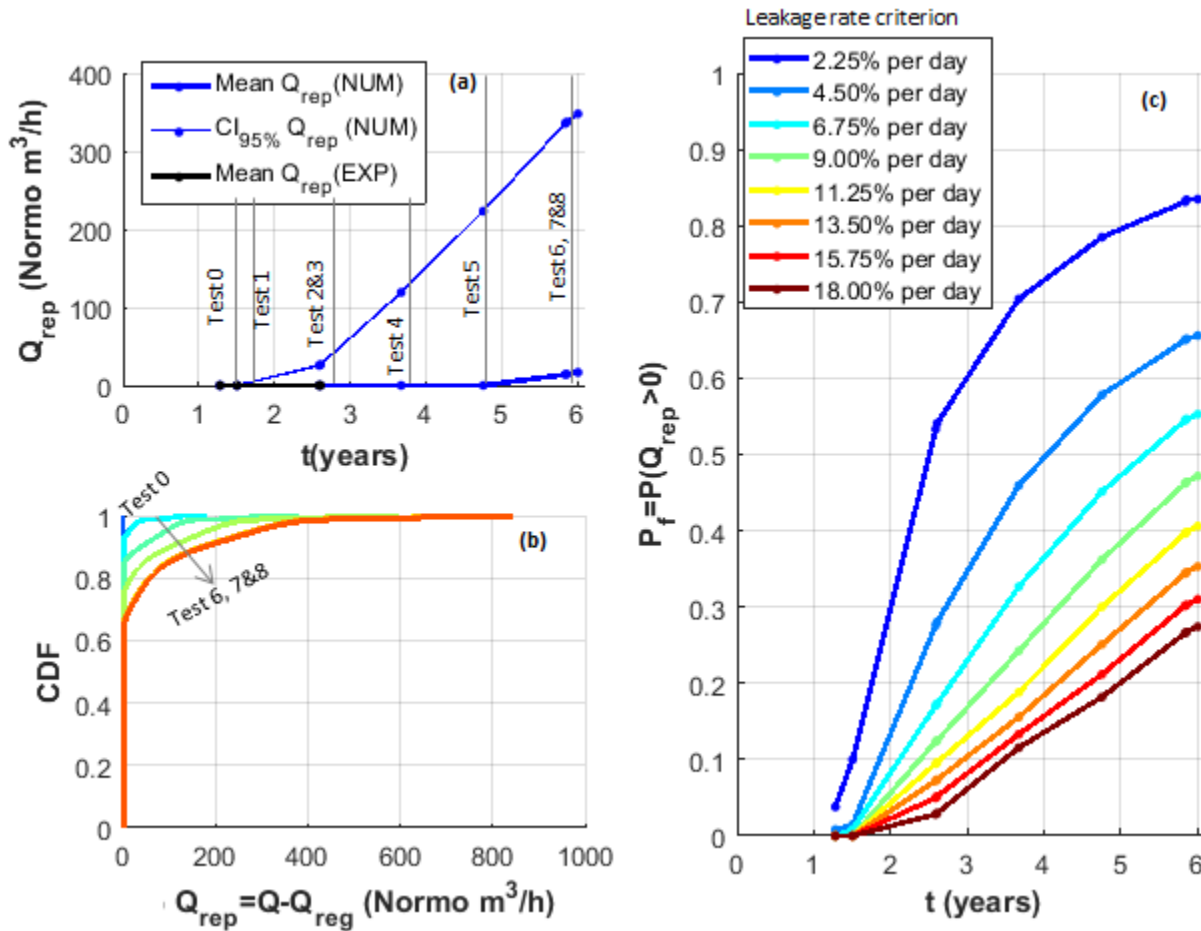


Figure 130. Analyse probabiliste du surplus du débit de fuite de l'air sec à travers la maquette VerCoRs (a) Evolution moyenne dans le temps et intervalles de confiance (b) Fonction de densité cumulative associée (c) Probabilité de dépassement du seuil réglementaire

Ainsi, à titre illustratif, pour un taux réglementaire correspondant à 13,5 % par jour de la masse totale du gaz dans l'enceinte (Figure 130c), le choix d'une probabilité inférieure à (Figure 130b):

- 10 % mènerait à des travaux de réparation recouvrant au moins 70 % du débit global prévu en fin de vie (travaux prévus à l'âge de 3,6 ans).
- 8 % mènerait à des travaux de réparation recouvrant au moins 74 % du débit global prévu en fin de vie (travaux prévus à l'âge de 2,6 ans).
- 5 % mènerait à des travaux de réparation recouvrant au moins 80 % du débit global prévu en fin de vie (travaux prévus à l'âge de 1,5 ans).

- 1 % mènerait à des travaux de réparation recouvrant au moins 88 % du débit global prévu en fin de vie (travaux prévus à l'âge de 1,5 ans).
- 1 ‰ mènerait à des travaux de réparation recouvrant au moins 91 % du débit global prévu en fin de vie (travaux prévus à l'âge de 1,5 ans).
- $<10^{-8}$ mènerait à des travaux de réparation recouvrant au moins 92 % du débit global prévu en fin de vie (travaux prévus à l'âge de 1,5 ans).

5.4 Conclusions

Dans ce chapitre, une stratégie de modélisation THM-F stochastique est présentée couvrant aussi bien le comportement local du béton et le comportement structurel au jeune âge et sur le long terme (comportement différé). L'application de cette stratégie au cas VeRCoRs permet de tirer les conclusions suivantes :

- Basées sur les méthodes de surfaces de réponse, particulièrement les méthodes des chaos polynomiaux et des plans d'expérience adaptatifs, la méthode proposée permet d'identifier des méta-modèles (approximation analytique et explicite) des différentes grandeurs d'intérêt THM-F (champs de température, de teneur en eau, de déformations – profils de fissuration – taux de fuite à l'air sec) à un coût numérique raisonnable. Dans le présent travail, et moyennant des stratégies de découplage des phases de jeune âge et de long terme et des hypothèses physiques simplificatrices, la durée de calcul cumulée a été largement réduite de plusieurs années à quelques mois. En particulier, l'accès à la surface de réponse du débit de fuite global de VeRCoRs nécessite une durée de calcul cumulée de 15 mois. La durée effective de calcul quant à elle est nettement moins importante du fait de la parallélisation des calculs. Dans ce travail, 10 nœuds de calcul sont utilisés. Donc, le temps de calcul effectif est de 45 jours seulement.
- Les différents méta-modèles résultants présentent l'inconvénient d'introduire une nouvelle erreur épistémique, liée à l'approximation de la réponse réelle du modèle EF, qui s'ajoute aux incertitudes des propriétés matériaux et chargements THM-F. Cette dernière est d'autant plus importante pour les réponses distantes de celle moyenne. Pour l'ordre polynomial retenu arbitrairement dans le présent travail (ordre 3), les écarts maximaux (obtenus en quelques points) entre le méta-modèle et le modèle EF sont comparables aux incertitudes dues à la variabilité des paramètres en entrée. Cela va dans le sens de surestimer davantage la variabilité de la réponse en sortie. Bien que cela soit souhaitable dans le cadre d'une analyse conservative, cela pourrait dégrader la qualité des prévisions sur le long terme en exhibant un coefficient de variation trop important. A titre d'exemple, les calculs en aveugle présenté dans ce travail ont permis d'identifier un coefficient de variation du débit de fuite à travers les fissures de jeune âge deux fois plus important que celui observé sur site.
- Suite à l'analyse de sensibilité globale par étape de calcul THM-F, et sur les 15 paramètres retenus initialement pour l'analyse THM-F probabiliste, seuls 11 peuvent être considérés comme influents vis-à-vis de la variance associée à la fissuration et à l'étanchéité du béton dans les grands ouvrages. Il s'agit du module de Young, de la résistance à la traction, des coefficients de retrait endogène et thermique, du coefficient de diffusivité hydrique et de la teneur en eau initiale après la fin de l'hydratation, des conditions aux bords mécaniques en termes de précontraintes effectives et contraintes de pressurisation, de la perméabilité intrinsèque et des effets de rugosité et de forme

sur les débits d'air sec traversant les ouvertures de fissures de jeune âge. A l'exception des paramètres "usuels" du module de Young et de la résistance à la traction, la mesure de la variabilité des paramètres restants est généralement restreinte et limitée, ce qui empêche une caractérisation fiable de leurs distributions statistiques associées. Il est donc recommandé d'étendre les mesures de variabilités aux 11 paramètres afin de pouvoir quantifier leurs incertitudes à l'échelle de l'éprouvette au laboratoire ainsi que leur représentativité de la variabilité observée sur site.

- Contrairement aux approches déterministes, celles probabilistes permettent de quantifier les domaines de variation de la réponse THM-F ainsi que leurs probabilités associées. Cela est important pour les ouvrages sensibles car utile à la quantification des risques et à leur maîtrise. Dans le cas des enceintes de confinement, l'approche stochastique proposée a permis d'accéder au risque de dépassement du critère de fuite réglementaire, à l'âge auquel le vieillissement de l'enceinte permettrait ce dépassement et au surplus de débit de fuite à recouvrir via les travaux de réparation (d'étanchéification). De tels résultats peuvent servir de support lors de l'évaluation de la performance des enceintes de confinement et de la prévision de leur durée de vie opérationnelle.

6. Conclusions générales et perspectives

6.1 Conclusions générales et recommandations	217
6.1.1 Sur la modélisation du vieillissement	217
6.1.2 Sur les méthodes d'analyse de sensibilité et de propagation d'incertitudes	221
6.2 Thématiques de recherche en perspective	223
6.2.1 Amélioration de la modélisation du vieillissement dans les grands ouvrages	223
6.2.2 Vers une modélisation stochastique plus performante du vieillissement	224

6.1 Conclusions générales et recommandations

Cette thèse présente une stratégie globale de modélisation THM-F (Thermo-Hydro-Mécanique avec post-traitement de la Fuite) par EF stochastiques adaptée au comportement des grands ouvrages en béton armé et précontraint dès la phase de jeune âge et jusqu'à la fin d'exploitation. Décomposée en six chapitres représentatifs des différentes étapes suivies pour y parvenir, elle répond à un besoin industriel exprimé par EDF de développer des outils d'aide à la décision et de maîtrise des risques basés sur une prévision probabiliste de l'étanchéité des enceintes de confinement. Elle permet aussi, au passage, de lever trois verrous scientifiques communs aux grands ouvrages GC vieillissants, à savoir :

- La définition d'une échelle réduite de simulation basée sur des Volumes Structuraux Représentatifs permettant d'allier finesse, complexité des calculs non-linéaires, réduction des coûts numériques et représentativité du comportement structurel.
- La hiérarchisation des phénomènes de vieillissement et l'identification de leurs paramètres influents vis-à-vis de la fissuration, de la perméabilité du béton, et par conséquent, de la durabilité de l'ouvrage.
- Le développement de méthodes stochastiques adaptées visant à prendre en compte les effets d'incertitudes et d'aléas associés aux phénomènes physiques de vieillissement sur la durabilité des grands ouvrages.

Appliquée au cas des enceintes de confinement, via l'exemple de la maquette VeRCoRs, la méthodologie développée et les résultats obtenus permettent de tirer les conclusions³⁴ et de formuler les recommandations suivantes :

6.1.1 Sur la modélisation du vieillissement

A l'échelle des grandes structures, la dégradation du béton manifestée par la fissuration et la perte d'étanchéité peut être d'origine thermique, hydrique ou mécanique (éventuellement chimique) et peut avoir lieu dès les premières heures après le déversement. Donc, pour de tels ouvrages, une modélisation Thermo-Hydro-Mécanique(+Fuite) couplée et vieillissante s'impose.

- **Le chaînage THM-F est parfaitement adapté à la modélisation du comportement vieillissant du béton** : Dans le second chapitre, et en se basant sur des observations physiques issues de la littérature à l'échelle de l'éprouvette et de travaux antérieurs sur les structures massives (dimension caractéristique décimétrique au moins), il a été conclu qu'un couplage faible est suffisant pour reproduire correctement le comportement du béton dans les conditions d'exploitation suivantes (valables pour les enceintes de confinement du parc nucléaire français) : température inférieure à 50°C, humidité relative supérieure à 40 %, précontrainte limitée à 30 % de la résistance à la compression (phase élastique en compression), flux d'air sec à température ambiante. Disposant de plusieurs approches physiques et de plusieurs modèles mathématiques

³⁴ d'ordre général – pour plus de détails le lecteur est renvoyé aux conclusions par chapitre ou à celles partielles par sous-chapitre

associés à chacune, ayant été démontrés valides dans des conditions similaires, le choix des équations descriptives et leur assemblage a été principalement orienté par des critères, dans l'ordre d'importance, de représentativité des réponses sous chargements THM simultanés, d'adéquation de l'échelle de modélisation, de continuité, de degré de non-linéarité et de facilité d'implémentation. La pertinence de ces choix a été confirmée ensuite dans les troisième et quatrième chapitres via l'aptitude des modèles à reproduire le comportement du béton à l'échelle de l'éprouvette et (en aveugle) à l'échelle structurelle. Il faut souligner que les recalages établis au passage aux VSRs portaient principalement sur les conditions aux bords mécaniques (surtout les effets de bridage dont la variabilité sur site est difficilement quantifiable de manière prédictive).

- **L'identifiabilité des paramètres THM-F et la mesure de leurs incertitudes affectent la qualité et la précision des calculs prévisionnels :** Les modélisations THM-F font intervenir un nombre important de paramètres. Pour le modèle retenu dans ce travail, l'identification de 63 entrées (portant sur les propriétés matériaux et les chargements THM appliqués) est requise. En pratique, et dans le cadre de projets industriels, les essais menés ou prescrits sont partiels et ne permettent pas d'identifier tous les paramètres du modèle. D'une part cela est dû au fait que, en phase de conception, les ingénieurs ont recours à des méthodes moins développées que le modèle EF présenté ci-dessus (formules réglementaires, calculs analytiques, modélisation EF simplifiée, etc.) et, d'autre part, cela est dû au coût, à la complexité (relative) et la longue durée de quelques essais avancés tels que les mesures de longueurs d'échelles et de fluctuation, les essais de fluages bidirectionnels et de retraits, etc. Aussi, il faut noter que certains paramètres ne sont pas physiques, ils sont uniquement des paramètres numériques du modèle utilisé. Comme il n'existe pas de modèle universel, il est difficile de définir une mesure de référence pour un modèle plutôt qu'un autre. Par ailleurs, la mesure d'incertitudes est encore davantage plus restreinte car elle nécessite un nombre conséquent de mesures et d'essais engendrant des coûts plus importants. Pour s'affranchir de cette impasse, des valeurs issues de la littérature, basées sur des estimateurs empiriques (lois de mélange, lois d'homogénéisation, etc.) ou encore résultats d'un retour d'expérience cumulé sont souvent utilisées. Dans le troisième chapitre, il a été montré que les incertitudes induites par de telles pratiques sont loin d'être négligeables. Disposant exceptionnellement d'une base de données plus large que d'habitude pour le cas de la maquette VeRCoRs – mais loin d'être complète –, une comparaison a pu être menée, pour quelques paramètres, entre les valeurs mesurés sur éprouvettes et celles estimées empiriquement ou issues de la littérature. Les erreurs relatives obtenues étaient de l'ordre de 40%, 20%, 50%, 50% pour les paramètres thermiques, hydriques, mécaniques, hydrauliques (de fuite) respectivement. Pour de telles variations non négligeables, une analyse déterministe en vue d'un calcul prévisionnel ne peut pas être fiable. Ainsi, et dans l'objectif de prétendre à une analyse prédictive, il est recommandé de mener systématiquement des analyses de sensibilité du modèle utilisé à la variabilité des paramètres non-mesurés ou identifiés en se basant sur des hypothèses fortes. Cette recommandation est particulièrement valable pour les structures sensibles telles que les enceintes de confinement. L'objectif est de cibler un domaine de variation de la réponse qui encadrerait la réponse réelle sur site. La largeur de ce domaine est directement dépendante de la précision des mesures d'incertitudes.

- **La réduction de l'échelle de modélisation (de la structure aux VSRs) permet de gagner en temps de calcul mais induit des incertitudes supplémentaires associées à la variabilité des conditions aux bords dans la structure :** Dans ce travail, la définition d'un VSR n'est dépendante que des symétries et périodicités géométriques, des longueurs de fluctuation des propriétés dont la variabilité spatiale est simulée et de la représentativité physique de la réponse simulée. Il est supposé que, hors zones singulières, la variabilité de la réponse structurelle est principalement due à la variabilité des conditions aux bords appliqués et à celle des propriétés THM-F (ce qui est une hypothèse raisonnable). En ce qui concerne la variabilité des conditions aux bords mécaniques de précontrainte et de pressurisation, il a été montré qu'elle est due à une composante "déterministe" associée au contraste de rigidités structurelles entre les différents volumes structuraux et à une composante "aléatoire" associée à la variabilité de l'état mécanique des reprises de bétonnage (qualité du déversement, propriétés mécaniques, état d'endommagement au jeune âge, niveau d'ancrage défini par la densité d'armatures, etc.). Par conséquent, afin qu'un VSR soit représentatif de la réponse globale de la structure, il faut que les calculs intègrent la variabilité des conditions aux bords THM-F observés. Sinon, les calculs menés ont un sens local vis-à-vis de la structure. Cela peut se faire simplement via des approches min-max, ce qui permettra d'encadrer le comportement de tout point de la structure ou via des approches stochastiques plus élaborées comme illustré dans le cinquième chapitre. Au final, le gain en temps de calcul par simulation à une échelle réduite est à relativiser par rapport aux calculs d'incertitudes résultant de la variabilité des conditions aux bords dans la structure et les aléas matériau.
- **La phase de jeune âge conditionne le vieillissement à long terme du béton :** Pour les structures massives précontraintes, une attention particulière est à accorder à la phase de jeune âge où le risque de fissuration est beaucoup plus important que pendant la phase d'exploitation et particulièrement une fois la précontrainte appliquée (à condition que cette dernière soit bien dimensionnée). Dans ce sens, et selon les observations issues du Benchmark international VeRCoRs [Corbin et al., 2015], il semblerait que les pratiques ingénieurs actuelles n'accordent pas suffisamment d'importance à la prévision/modélisation de la fissuration au jeune âge et s'intéressent beaucoup plus au comportement du béton durci une fois la phase opérationnelle atteinte. Or, comme cela a été démontré dans le quatrième chapitre, l'état de déformation au jeune âge conditionne l'évolution des déformations différées. Ainsi, en négligeant les effets de jeune âge, les prévisions du comportement futur (particulièrement, les ouvertures de fissures et la fuite) nécessiteraient systématiquement des corrections et une mise à jour des données en entrée pour être représentative des réponses observées sur site (calage a posteriori). Dans le cas particulier des enceintes de confinement, il faut souligner que, vu que les mécanismes menant à la fissuration au jeune âge et pendant la phase de pressurisation ne sont pas les mêmes. La correspondance entre les profils de fissuration sur le long terme avec et sans calcul de jeune âge n'est pas garantie, particulièrement dans les zones singulières comme le gousset et le TAM. En effet, dans ces endroits, la distribution des contraintes de traction n'est pas la même dans les deux situations (principalement tangentielles au jeune âge et 3D en phase de pressurisation). Aussi, il faut noter que

même si l'état de fissuration de jeune âge est connu³⁵ via la position des fissures, leurs longueurs et leurs ouvertures, un calcul de jeune âge reste nécessaire pour accéder à la distribution des contraintes autour des fissures et pouvoir tenir compte de ces singularités lors des calculs à long termes. Ainsi, une stratégie de découplage entre les phases de jeune âge et de long terme a été proposée dans le quatrième chapitre valable pour toute configuration où l'état d'endommagement au jeune âge est démontré plus critique par rapport à l'endommagement d'exploitation. Elle consiste à mener des calculs de jeune âge moyennant un calcul viscoélastique endommageable (pour accéder à la position des fissures, leur nombre et espacements et à leur état d'endommagement) et, une fois la phase opérationnelle initiée, de poursuivre les calculs dans un cadre viscoélastique non-endommageable (la variable d'endommagement est fixée à celle identifiée au jeune âge sans actualisation lors des itérations de résolution qui ne portent que sur la partie viscoélastique).

- **Les effets d'échelle, les retraits empêchés au jeune âge, le séchage, les effets de bridage structuraux, la structure poreuse du béton sont les principaux facteurs affectant la fissuration et l'étanchéité des grands ouvrages :** Suite à l'analyse de sensibilité locale menée dans le quatrième chapitre et celle globale menée dans le cinquième (les résultats des deux concordent), et en fonction des incertitudes quantifiées pour les paramètres VerCoRs, il a été montré que :

- La variance des profils de fissuration dans les structures massives au jeune âge est principalement due à la variabilité des effets d'échelle et de celle de l'amplitude des retraits thermique et endogène empêchés. Dans l'ordre d'importance, la fissuration est plus affectée par la loi d'échelle permettant de relier la résistance à la traction à l'échelle de l'éprouvette à celle structurelle que par la distribution spatiale du seuil d'endommagement (ratio de la résistance à la traction et module de Young) ou par les retraits thermique et endogène. Afin de permettre une analyse prévisionnelle fiable de la fissuration au jeune âge, il serait donc pertinent de caractériser avec précision (c'est-à-dire avec mesure d'incertitudes) les paramètres associés, en particulier : le module de Young, la résistance à la traction, les coefficients de retraits thermique et endogène, les longueurs et lois de fluctuation du module de Young et/ou de la résistance à la traction, la longueur d'échelle. Pour les trois dernières quantités, et si nécessaire, il est possible de se contenter de longueurs d'ordre métrique et de loi de corrélation spatiale Gaussienne. Ces données ont permis une bonne prévision (en aveugle) des différents modes de fissuration du gousset VerCoRs dans le cinquième chapitre.

- La cinétique de vieillissement à long terme, en termes de déformations différées et de perte de précontrainte, est principalement pilotée par le séchage du béton. En particulier, la variance de la réponse simulée est due en grande partie à la variabilité du coefficient de diffusivité hydrique et la teneur en eau initiale (après la fin d'hydratation). Les essais de séchage étant relativement accessibles, il est recommandé de procéder à plusieurs mesures (une trentaine sinon plus) afin de permettre une quantification correcte de leur variabilité à l'échelle du matériau et ainsi permettre

³⁵ Avec les techniques d'auscultation actuelles, l'identification des fissurations sur site est très limitée (observations de surface). Il s'agit ici d'un verrou technique important à lever pour identifier les chemins de fissuration et plus généralement les chemins de fuite dans les ouvrages.

une évaluation réaliste de l'effet d'une telle variabilité sur la réponse hydrique simulée. Aussi faut-il noter que, dans ce travail, seuls les résultats numériques hydriques ont été présentés sans comparaison avec les mesures sur site. La raison est que les outils de mesure utilisés sur la maquette VerCoRs (TDR, pulse [Courtois et al., 2017]) sont toujours en phase de test et d'évaluation pour définir leurs performances métrologiques requises. Une fois ces données disponibles, il sera possible de comparer les variabilités simulées et mesurées et conclure quant à la pertinence des mesures d'incertitudes utilisées.

- En termes d'étanchéité, la perméabilité du béton dans les grandes structures est particulièrement sensible, pour l'écoulement dans la masse, à la variabilité de la perméabilité intrinsèque et les propriétés hydriques (diffusivité et teneur en eau initiale). Pour les écoulements à travers les fissures, le modèle de fuite est plus sensible à la variabilité des contraintes de traction résiduelles (corrélées positivement aux ouvertures de fissures et pilotées par la distribution des efforts de bridage au niveau des reprises de bétonnage) et aux effets de rugosité et de forme sur l'écoulement à travers les fissures. La quantification de la répartition des effets de bridage en aveugle semblant difficile avec le modèle proposé ici, il est recommandé au moins de caractériser l'écoulement à travers la masse du béton à une échelle comparable à l'échelle structurelle et d'en mesurer l'incertitude ainsi que la loi reliant le débit sortant d'une éprouvette fissurée soumise à un flux d'air sec aux ouvertures de fissures mécaniques imposées (analyse des effets de rugosité et de forme).

6.1.2 Sur les méthodes d'analyse de sensibilité et de propagation d'incertitudes

- **La méthode de perturbation (OFAT) est la plus adaptée pour analyser la sensibilité des modèles THM-F à grand nombre de paramètres :** Compte tenu du nombre important de paramètres THM-F impliqués dans les simulations de vieillissement des ouvrages, une première analyse de sensibilité locale peut être visée afin d'identifier les paramètres les plus influents autour d'une réponse de référence donnée. Suite à l'analyse comparative menée dans le quatrième chapitre, la méthode OFAT, permettant la variation d'un paramètre à la fois entre ses bornes inférieure et supérieure, est celle qui représente le moindre coût. Elle est ainsi recommandée dans de telles situations. Ce choix a été conforté dans le cinquième chapitre où des analyses de sensibilité d'ordre global ont été menées (Sobol') et ont permis d'aboutir, globalement, à la même classification des paramètres influents (les indicateurs de sensibilité naturellement différent entre les deux méthodes). Une fois le nombre de paramètres influents réduit, il serait possible, si besoin, de viser des analyses de sensibilité d'ordre supérieur.

- **La description de la variabilité spatiale moyennant des champs aléatoires auto corrélés permet de propager les incertitudes mais à un coût élevé et avec une faible efficacité :** Dans ce travail, les champs aléatoires autocorrélés ont été utilisés dans le principal but de modéliser les effets d'échelle statistiques. Associés au module de Young, ils ont permis d'implémenter une loi de comportement spatialement variable ce qui facilite la localisation en présence de distribution de contraintes quasi-homogènes (cas du jeune âge) et permet un amorçage aléatoire dans le volume ; ce qui est représentatif du comportement réel. Toutefois, leur intérêt vis-à-vis de la fissuration va au-delà puisque selon les réalisations les modes de fissuration varient. Cela sous-entend que pour un nombre de réalisations assez élevé, il serait possible de reproduire

plusieurs des modes de fissuration observés sur site. Dans le quatrième chapitre, une tentative a été faite avec 30 réalisations (17 jours de calculs) de champs aléatoires du module de Young. Toutefois, seuls 50% des modes observés sur site ont été identifiés. Il a donc été conclu que l'utilisation des champs aléatoires seuls pour analyser les effets de propagation d'incertitude est trop coûteuse et loin d'être efficace surtout dans le cas où la réponse visée est dépendante de plusieurs paramètres (cas de la fissuration). A cela s'ajoute les difficultés principales d'identification des corrélations entre champs et de mesure de propriétés des champs de chaque paramètre. Finalement, il a été décidé de :

- Limiter le rôle des champs aléatoires à l'introduction d'une hétérogénéité matériau – dont l'effet sur la réponse du modèle de fissuration – est supérieur à l'hétérogénéité géométrique.
- Abandonner la méthode de propagation d'incertitudes par des champs aléatoires et recourir à des méthodes alternatives moins coûteuses.
- Permettre une propagation d'incertitude via une variabilité des propriétés matériau (et des chargements) dont la répartition spatiale est constante. Ce choix se justifie aussi par une sensibilité plus importante du modèle de fissuration à la variabilité de quelques paramètres en entrée (résistance à la traction, module de Young, retrait thermique et endogène) qu'aux réalisations du champ aléatoire.

- **Les plans d'expérience adaptatifs sont bien adaptés à la description stochastique de la fissuration à un coût raisonnable** : Pour traiter la problématique de modélisation stochastique de la fissuration, une méthode basée sur les plans d'expérience adaptatifs est proposée dans le cinquième chapitre. Elle exploite la nature bornée et discrète de la réponse de fissuration (particulièrement en nombre de fissures) et vise, à partir d'un plan d'expérience choisi initialement, à identifier les points (valeurs des paramètres en entrée les plus influents) de transition d'un profil de fissuration à un autre. L'algorithme itératif proposé pour établir cette recherche est adaptatif (dépend des réponses enregistrées antérieurement) et évite de faire appel au modèle de jeune âge pour identifier un mode de fissuration déjà existant dans la base des réponses enregistrés. La méthode a été appliquée avec succès au cas du gousset VeRCoRs et a permis d'accéder à trois fois plus de modes de fissuration par rapport à la méthode des champs aléatoires moyennant deux fois moins d'appels au modèle. Aussi, l'aspect adaptatif a permis de réduire le nombre de points dans le plan d'expérience initial de 50 %. Etant donné son aspect générique, cet algorithme est recommandé pour des analyses stochastiques de fissuration de façon générale (indépendamment de la nature du chargement).

- **Les chaos polynomiaux sont bien adaptés pour décrire les réponses THM-F continues à un coût raisonnable** : Dans le cinquième chapitre, la propagation d'incertitudes d'une étape de calcul THM-F à une autre est menée moyennant des développements par chaos polynomiaux. Chaque grandeur d'intérêt continue (fissuration exclue par définition) est approchée par un développement sur une base hilbertienne tronquée d'Hermite ou de Legendre d'ordre 3. Les coefficients du développement ont été identifiés par la méthode de projection afin de faciliter le post-traitement des indicateurs de sensibilité globaux (de type Sobol'). Ainsi, il a été possible d'accéder aux différents moments statistiques de chaque grandeur mais surtout à leur densité de probabilité à moindre coût (par rapport à la complexité du calcul mené et l'échelle de simulation

visée). Pour le cas de la fuite, ces développements ont été aussi exploités pour établir une analyse de fiabilité et définir la probabilité de dépassement des seuils réglementaires. Ces résultats fiabilistes restent toutefois une première approximation car il reste à vérifier que les queues des distributions obtenues sont bien satisfaisantes en comparant à d'autres résultats issus de méthodes plus orientées vers les analyses fiabilistes (Approches FORM et SORM par exemple).

6.2 Thématiques de recherche en perspective

D'après les résultats présentés dans ce travail et les conclusions tirées ci-dessus, plusieurs pistes d'amélioration, directement liées au sujet, peuvent être envisagées afin de mieux modéliser le vieillissement des structures et quantifier leurs incertitudes associées :

6.2.1 Amélioration de la modélisation du vieillissement dans les grands ouvrages

- **La compréhension du comportement THM-F des joints de reprise de bétonnage est un verrou scientifique à lever** : D'après les observations sur site, les propriétés THM-F du béton au niveau des reprises de bétonnage sont différentes de celles du volume. Cela peut être dû à :

- La qualité de construction (surtout de vibration et de mise en place) qui peut mener à une densité plus importante des agrégats (nid de cailloux), à une structure plus poreuse (séchage plus rapide et perméabilité importante) et à un comportement mécanique moins résistant et plus fragile.
- Le risque d'endommagement au jeune âge par cisaillement entre les interfaces du volume rigide et celui en cours de solidification.

Dans ce travail, un modèle isotrope d'endommagement a été utilisé en associant à la reprise les mêmes propriétés que celles du volume. En résultat, le niveau d'endommagement au jeune âge simulé au niveau de la reprise était faible. Cela aurait probablement été différent si la résistance du matériau est réduite et sa variabilité augmentée. Il faut aussi souligner que la modélisation de l'endommagement par cisaillement est toujours un sujet d'actualité. En termes de séchage, le taux de saturation localement au niveau de la reprise devrait être moins important ; ce qui induirait plus de fluage de dessiccation et, par déformation différentielle, plus de risque d'accroissement de l'endommagement sur le long terme menant à une évolution plus rapide de la perméabilité locale par rapport à la masse. Ainsi, il y a un besoin d'étudier dans un environnement maîtrisé (laboratoire) avant transposition à des situations réelles (sur site), les effets de granulométrie, de porosité, d'état de surface des reprises, de taux d'armature, de chargements hygrothermique et mécanique sur le comportement en cisaillement des joints au jeune âge et sur le long terme (comportement différé). Cela permettra de :

- Mieux comprendre leur comportement
- Tester la capacité des modèles THM-F retenu dans ce travail à reproduire le vieillissement des joints de reprise et de développer, si nécessaire, d'autres modèles.

- **La prise en compte des liaisons acier-béton avec glissement permettrait de mieux évaluer les profils de fissuration :** Qu'il s'agisse d'armatures passives ou de câbles de précontrainte, la liaison acier-béton a un effet non négligeable sur les profils de fissuration résultant [Handika, 2017]. Dans ce travail, une liaison parfaite a été utilisée ce qui a naturellement tendance à surestimer le taux d'endommagement. Malgré cela, les résultats obtenus en termes de nombre de fissures étaient proches des observations sur site. Il se pourrait alors que l'erreur induite par une mauvaise évaluation des liaisons acier-béton soit compensée par d'autres erreurs sur les mesures de la variabilité des paramètres en entrée. Pour trancher sur ce sujet, une analyse comparative des modèles de liaison acier-béton est requise. Aussi, une analyse comparative entre les différentes méthodes de modélisation des armatures (passive ou active) dans le volume sont à explorer [LLau, 2016][Michou et al., 2015][Mang et al., 2015]. La quantification des effets de tels choix de modélisation permettront de mieux quantifier la part due à la variabilité matériau et celle due aux hypothèses de modélisation.
- **Le couplage des méthodes de remaillage, des méthodes de condensation adaptative et du cadre THM-F retenu dans ce travail est une piste vers des modèles plus élégants et performants à l'échelle structurelle :** La principale raison de réduction d'échelle de modélisation dans ce travail est liée au temps de calcul mécanique important à l'échelle structurelle. Toutefois, l'utilisation des VSRs peut ne pas être suffisante pour des zones singulières où les conditions aux bords sont plus compliquées (que des conditions axisymétrique ou uniforme) et évolutives dans le temps. Une des solutions possibles est la condensation statique [Guyan, 1965] qui permet de se limiter aux zones d'intérêt (zones endommageables) et ainsi réduire la dimension du système à résoudre sans dégrader la qualité des conditions aux bords mécaniques. La performance de la méthode pourrait même être améliorée en permettant un remaillage automatique plus fins pour les zones à proximité des fissures et préserver un maillage plus grossier plus loin [Llau, 2016]. Cependant, il faut noter que pour des maillages très fins une formulation locale de l'endommagement n'est plus valable et il faudrait plutôt opter pour une formulation non-locale [Giry et al., 2011][Bouhjiti et al., 2018b]. Ce qui va dans le sens d'augmenter le coût. Toutefois, avec les avancées dans les méthodes de parallélisation des calculs et les coûts décroissants des supercalculateurs, il est attendu à ce que de telles simulations soient de plus en plus accessibles.

6.2.2 Vers une modélisation stochastique plus performante du vieillissement

- **Recours à du chaos polynomial adaptatif :** L'augmentation du degré polynomial et du nombre de points d'intégration lors de l'évaluation du chaos polynomial permettrait d'améliorer la représentativité du méta-modèle de la réponse simulée par EF. Néanmoins, le plus grand inconvénient est l'accroissement considérable du temps de calcul et la définition du critère de troncature. D'un point de vue physique, le critère idéal serait d'avoir une erreur absolue maximale inférieure à la précision des capteurs de mesures. Toutefois, cela paraît difficilement concevable. Il serait donc plus réaliste de viser une erreur quadratique moyenne globale comparable à la précision des mesures sur site. D'un point de vue pratique, et pour les problèmes d'ingénierie, le temps de calcul reste un enjeu majeur. Il est donc courant d'accepter des erreurs plus importantes si le gain en coût est conséquent pourvu que cela n'altère pas la représentativité physique des résultats et que

la marge d'erreur peut être quantifiée. Dans ce sens, l'application des méthodes de chaos polynomiaux adaptatifs [Blatman, 2007] et des méthodes de quadratures creuses [Smolyak, 1963] permettraient de viser des précisions plus faibles des méta-modèles tout en optimisant les coûts numériques.

- **Recours à des approches d'actualisation de données :** A l'exception des paramètres "usuels" du module de Young et de la résistance à la traction, la mesure de la variabilité des autres paramètres THM-F est généralement restreinte et limitée, ce qui empêche une caractérisation fiable de leurs distributions statistiques associées. En l'absence de ces données, des méthodes d'actualisation des distributions en entrée [Berveiller et al., 2007][Berveiller et al., 2012] peuvent être appliquées en se basant sur les méta-modèles identifiés et en se limitant aux 11 paramètres influents précisés en conclusion du cinquième chapitre. Il est important de souligner que de telles solutions ne devraient être envisageables que si la validité du modèle à décrire le comportement du béton dans la structure en se basant sur les propriétés identifiées à l'échelle de l'éprouvette est démontrée (ce qui est le cas pour le modèle THM-F retenu dans ce travail). Toutefois, il reste à démontrer que la variabilité des données en entrée à l'échelle de l'éprouvette est représentative et descriptive de celle sur site à l'échelle structurelle (A priori cela n'est pas évident).

Bibliographie**[A]**

- [Abbas et al., 1999]** Abbas A., Carcasses M., Ollivier J.-P. (1999). Gas permeability of concrete in relation to its degree of saturation. *Materials and structures*. 32(1): 3-8.
- [Abramowitz et al., 1964]** Abramowitz M., Stegun I. (1964). Handbook of mathematical functions. *Dover Publications Inc.* New York. USA.
- [Acker, 1988]** Acker P. (1988). Comportement mécanique du béton: apports de l'approche physico-chimique. *Rapport de recherche LCPC N°152*. France.
- [Acker, 2001]** Acker P. (2001). Nouveaux bétons, couplages de performance. *2^{ème} rencontre doctorale Génie Civil*. Aussois. France.
- [Acker, 2003]** Acker P. (2003). Sur les origines du retrait et du fluage du béton. *Revue française de Génie Civil*. 7(6) : 761-776.
- [Arrhenius, 1915]** Arrhenius S. (1915). Quantitative Laws in biological chemistry. Edition G. Bell and sons, London. UK
- [Asali et al., 2016]** Asali M., Capra B., Mazars J., Colliat J.B. (2016). Numerical Strategy for forecasting the leakage rate of inner containments in double-wall nuclear reactor buildings. *Journal of advanced concrete technology* 14: 408-420
- [Asali, 2016]** Asali M. (2016). Modélisation et prévision du comportement thermo-hydro-mécanique d'une paroi en béton – application au cas des enceintes de confinement des bâtiments réacteurs nucléaires. *Thèse Univ. Lille Nord-de-France*. France

[B]

- [Baghban et al., 2012]** Baghban M.H., Hoyde P.J., Jacobsen S. (2012). Analytical and experimental study on thermal conductivity of hardened cement paste. *Materials and Structures*. 46(9) : 1537-1546.
- [Baldeweck, 1999]** Baldeweck H. (1999). Méthodes des éléments finis stochastiques – Application à la géotechnique mécanique de la rupture. *Thèse Univ. D'Evry-Val d'Essonne*. France.
- [Baroghel-Bouny et al., 1999]** Baroghel-Bouny V., Mainguy M., Lassabatère T., Coussy O. (1999). Characterization and identification of equilibrium and transfer moisture properties for ordinary and high-performance cementitious materials. *Cement and concrete research*. 29(8): 12225-1238.
- [Baroth et al., 2005]** Baroth J., Schoefs F., Breyse D. (2011). Fiabilité des ouvrages : sureté, variabilité, maintenance et sécurité. Edition Lavoisier : 21-37.
- [Baroth et al., 2006]** Baroth J., Bodé L., Bressolette P., Fogli M. (2006). SFEM using Hermite Polynomials: an approach for solving nonlinear problems with uncertain parameters. *Comp. Meth. Appl. Mech.* 195:6479-6501
- [Baroth et al., 2007]** Baroth J., Bressolette P., Chauviere C., Fogli M. (2007). An efficient SFEM using Lagrange Polynomials: application to nonlinear mechanical problems with uncertain parameters. *Comp. Meth. Appl. Mech.* 196(46-58): 4419-4429
- [Baroth, 2005]** Baroth J. (2005). Analyse par éléments finis stochastiques de la propagation d'incertitudes dans un modèle mécanique non linéaire. *Thèse Univ. Blaise Pascal Clermont II*. France.
- [Bary, 1996]** Bary B. (1996). Etude du couplage hydraulique-mécanique dans béton endommagé. *Thèse Ecole Nationale Supérieure de Cachan*. France.
- [Bažant et al., 1972]** Bažant Z. P., Najjar L. I. (1972). Nonlinear water diffusion in non-saturated concrete. *Materials and structures*. 5(1):3-20.

- [Bažant et al., 1982] Bažant Z.P., Wittmann F.H. (1982). Mathematical models for creep and shrinkage in concrete. *Creep and shrinkage in concrete structures*. Ed Bažant Z.P. et Wittmann F.H., Wiley, London. UK.
- [Bažant et al., 1983] Bažant Z. P., Oh B. H. (1983). Crack band theory for fracture of concrete. *Matériaux et constructions*. 16(3): 155-177
- [Bažant et al., 1985] Bažant Z.P., Chern J.C. (1985). Concrete creep at variable humidity: Constitutive law and mechanisms. *Materials and Structures*. 18(103): 01-20.
- [Bažant et al., 1989a] Bažant Z.P., Prasannan S. (1989). Solidification theory for concrete creep I. Formulation. *Engineering Mechanics*. 115 (8): 1691-1703.
- [Bažant et al., 1989b] Bažant Z. P., Pijaudier-Cabot G. (1989). Measurements of characteristic length of nonlocal continuum. *Engineering mechanics*. 115(4): 755-767.
- [Bažant et al., 1992] Bažant Z.P., Kristek V., Vitek J. L. (1992). Drying and cracking in box-girder bridge segment. *Journal of Structural Engineering*. 118(1): 305-321.
- [Bažant et al., 1994] Bažant Z.P, Xi Y. (1994). Drying creep of concrete: constitutive model and new experiments separating its mechanisms, *Materials and Structures*. 27 : 3-14
- [Bažant et al., 1997] Bažant Z. P., Huggaard A. B., Baweja S., Ulm F. J. (1997). Microprestress-solidification theory for concrete creep. I: Aging and drying effects. *Engineering Mechanics*. 123(11): 1188-1194.
- [Bažant, 1984] Bažant Z.P. (1984). Size effect in blunt fracture: Concrete, Rock, Metal. *Engineering mechanics*. 110(4) : 518-535
- [Bažant, 1988] Bažant Z.P. (1988). State of the art report on creep and shrinkage of concrete : mathematical modeling. *Proc. 4th RILEM Int. Symposium on creep and shrinkage of concrete: mathematical modeling*. Avanston, 1988.
- [Bažant, 1998] Bažant Z. P. (1998). Size effect in tensile and compression fracture of concrete structures: computational modeling and design. *Proc. FRAMCOS-3. Gifu*. Japan
- [Bažant, 1999] Bažant Z.P. (1999). Size effect on structural strength: a review. *Archive of applied mechanics*. 69 : 703-725.
- [Bažant, 2000] Bažant Z. P. (2000). Size effect. *Solids and Structures*. 37: 69-80.
- [Bažant, 2001] Bažant Z.P. (2001). Section 1.3 – Size effect on structural strength. *Handbook of materials behavior models. Volume I: deformations of materials* : 30-68.
- [Bazzoni, 2014] Bazzoni A. (2014). Study of early hydration mechanisms of cement by means of electron microscopy. *Thèse Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*. Switzerland
- [BEFM, 2018] Commissariat général au développement durable. (2018). Bilan énergétique de la France métropolitaine en 2017 – Données provisoires. *ISSN : 2557-8510*. France
- [Bellman, 1961] Bellman R. E. (1961). Adaptive control processes: a guided tour, Princeton University Press, 1961
- [Benboudjema, 2002] Benboudjema F. (2002). Modélisation des déformations différées du béton sous sollicitations biaxiales. Application aux enceintes de confinement de bâtiments réacteurs des centrales nucléaires. *Thèse Ecole National Supérieure de Cachan*. Paris. France.
- [Bentz, 2005] Bentz D. P. (2005). CEMHYD3D: A three-dimensional cement hydration and microstructure development modeling package. *Version 3.0. NISTIR 7232. NIST*. US Department of commerce. USA.
- [Bentz, 2007] Bentz D.P. (2007). Transient plane source measurements of the thermal properties of hydration cement pastes. *Materials and Structures*. 40 (10) : 1073–1080
- [Berveiller et al., 2006] Berveiller M., Sudret B., Lemaire M. (2006). Stochastic Finite element : a non-intrusive approach by regression. *Comput. Mech*. 15(1-3): 81-92.
- [Berveiller et al., 2007] Berveiller M., Le Pape Y., Sudret B., Perrin F. (2007). Bayesian updating of long -term creep strains in concrete containment vessels using a non-intrusive stochastic finite

- element method. *Int. Conf. Applications of statistics and Probability in Civil Engineering*, Tokyo, Japan.
- [Berveiller et al., 2012]** Berveiller M., Le Pape Y., Bruno S. (2012). Updating the long-term creep strains in concrete containment vessels by using Markov chain Monte Carlo simulation and polynomial chaos expansions. *Structure and Infrastructure Engineering*. 8(5): 425-440.
- [Billard, 2003]** Billard Y. (2003). Contribution à l'étude des transferts de fluides au sein d'une paroi en béton – application au cas des enceintes de confinement en conditions d'épreuve et accidentelle. *Thèse Institut National des Sciences Appliquées de Lyon*. France.
- [Bissonnette et al., 1999]** Bissonnette B., Pierre P., Pigeon M. (1999). Influence of key parameters on drying shrinkage of cementitious materials. *Cement and Concrete Research*. 29(10): 1655-1662.
- [Bjontegaard, 1999]** Bjontegaard O. (1999). Thermal dilation and autogenous deformation as driving forces to self-induced stresses in high performance concrete. *Thèse Norwegian Univ. Of Science and Technology*. Norvège.
- [Blatman, 2007]** Blatman G. (2007). Chaos polynomial creux et adaptatif pour la propagation d'incertitudes et l'analyse de sensibilité. *Thèse Univ. Blaise Pascal – Clermont II*. France.
- [Bogue, 1929]** Bogue R. H (1929). Calculation of the compounds in Portland cement. *Industrial and Engineering chemistry*. 1(4): 192-197.
- [Bogue, 1995]** Bogue R. H (1995). The chemistry of Portland cement. *Reinhold publishing corporation*. New York USA.
- [Bottoni et al., 2015]** Bottoni M., Dufour F., Giry C. (2015). Topological search for the crack pattern from a continuum mechanical computation. *Engineering structures*. 99(15):346-359
- [Boucher, 2016]** Boucher M. (2016). Analyse du transfert spatio-temporel des déformations entre le cœur d'un ouvrage épais et son parement : application aux enceintes de confinement. *Thèse Comu. Univ. Grenoble Alpes*. France.
- [Breysse, 1991]** Breysse D. (1991). Numerical study of the effect of inhomogeneities and boundary conditions on the tensile strength of concrete. *Materials*, 88(5):489-498.
- [Briffaut et al., 2011]** Briffaut M., Benboudjema F., Torrenti J.-M., Nahas G. (2011). Numerical analysis of the thermal active restrained shrinkage ring test to study the early age behavior of massive concrete structures. *Engineering Structures*. 33(4): 1390-1401.
- [Briffaut et al., 2012]** Briffaut M., Benboudjema F., Torrenti J.-M., Nahas G. (2012). Effects of early age thermal behaviour on damage risks in massive concrete structures. *Civil and Environmental Engineering*. 16 (5): 589-605.
- [Briffaut et al., 2013]** Briffaut M., Benboudjema F., La Borderie C., Torrenti J.-M. (2013). Creep consideration effect on meso-scale modelling of concrete hydration process and consequence on the mechanical behaviour. *Engineering Mechanics*. 139(12).
- [Briffaut, 2010]** Briffaut M. (2010). Etude de la fissuration au jeune âge des structures massives en béton: influence de la vitesse de refroidissement, des reprises de bétonnage et des armatures. *Thèse Ecole Nationale Supérieure de Cachan*. FRANCE
- [Brook et al., 1977]** Brooks J. J., Neville A. M. (1977). A comparison of creep, elasticity and strength of concrete in tension and in compression. *Magazine of Concrete Research*, 29(100):131 –141.
- [Brue, 2011]** Brue F. (2011). Rôles de la température et de la composition sur le couplage thermo-hydro-mécanique des bétons. *Thèse Ecole Centrale de Lille*. France.
- [Buffo-Lacarrière et al., 2014]** Buffo-Lacarrière L., Sellier A., Kolani B. (2014). Application of thermo-hydro-chemo-mechanical model for early age behaviour of concrete to experimental massive reinforced structures with strain-restraining system. *European Journal of Environmental and Civil Engineering*. 18(7): 814-827.
- [Burlion et al., 2003]** Burlion N., Skoczylas F., Dubois T. (2003). Induced anisotropic permeability due to drying of concrete. *Cement and Concrete Research*. 33(5) : 679-687.

[Bye, 1999] Bye G. C. (1999). Portland cement: Composition, production and properties. *Thomas Telford*. London. UK.

[C]

[Cagnon et al., 2015] Cagnon H., Vidal T., Sellier A., Bourbon X., Camps G. (2015). Drying creep in cyclic humidity conditions. *Cement and concrete research*. 76:91-97.

[Cagnon, 2015] Cagnon H. (2015). Influence des variations thermo-hydro-mécaniques sur le comportement différé du béton. *Thèse Univ. Toulouse 3 Paul Sabatier*. France.

[Campolongo et al., 2007] Campolongo F., Cariboni, J., Saltelli, A. (2007). An effective screening design for sensitivity analysis of large models. *Environ. Model. Softw*, 22: 1509–1518.

[Caré, 2008] Caré S. (2008). Effect of temperature on porosity and on chloride diffusion in cement pastes. *Construction and Building Materials*. 22(7) : 1560-1573.

[Cavazzuti, 2012] Cavazzuti M. (2012). Optimization methods: from theory to design of scientific and technological aspects in mechanics. *Springer science & business media*.

[Chang et al., 1995] Chang C.-H, Tung Y.-K., Yang J.-C. (1995). Evaluation of probability point estimate methods. *App. Math. Model*. 19(2): 95-105.

[Charpin et al., 2015] Charpin L., Le Pape Y., Masson B. (2015). EDF Study of 10-years concrete creep under unidirectional and biaxial loading: Evolution of Poisson coefficient under sealed and unsealed conditions. *Proc. CONCREEP 10*: 1381-1390

[Chhun, 2017] Chhun P. (2017). Modélisation du comportement thermo-hydro-chemomécanique des enceintes de confinement nucléaire en béton armé-précontraint. *Thèse Univ. Toulouse 3 Paul Sabatier*. France.

[Choinska et al., 2007a] Choinska M., Khelidj A., Chatzigeorgiou G., Pijaudier-Cabot G. (2007). Effects and Interactions of Temperature and Stress-level Related Damage on Permeability of Concrete. *Cement and concrete Research*. 37: 79-88

[Choinska et al., 2007b] Choinska M., Dufour F., Pijaudier-Cabot G. (2007). Matching permeability law from diffuse damage to discontinuous crack opening. *Proc. Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*. 1:541-547

[Choinska, 2006] Choinska M. (2006). Effet de la température, du chargement mécanique et de leurs interactions sur la perméabilité du béton de structure. *Thèse Ecole Centrale de Nantes*. France.

[Choktaweekarn et al., 2009] Choktaweekarn P., Saengsoy W., Tangrimsirikul S. (2009). A model for predicting thermal conductivity of concrete. *Magazine of Concrete Research*. 61(4) : 271-280.

[Comi et al., 2006] Comi C., Mariani S., Negri M., Perego U. (2006). A one dimensional variational formulation for quasibrittle fracture. *Mechanics of Materials and Structures*. 1(8):1323-1342

[Conceição et al., 2014] Conceição J., Faria R., Azenha M., Mamede F., Souza F. Early-age behaviour of the concrete surrounding a turbine spiral case: Monitoring and thermo-mechanical modeling. *Engineering structures*. 81:327-340.

[Corbin et al., 2015] Corbin M., Garcia M. (2015). International Benchmark VeRCoRs. Overview, synthesis and lessons learnt. *Rapport EDF-SEPTEN*. France

[Corbin, 2018] Corbin M. (2018). International Benchmark VeRCoRs. Overview, synthesis and lessons learnt. *Rapport EDF-SEPTEN*. France

[Cornell, 1971] Cornell A.C. (1971). First Order uncertainty analysis of soils deformation and stability. *Proc, 1st conf. on Applications of Statistics and Probability to Soil and Structural Engineering*: 130–144.

[Costaz, 1997] Costaz J.-L. (1997). Confinement des enceintes. *Note interne d'EDF de référence B3290*. France

[Cotter, 1979] Cotter S. C. (1979). A screen design for factorial experiments with interactions. *Biometrika*. 66 (2): 317–320

- [Courtois et al., 2011]** Courtois A., Henault J.-M., Simon A., Beck Y.-L., Salin J. (2011). La surveillance en exploitation des enceintes de confinement et des aéroréfrigérants à tirage naturel du parc nucléaire d'EDF. *Revue Générale Nucléaire*. 2 : 49-59.
- [Courtois et al., 2017]** Courtois A., Taillage F., Placko D. (2017). Pourquoi mesurer la teneur en eau dans les ouvrages en béton? *23 me Congrès Français de la Mécanique*. Lille France.
- [Coussy et al., 1998]** Coussy O., Eymard R., Lassabatère T. (1998). Constitutive modeling of unsaturated drying deformable materials. *Engineering mechanics*. 124(6).
- [Coussy, 1991]** Coussy O. (1991). Mécanique des milieux poreux. Editions Technip. Paris. France.
- [Cusatis et al., 2003]** Cusatis G., Ba ant Z., Cedolin L. (2003). Confinement-shear lattice model for concrete damage in tension and compression: II. Computation and validation. *Engineering Mechanics*. 129(12): 1449-1458

[D]

- [Daian et al., 1988]** Daian J.-F. Condensation and isothermal water transfer in cement mortar. Part I — Pore size distribution, equilibrium, water condensation and imbibition. *Transport in Porous Media*. 3(6): 563-589
- [Dal Pont et al., 2007]** Dal Pont S., Durand S., Schrefler B. A. (2007). A multiphase thermo-hydro-mechanical model for concrete at high temperatures—Finite element implementation and validation under LOCA load. *Nuclear Engineering and Design*. 237(22): 2137-2150.
- [Daniel, 1973]** Daniel C. (1973). One-at-a-time plan. *Amer. Statist. Assoc.* 68 : 353-360.
- [David, 2012]** David M. (2012). Approche multi-échelle du comportement mécanique des structures en béton armé - Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires. *Thèse Ecole Polytechnique*. France.
- [Day et al., 1983]** Day R. L., Gamble B.R. (1983). The effect of changes in structure on the activation energy for the creep of concrete. *Cement and Concrete Research*. 13(4): 529-540
- [De Larrard et al., 2010a]** de Larrard T., Benboudjema F., Colliat J.-B., Torrenti J.-M. (2010). Concrete calcium leaching at variable temperature : experimental data and numerical model inverse identification. *Computational Material Science*. 49: 35-45.
- [De Larrard et al., 2010b]** de Larrard, T., Colliat J. B., Benboudjema F., Torrenti J. M., Nahas G. (2010). Effect of the young modulus variability on the mechanical behaviour of a nuclear containment vessel. *Nuclear engineering and Design*. 240(12):4051-4060
- [De Larrard, 2009]** De Larrard, F. (2009). Concrete Optimisation with Regard to Packing Density and Rheology. *3rd RILEM international symposium on rheology of cement suspensions such as fresh concrete*. France
- [De Larrard, 2010]** De Larrard T. (2010). Variabilité des propriétés du béton : caractérisation expérimentale et modélisation probabiliste de la lixiviation. *Thèse Ecole Nationale Supérieure de Cachan*. Paris. France.
- [De Schutter et al., 1996]** De Schutter G., Taerwe L. (1996). Degree of hydration-based description of mechanical properties of early age concrete. *Materials and structures*. 29(6): 335-344
- [De Schutter, 1999]** De Schutter G. (1999). Degree of hydration based kelvin model for the basic creep of early age concrete. *Materials and Structures*. 30(4): 260-265.
- [Del Viso et al., 2007]** Del Viso, J., Carmona, J., and Ruiz, G. (2007). Size and shape effects on the compressive strength of high strength concrete. *Proc. Of the 6th Int. Conf. on Fracture Mechanics of Concrete and Concrete Structures*. 1297-1304.
- [Deodatis, 1990]** Deodatis G. (1990). Bounds on response variability of stochastic finite element systems. *Eng. Mech.* 116(3): 565-585.
- [Deodatis, 1991]** Deodatis G. (1991). He weighted integral method. I: stchastis stiffness matrix. *Eng. Mech.* 117(8): 1851-1864.

- [Der Kiureghian et al., 1987]** Der Kiureghian A., Lin H., Hwang S. (1987). Second order reliability approximation. *Eng. Mech.* 113(8): 1208-1225
- [Der Kiureghian et al., 1991]** Der Kiureghian A., de Stefano M. (1991). Efficient algorithms for second reliability analysis. *Eng. Mech.* 117(12): 2906-2923.
- [Der Kiureghian et al., 1986]** Der Kiureghian A., Liu P. (1986). Structural reliability under incomplete probability information. *Engineering Mechanics.* 112(1) : 85-104.
- [Der Kiureghian et al., 1988]** Der Kiureghian A., Ke JB. (1988). The stochastic finite element method in structural reliability. *Probabilistic engineering mechanics.* 3(2) : 83-91.
- [Derluyn et al., 2012]** Derluyn H., Derome D., Carmeliet J., Stora E., Barbarulo R. (2012). Hysteretic moisture behavior of concrete: modeling and analysis. *Cement and Concrete Research.* 42 (10): 1379-1388.
- [Dimov et al., 2010]** Dimov, R. Georgieva. (2010). Monte Carlo algorithms for evaluating Sobol' sensitivity indices. *Mathematics and Computers In Simulation.* 81-3: 506-514
- [Ditlevsen et al., 1996]** Ditlevsen O., Madsen H. (1996). Structural reliability methods. *J. Wiley and sons.* Chichester.
- [Ditlevsen et al., 2005]** Ditlevsen O., Madsen H.O. (2005). Structural reliability methods. Coastal, maritime and structural engineering. Technical university of Denmark: 33-55.
- [Dufour et al., 2008]** Dufour F., Pijaudier-Cabot G., Choinska M., Huerta A. (2008). Extraction of a crack opening from a continuous approach using regularized damage models. *Computers and concrete.* 5(4): 375-388
- [Dufour et al., 2012]** Dufour F., Legrain G., Pijaudier-Cabot G., Huerta A. (2012). Estimate of crack opening from a 2D continuum-based FE computation. *Numerical and Analytical methods in Geomechanics,* 36: 1813-1830.
- [Dufour, 2007]** Dufour F. (2007). Contributions à la modélisation numérique de la fissuration des structures en béton avec prise en compte du fluage et estimation de la perméabilité. *Matériaux. Habilitation à diriger des recherches. Ecole Centrale de Nantes.* France
- [E]**
- [EDF, 2017]** Electricité De France. (2017). Rapport définitif de sûreté. Volume II. Chapitre 4. Essais et inspections de l'enceinte de confinement. *EDF.* France.
- [Edward, 1990]** Edward J. G. (1990). Permeability, diffusivity, and microstructural parameters: A critical review. *Cement and Concrete Research.* 20(4): 591-601.
- [El Dandachy et al., 2017a]** El Dandachy M. E., Briffaut M., Dal Pont S., Dufour F. (2017). Effect of creep in traction on concrete permeability. 23ème Congrès Français de Mécanique. Lille. France.
- [El Dandachy et al., 2017b]** El Dandachy M. E., Briffaut M., Dufour F., Dal Pont S.(2017). An original semi-discrete approach to assess gas conductivity of concrete structures. *Numerical and analytical methods in geomechanics.* 41(6): 940-956.
- [El Dandachy, 2016]** El Dandachy M. E. (2016). Characterization and modelling of permeability of damaged concrete : application to reinforced concrete structures. *Thèse Comu. Univ. Grenoble Alpes.* France.
- [El Merabi, 2018]** El Merabi B. (2018). Mechanical behavior of cohesive concrete-rock joints at the dam-foundation interface : geometrical and mechanical influence of asperities. These Comu. Univ. Grenoble Alpes. France.
- [El-Jaizairi et al., 1980]** El-Jaizairi B., Illston J. M. (1980). The hydration of cement past using the semi-isothermal method of derivative thermogravimetry. *Cement and Concrete Research.* 10 (3) : 361-366
- [Esposito et al., 2001]** Esposito W.R., Floudas C.A. (2001). Entropy optimization : parameter estimation. *Encyclopedia of Optimization.* Springer: 548-552.

[F]

- [Faria et al., 2006]** Faria R., Azenha M., Figueiras, J.A. (2006). Modelling of concrete at early ages: Application to an externally restrained slab. *Cement and concrete composites*. 28(6): 572–585.
- [Fichant et al., 1999]** Fichant S., La Borderie C., Pijaudier-Cabot G. (1999). Isotropic anisotropic description of damage in concrete structures. *Mechanics of cohesive-frictional materials*. 4(4): 399–359.
- [Forchheimer 1901]** P. Forchheimer. Wasserbewegung durch boden. *Z. Ver. Deutsch. Ing.* 45:1782–1788, 1901.
- [Foucault et al., 2012]** Foucault, A., Michel-Ponnelle, S., Galenne, E. (2012). A new creep model for NPP containment behaviour prediction. *International conference on Numerical modeling Strategies for sustainable concrete structures*. Aix-en-Provence. France.
- [Fourier, 1807]** Fourier J.-B. J. (1807). Theory of the Propagation of Heat in Solids Bodies. (*Unpublished Essay*).
- [Fourier, 1811]** Fourier J.-B. J. (1811). Analytical theory of Heat. Cosimo classics. New York. USA.

[G]

- [Gamble et al., 1978]** Gamble B. R., Parrott L.J. (1978). Creep of concrete in compression during drying and wetting, *Magazine of Concrete Research*, 104 (30): 129-138.
- [Gao et al., 2014]** Gao P., Zhang T., Luo R., Wei J., Yu Q. (2014). Improvement of autogenous shrinkage measurement for cement paste at very early age: Corrugated tube method using non-contact sensors. *Construction and Building Materials*. 55 : 57–62
- [Gary et al., 2001]** Gary W. G., Dong Z., Aitchison P. (2001). Adaptive Response Surface Method – A global optimization scheme for computation-intensive design problems. *Eng. Optim.* 3(6): 707-734
- [Gawin et al., 1999]** Gawin D., Majorana C.E., Schrefler B.A. (1999). Numerical analysis of hygro-thermic behaviour and damage of concrete at high temperature. *Mech. Cohes.-Frict. Mater.* 4 : 37–74.
- [Gawin et al., 2002]** Gawin D., Pesavento F., Schrefler B. (2002). A simulation of damage-permeability coupling in hydro-thermo-mechanical analysis of concrete at high temperature. *Communication in numerical methods in engineering*. 18(2): 113–119.
- [Gérard, 1996]** Gérard B. (1996). Contribution des couplages mécaniques-chimie-transfert dans la tenue à long-terme des ouvrages de stockage de déchets radioactifs. *Thèse Ecole National Supérieure de Cachan*. France
- [Ghanem et al., 1991]** Ghanem R., Spanos P. (1991). Stochastic finite elements – A spectral approach. *Revised edition. Dover Publications, INC. New York. USA* : 17-41.
- [Ghannoum et al., 2017]** Ghannoum M., Baroth J., Rospars C., Millard A. (2017). Prediction of the size effect in concrete structures using an analytical approach to the weakest link and localization method (WL2). *Materials and structures*. 50: 183.
- [Ghannoum, 2017]** Ghannoum M. (2017). Effets des heterogeneities du béton sur le comportement mécanique des structures à plusieurs échelles. *Thèse Comu. Univ. Grenoble Alpes*. France.
- [Ghosh, 1973]** Ghosh R.S. (1973). A hypothesis on mechanism of maturing creep of concrete. *Materials and Structures*. 6(31): 23–27.
- [Giry et al., 2011]** Giry C., Dufour F., Mazars J. (2011). Stress-based nonlocal damage model. *Solids and Structures*, 48(25-26): 3431-3443.
- [Graham et al., 2001]** Graham L., Deodatis G. (2001). Response and eigenvalue analysis of stochastic finite element systems with multiple correlated material and geometric properties. *Probabilistic Engineering Mechanics*. 16(1) :11-29

- [Granger et al., 1993]** Granger L., Torrenti J.-M., Ithurrealde G. (1993). Delayed behavior of concrete in nuclear power plant containments: analysis and modeling. *Proc. of the 4th Int. Rilem Symp. On creep and shrinkage of concrete*: 751-756. Barcelona. Spain.
- [Granger et al., 1997]** Granger L., Labbé P., Fleury F. (1997). A mock-up near Civaux nuclear power plant for Containment Evaluation under Severe Accidents — the CESA Project. FISA-97. *Symposium on EU Research on Severe Accidents*: 293–302. Luxembourg.
- [Granger et al., 2001a]** Granger L., Fleury F., Touret J.-P. (2001a). Mechanical and leakrate predictions for nuclear power plant containments in accidental conditions. *Nuclear engineering and design* 203(1) :39-55.
- [Granger et al., 2001b]** Granger L., Rieg C. Y., Touret J.-P., Fleury F., Nahas G., Danisch R., Bruss L., Millard A., Laborderie C., Ulm F.-J., Contri P., Schimmelpfennig, Barré F., Firnhaber M., Gauvain J., Coulon N., Dutton L. M. C., Tuson A. (2001b). Containment Evaluation under Severe Accidents (CESA): synthesis of the predictive calculations and analysis of the first experimental results obtained on the Civaux mock-up. *Nuclear engineering and design* 209(1-3) :155-163.
- [Granger, 1995]** Granger L. (1995). Comportement différé du béton dans les enceintes de centrales nucléaires. *Thèse Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. France.
- [Grassl et al., 2016]** Grassl P., Bolander J. (2016). Three-Dimensional Network Model for Coupling of Fracture and Mass Transport in Quasi-Brittle Geomaterials. *Materials*. 9(9): 782
- [Guide Technique LCPC, 2003]** LCPC (2003). Résistance du béton dans l'ouvrage : la maturométrie. *Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées*. FRANCE
- [Guidoum, 1994]** Guidoum A. (1994). Simulation numérique 3D des comportements des bétons en tant que composites granulaires. *Thèse Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*. Switzerland.
- [Guyan, 1965]** Guyan R. J. (1965). Reduction of stiffness and mass matrices. *AIAA*, 3(2): 380-380.
- [H]**
- [Hadjab, 2009]** Hadjab, H. (2009) Fracture process zone in concrete beams: experimental investigation and numerical modelling. Proc. of the SEM Annual Conf. Albuquerque New Mexico USA.
- [Handika, 2017]** Handika N. (2017). Multi-cracking of Reinforced Concrete Structures : Image Correlation Analysis and Modelling. *Thèse INSA de Toulouse*. France
- [Hansen et al., 1977]** Hansen P., Pedersen E. (1977). Maturity computer for controlled curing and hardening of concrete. *Nordic Concrete Research*. 1(19):21-25.
- [Hawchar et al., 2017]** Hawchar L., El Soueidy C. P., Schoefs F. (2017). Principal Component Analysis and Polynomial Chaos Expansion for Time-Variant Reliability Problems. *Reliability Engineering & System Safety*. 167: 406-416.
- [Herrmann et al., 2016]** Hermann N., Muller H. S., Niklasch C. Michel-ponnelle S., Masson B. (2016). The PACE-1450 Test Campaign - Leakage Behaviour of a Pre-Stressed Concrete Containment Wall Segment. *Eng. Mat.* 711: 863-871.
- [Hilaire, 2014]** Hilaire A. (2014). Etude des déformations différées des bétons en compression et en traction, du jeune âge au long terme. *Thèse Ecole Nationale Supérieure de Cachan*. Paris. France.
- [Hild, 1992]** Hild F. (1992). De la rupture des matériaux à comportement fragile. *Thèse Univ. Pierre et Marie Curie – Paris VI*. France
- [Hillerborg et al., 1976]** Hillerborg A., Modeer M., Petersson P. E. (1976). Analysis of crack formation and crack growth in concrete by means of fracture mechanics and finite elements. *Cement and concrete research*. 6(6): 773-782
- [Hillerborg, 1988]** Hillerborg A. (1988). Application of fracture mechanics to concrete: summary of a series of lectures. *Report TVBM. Division of Building Materials*. Vol. 3030. LTH, Lund University.

[Hoover et al., 2013] Hoover C.G., Bazant Z.P., Vorel J., Wendner R., Hubler M.H. (2013). Comprehensive concrete fracture tests: Description and results. *Engineering Fracture Mechanics*. 114 : 92-103

[Hoseini et al., 2009] Hoseini M., Bindiganavile V., Banthia N. (2009). The effect of mechanical stress on permeability of concrete: A review. *Cement and Concrete Composites*. 31(4): 213-220.

[I]

[IRSN, 2013] Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire. (2013). Les accidents de fusion du cœur des réacteurs nucléaires de puissance. Etat des connaissances. Chapitre 6 : Comportement des enceintes de confinement. *Rapport IRSN. Collection sciences et techniques*.

[IRSN, 2017] Institut de Radioprotection et de Sûreté Nucléaire (2017). Avis d'expertise sur les défauts d'étanchéité de l'enceinte de confinement du réacteur n°5 du Bugey (Ain). *IRSN/2017-0001*. France.

[Irwin, 1957] Irwin G. (1957). Analysis of stresses and strains near the end of a crack traversing a plate. *Journal of applied mechanics*. 24 : 361-64

[Ishida et al., 2007] Ishida T., Maekawa K., Kishi . (2007). Enhanced modelling of moisture equilibrium and transport in cementitious materials under arbitrary temperature and relative humidity history. *Cement and Concrete Research*. 37: 565-578.

[Issaadi et al., 2015] Issaadi N., Nouviaire A., Belarbi R., Aït-Mokhtar A. (2015). Moisture characterization of cementitious properties : Assessment of water vapor sorption isotherm and permeability variation with ages. *Construction and Building Materials*. 83 (1): 237-247

[Issaadi, 2015] Issaadi N. (2015). Effets de la variabilité des propriétés de matériaux cimentaires sur les transferts hygrothermiques : développement d'une approche probabiliste. *Thèse Univ. De La Rochelle. France*.

[J]

[JCSS, 2000] Joint Committee on Structural Safety. (2000). Probabilistic Model Code. Part 3: Material Properties. ISBN 978-3-909386-79-6.

[Jennings, 2004] Jennings H. (2004). Colloid model of C-S-H and implications to the problem of creep and shrinkage. *Materials and Structures*. 37(1): 59-70.

[Jensen et al., 2002] Jensen O. M., Hensen P.F. (2002). Water-entrained cement-based materials: II. Experimental observations. *Cement and Concrete Research*. 32 (6): 973-978

[Jensen et al., 2015] Jensen O. M., Johannesson B., Geiker M.R. (2015). A Numerical Comparison of Ionic Multi-Species Diffusion with and without Sorption Hysteresis for Cement-Based Materials. *Transp Porous Med*. 107 (1): 27-47

[Jensen, 2005] Jensen O.M. (2005). Autogenous phenomena in cement-based materials. *Thèse Univ. of Denmark*. Danemark.

[Johannesson, 2002] Johannesson B.F. (2002). Pre study on diffusion and transient condensation of water vapor in cement mortar. *Cement and Concrete Research*. 32 (6): 955-962

[Jonasson, 1994] Jonasson J. E. (1994). Modeling of temperature, moisture and stresses in Young concrete. *Thèse Lulea Univ. of Technology*. Suède.

[K]

[Kallel, 2016] Kallel H. (2016). Influence de la temperature et de l'hygrométrie sur le comportement instantané du béton. *Thèse Univ. Pau*. France

- [Kanavaris et al., 2016]** Kanavis F., Robinson D., Soutsos M., Chen J. F. (2016). Prediction of the early-age behaviour of the gusset of the nuclear containment vessel. *Proc. Of Int. Workshop VERCORS*, France.
- [Khaddour et al., 2018]** Khaddour F., Grégoire D., Pijaudier-Cabot G. (2018). A Hierarchical Model for the Computation of Permeation Properties of Porous Materials and Their Enhancement due to Microcracks. *Engineering Mechanics*. 144(2).
- [Khalili et al., 2003]** Khalili N., Selvadurai A. P. S. (2003). A fully coupled constitutive model for thermo-hydro-mechanical analysis in elastic media with double porosity. *Geophysical Research Letters*. 30(24)
- [Khelil, 2014]** Khelil N. (2014). Traitement électrochimiques des bétons atteints de Réaction Sulfatique Interne. *Thèse Univ. Paul Sabatier*. France.
- [Kishi et al., 1994]** Kishi T., Maekawa K. (1994). Thermal and mechanical modeling of young concrete based on hydration process of multi-component cement materials – Thermal cracking in concrete at early age. *RILEM Proc.* 25: 11-18.
- [Kjellsen et al., 1992]** Kjellsen K. O., Detwiler R. J. (1992). Reaction kinetics of Portland cement mortars hydrated at different temperatures. *Cement and Concrete Research*. 22(1): 112-120.
- [Klug et al., 1969]** Klug P., Wittmann F. H. (1969). Activation energy of creep of hardened cement paste. *Matériaux et constructions*. 2(1): 11-16.
- [Kraemer, 1931]** Kraemer E.O. (1931). In a treatise on physical chemistry. *Edition Taylor H. S.* New York. USA.
- [Kroese et al., 2014]** Kroese D. P., Brereton T., Taimre T., Botev Z. I. (2014). Why the Monte Carlo method is so important today. *WIREs Comput Stat.* 6 (6): 386–392.
- [L]**
- [L’Hermite et al., 1968]** L’Hermite R., Mamillan M. (1968). Retrait et fluage des bétons. *Annales de l’Institut Technique de Bâtiments et des Travaux Publics*. 249 :1319-1337
- [L’Hermite, 1973]** L’Hermite S. (1973). Influence de la dimension absolue sur la résistance de flexion. *Annales de l’I.T.B.T.P* : 309-310
- [Lagcha, 2006]** Lagcha A. (2006). Contribution à l’étude des transferts gazeux et liquides au sein des parois en béton endommagées sous sollicitations thermo-hydrique – application au cas des encenites de confinement en conditions d’épreuve ou accidentelle. *Thèse Institut National des Sciences Appliquées de Lyon*. France.
- [Laplante et al., 1994]** Laplante P., Boulay C. (1994). Evolution du coefficient de dilatation thermique du béton en fonction de sa maturité aux tout premiers âges. *Materials and structures*. 27 (10): 596 - 605
- [Lassabatère et al., 1997]** Lassabatère T., Torrenti J.-M., Granger L. (1997). Sur le couplage entre séchage du béton et contrainte appliquée. *Actes du colloque de Saint-Venant*. 331-338. Paris, France
- [LCPC, 2014]** Laboratoire Central des Ponts et Chaussées. (2014). Méthodes d’essai N°58 : Caractéristiques microstructurales et propriétés relatives à la durabilité des bétons. *Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées*. Paris. France.
- [Le Chatelier, 1904]** Le Chatelier M. H. (1904). Recherches expérimentales sur la constitution des mortiers hydrauliques. *Edition Ch. Dunod*. FRANCE.
- [Le Maître et al., 2004]** Le Maître O., Knio O., Najm H., Ghanem R. (2004). Uncertainty propagation using Wiener-Haar expansions. *Compt. Phys.* 197 :28-57
- [Le Pape et al., 2003]** Le Pape Y., Benboudjema F., Meftah F. (2003). Numerical analysis of the delayed behavior of french NNP double containments. *VIII International Conference on Computational Plasticity*. Barcelona, Spain

- [Le Roy, 1996] Le Roy R. (1996). Déformations instantanées et différées des bétons à hautes performances. *Thèse Ecole Centrale de Nantes*. France.
- [Léa, 1988] Peter C. (1988). *Lea's chemistry of cement and concrete. Hewlett (4th edition)*.
- [Lee et al., 2009] Lee Y., Choi M.S., Yi S.T., J.K. Kim. (2009). Experimental study on the convective heat transfer coefficient of early-age concrete. *Cement and Concrete Composites*. 31 (1) : 60-71
- [Li et al., 1993] Li C., Der Kiureghian A., Ke JB. (1993). Optimal discretization of random fields. *Engineering mechanis*. 119(6) : 1136-1154.
- [Lianzhen et al., 2007] Lianzhen X., Li Z. (2007). Early-age hydration of fresh concrete monitored by non-contact electrical resistivity measurement. *Cement and Concrete Research*. 38(3): 312-319.
- [Lin et al., 2009] Lin F., Meyer C. (2009). Hydration kinetics modeling of Portland cement considering the effects of curing temperature and applied pressure. *Cement and Concrete Research*. 39(4): 255-265.
- [Liu et al., 1991] Liu P. L., Der Kiureghian A. (1991). Finite element reliability of geometrically nonlinear uncertain structures. *Eng. Mech*. 117(8): 1806-1825.
- [Llau et al., 2016a] Llau A., Baroth J., Jason L., Dufour F. (2016). Condensed SFEs for nonlinear mechanical problems, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 309: 434-452.
- [Llau et al., 2016b] Llau A., Jason L., Dufour F., Baroth J. (2016). Finite element modelling of 1D steel components in reinforced and prestressed concrete structures. *Eng. Struct*. 127: 769-783.
- [Llau, 2016] Llau A. (2016). Méthodes de simulation du comportement mécanique non linéaire des grandes structures en béton armé et précontraint : condensation adaptative en contexte aléatoire et représentation des hétérogénéités. *Thèse Comu. Univ. Grenoble Alpes*. France.
- [Lohtia, 1970] Lohtia R.P. (1970). Mechanism of creep in concrete. *Roorkee University Research Journal*. 12 (1-2) : 37-47
- [Loukili, 1996] Loukili A. (1996). Etude du retrait et du fluage de bétons à UHP. *Thèse Ecole Centrale de Nantes*. France
- [LTECV, 2015] Ministère de l'environnement, de l'énergie et de la mer. (2015). Loi de Transition Energétique pour la Croissance Verte N° 2015-992. *Journal Officiel du 18 août 2015*. France.
- [Lura et al., 2001] Lura P., Van Breugel K. (2001). Thermal properties of concrete: Sensitivity studies. *Improved production of advanced concrete structures (IPACS)*. Lulea University of technology. Suède.
- [M]
- [Mang et al., 2015] Mang C., Jason L., Davenne L. (2015). A new bond slip model for reinforced concrete structures: Validation by modelling a reinforced concrete tie. *Eng. Comput*. 32: 1934-1958.
- [Martin et al., 2018] Martin A., Poyet S., Le Bescop P., Torrenti J.-M., Charpentier T., Moskura M., Bourbon X. (2018). Comparison between natural and accelerated carbonation (3% CO₂): Impact on mineralogy, microstructure, water retention and cracking. *Cement and Concrete Research*. 109: 64-80.
- [Mattalah et al., 2010] Mattalah, M., La Borderie, C., Maurel, O. (2010). A practical method to estimate crack openings in concrete structures. *Numerical and analytical methods in geomechanics*. 34(15): 1615 - 1633
- [Mazars et al., 1989] Mazars J., Pijaudier-Cabot G. (1989). Continuum damage theory : application to concrete. *Engineering mechanics*. 115(2): 345-365
- [Mazars et al., 2015] Mazars, J., Hamon, F., Grange, S. (2015). A new 3D damage model for concrete under monotonic, cyclic and dynamic loadings. *Materials and structures*. 48(11): 3779-3793
- [Mazars, 1998] Mazars J. (1998). Application de la mécanique d'endommagement au comportement non linéaire et à la rupture du béton de structure. *Thèse Univ. Pierre et Marie Curie Paris VI*. France
- [Mazzotti et al., 2001] Mazzotti C., Savoia M. (2001). Experimental study of nonlinear creep of concrete at high stress levels. *Shrinkage and durability mechanics of concrete and other quasi-brittle materials*: 582-592.

- [Mazzotti et al., 2003]** Mazzotti C., Savoia M. (2003). Nonlinear creep damage model for concrete under uni axial compression. *Engineering mechanics*. 129(9) : 1065-1075.
- [Melchers et al., 2017]** Melchers R. E., Beck A. T. (2017). Structural reliability analysis and prediction. 3rd edition. Wiley.
- [Metropolis et al., 1949]** Metropolis N., Ulam S.. (1949). The Monte Carlo Method. *American Statistical Association*. 44:335–341.
- [Michou et al., 2015]** Michou A., Hilaire A., Benboudjema F., Nahas G., Wyniecki P., Berthaud Y. (2015). Reinforcement–concrete bond behavior: Experimentation in drying conditions and mesoscale modeling. *Eng. Struct.* 101: 570-582.
- [Mihashi et al., 1996]** Mihashi, H. and Nomura, N. (1996). Correlation between characteristics of fracture process zone and tension-softening properties of concrete. *Nuc. Eng. Des.* 165(28):359–376.
- [Mills, 1966]** Mills R. H. (1966). Factors influencing cessation of hydration in water cured cement pastes. *HRB SR 90 (WASHINGTON. USA)*: 406 – 424.
- [Mivelaz, 1996]** Mivelaz P. (1996). Etanchéité des structures en béton armé. Fuites au travers d'un élément fissuré. Thèse Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne. Suisse.
- [Montgomery, 2012]** Montgomery D. (2012). Design and analysis of experiments. *John Wiley and sons*. New York. USA.
- [Morabito, 2001]** Morabito P. (2001). Thermal properties of concrete. Variations with the temperature and during hydration phase. *Improved production of advanced concrete structures (IPACS)*. Lulea University of technology. Suède.
- [Morokoff et al., 1995]** Morokoff W. J., Caflisch R. E. (1995). Quasi-Monte Carlo integration. *Comput. Phys.* 122-2 :218-230
- [Morris, 1991]** Morris M. D. (1991). Factorial sampling plans for preliminary computational experiments. *Technometrics*. 33:161-174
- [Mounajed et al., 2004]** Mounajed G., Obeid W. (2004). A new coupling F.E. model for the simulation of thermal hydro-mechanical behaviour of concretes at high temperatures. *Materials and Structures*. 37:422-432
- [Mozayan Kharazi et al., 2013]** Mozayan Kharazi M., Davenne L., Ghavamian S. (2013). A modeling methodology in predicting the leakage tightness of a pressure containment vessel without liner. *Proc. SMIRT'22 , California. USA*.
- [N]**
- [Nataf, 1962]** Nataf A. (1962). Détermination des distributions dont les marges sont données. *Comptes-rendus hebdomadaires des séances de l'académie des sciences* : 42-43
- [Nath et al., 2016]** Nath S. K., Kumar S. (2016). Evaluation of the suitability of ground granulated silico-manganese slag in Portland slag cement. *Construction and Building Materials*. 125:127-134.
- [Nelson, 1999]** Nelson R. (1999). An introduction to copulas. 139. *Lecture notes in statistics*. Springer
- [Neville, 2004]** Neville A. M. (2004). Properties of concrete. Pearson Education (4th edition).
- [Nguyen et al., 2010]** Nguyen D., Lawrence C., La Borderie C., Mattalah M., Nahas G. A mesoscopic model for a better understanding of the transition from diffuse damage to localized damage. *European Journal Of Environmental and Civil Engineering*. 14(6-7): 751-776
- [Niyogi et al., 1973]** Niyogi K., Hsu P., Meyers B. L. (1973). The influence of age at time of loading on basic and drying creep. *Cement and Concrete research*. 3: 633-644.
- [Nonat et al., 1992]** Nonat A., Mutin J. C. (1992). Hydration and Setting of Cements: From hydration to setting. *Proceedings of the international RILEM Workshop*. Dijon. FRANCE

[O]

- [Obeid et al., 2002]** Obeid W., Mounajed G., Alliche A. (2002). Experimental identification of Biot's hydro-mechanical coupling coefficient for cement mortar. *Materials and Structures*. 35: 29-236
- [Olivier et al., 2006]** Olivier J., Huespe A. E., Sánchez P. J. (2006). Comparative study on finite elements for capturing strong discontinuities: E-FEM vs X-FEM. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 195(37-40): 4732-4752.
- [Özdemir et al., 2008]** Özdemir I., Brekelmas W. A. M., Geers M. G. D. (2008). FE² computational homogenization for the thermo-mechanical analysis of heterogeneous solids. *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*. 198(3-4): 602-613.
- [P]**
- [Paiboon, 2013]** Paiboon J. Griffiths D.V., Huang J., Girdin A.F. (2013). Numerical analysis of effective elastic properties of geomaterials containing voids using 3D random fields and finite elements ". *Solids and structures*. 50(20-21) :3233-3241.
- [Pane et al., 2005]** Pane I., Hansen W. (2005). Investigation of blended cement hydration by isothermal calorimetry and thermal analysis. *Cement and Concrete Research*. 35: 1155-1164.
- [Park et al., 2005]** Park K.-B., Noguchi T., Plawsky J. (2005). Modeling of hydration reactions using neural networks to predict the average properties of cement paste. *Cement and Concrete Research*. 35(9): 1676-1684.
- [Parker et al., 1987]** Parker J.C., Lenherd R.J., Kuppusamy T. (1987). A parametric model for constitutive properties governing multiphase flow in porous media. *Water resources Research*. 23(45): 618-24.
- [Peerlings et al., 2001]** Peerlings R. H. J., Geers M. G. D., de Brost R., Brekelmans W. A. M. (2001). A critical comparison of non local and gradient enhanced softening continua. *Solids and structures*. 38(44-45): 7723-7746
- [Peng et al., 2016]** Peng X., Sheng-Qi Y. (2016). Permeability evolution of sandstone under short-term and long-term triaxial compression. *International journal of Rock Mechanics and Mining Sciences*. 85: 152-164.
- [PERENITI, 2014]** <http://fondation-grenoble-inp.fr/nos-actions/contribuer-developpement-recherche/chaire-pereniti>
- [Perrin, 2008]** Perrin F. (2008). Prise en compte des données expérimentales dans les modèles probabilistes pour la prédiction de la durée de vie des structures. Thèse Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II. France
- [Persson, 1998]** Persson B. (1998). Experimental studies on shrinkage of high performance concrete. *Cement and Concrete Research*. 28(7):1023-1036.
- [Picandet et al., 2001]** Picandet V., Khelidj A, Bastian G. (2001). Effect of axial compressive damage on gas permeability of ordinary and high-performance concrete. *Cement and Concrete Research*. 31(11):1525-32.
- [Picandet et al., 2009]** Picandet V., Khelidj A., Hervé B. (2009). Cracks effects on gas and water permeability of concretes. *Cement and concrete research*. 39(6): 537-547
- [Pickett, 1942]** Pickett G. (1942). The effect of change in moisture content on the creep of concrete under a sustained load. American Concrete Institute. 38:333-355.
- [Pihlajavaara, 1974]** Pihlajavaara S. E. (1974). A review of some of the main results of a research on the aging phenomena of concrete: effect of moisture conditions on strength, shrinkage, and creep of mature concrete. *Cement and Concrete Research*. 4(5):761-771
- [Pijaudier-Cabot et al., 1987]** Pijaudier-Cabot G., Bažant Z. P. (1987). Non-local damage theory. *Journal of engineering mechanics*. 113(10):1512-1533

- [Poiseuille, 1840]** Poiseuille J. L. M. (1840) Recherches expérimentales sur le mouvement des liquides de nature différente dans les tubes de très petits diamètres. *Annales de chimie et physique. Tome XXI*. Edit. Masson P 1847.
- [Powers et al., 1946]** Powers T. C., Brownyard T. L. (1946). Studies of the physical properties of hardened portland cement of paste. *ACI proceedings*. 43 (9): 469-504.
- [Poyet et al., 2006]** Poyet S., Sellier A., Capra B., Thèvenin-Foray G. (2006). Influence of Water on Alkali-Silica Reaction: Experimental Study and Numerical Simulations. *Materials in Civil Engineering*. 18(4).
- [Poyet et al., 2007]** Poyet S., Sellier A., Capra B., Thèvenin-Foray G., Torrenti J.-M. (2007). Chemical modeling of alkali Silica Reaction: Influence of the reactive aggregate size distribution. *Materials and Structures*. 40(2): 229-239.
- [Poyet, 2009]** Poyet S. (2009). Experimental investigation of the effect of temperature on the isotherm of concrete. *Cement and Concrete Research* 39:1052-1059
- [Projet CEOS, 2009]** Projet National CEOS. (2009). Comportement et l'Evaluation des Ouvrages Spéciaux- fissuration, retrait. <http://www.ceosfr.irex.asso.fr>.
- [Projet VeRCoRs, 2015-2021]** EDF. Projet VeRCoRs. (2015-2021). <https://www.conference-service.com/EDF-VeRCoRs-Benchmark-2018/welcome.cgi>
- [Q]**
- [Qinwu et al., 2010]** Qinwu X., Hu J., Ruiz M., Wang K., Ge Z. (2010). Isothermal calorimetry tests and modeling of cement hydration parameters. *Thermochimica Acta*. 499(1-2) : 91-99.
- [R]**
- [Rackwitz, 2001]** Rackwitz R. (2001). Reliability analysis – A review and some perspectives. *Structural safety*. 23: 365-395.
- [Ranaivomanana et al., 2013]** Ranaivomanana N., MULTON S., Turatsinze A. (2013). Basic creep of concrete under compression, tension and bending. *Construction and Building Materials*. 38(0):173–180.
- [Rastiello et al., 2015]** Rastiello G., Tailhan J. L., Rossi P. Dal Pont S. (2015). Macroscopic probabilistic cracking approach for the numerical modeling of fluid leakage in concrete. *Annals of Solid and Structural Mechanics*. 7(1): 1-16
- [Reviron, 2009]** Reviron N. (2009). Etude du fluage des bétons en traction. Application aux enceintes de confinement des centrales nucléaires à eau sous pression. Thèse Ecole Nationale des Ponts et Chaussées. Paris. France.
- [Rice, 1968]** Rice J.R. (1968). A path independent integral and the approximate analysis of strain concentration by notches and cracks. *Journal of applied mechanics*. 35 : 379-386
- [Riding, 2002]** Riding K.A. (2002). Early age concrete thermal stress measurement and modeling. *Thèse Univ. de Texas Austin*. USA.
- [Rocco et al., 1999]** Rocco C., Guinea G. V., Planas J., Elices M. (1999). Size effect and boundary conditions in the Brazilian test: Experimental verification. *Materials and Structures*. 32:210-217.
- [Rockland et al., 1986]** Rockland L.B., Beuchat L.R. (1986). Water activity: theory and applications to food. *Marcel Dekker Inc*.
- [Roelfstra, 1989]** Roelfstra P. E. (1989). A numerical approach to investigate the properties of concrete – numerical concrete. *Thèse Ecole Polytechnique Fédérale de Lausanne*. Suisse.
- [Roll, 1964]** Roll R. (1964). Long time creep-recovery of highly stressed concrete cylinders. *ACI SP-9 Symp. on Creep – Portland Cement Association, Detroit*: 115–128.
- [Rosenblueth, 1975]** Rosenblueth E. (1975). Point estimates for probability moments. *Proc, Nat. Acad. Sciences*. 72 :3812–3814.

- [Rossi et al., 1992]** Rossi P., Wu X. (1992). Probabilistic model for material behaviour analysis and appraisalment of concrete structures. *Magazine of Concrete Research*. 44(161): 27-280
- [Rossi et al., 1994]** Rossi, P., Wu, X., Le Maou, F., and Belloc, A. (1994). Scale effect on concrete in tension. *Materials and Structures*, 27(8):437-444.
- [Rossi et al., 2012]** Rossi P., Tailhan J.-L. Maou F. Gaillet L., Martin E. (2012). Basic creep behavior of concretes investigation of the physical mechanisms by using acoustic emission. *Cement and Concrete Research*, 42(1):61-73.
- [Rossi et al., 2013]** Rossi, P., Tailhan J.-L, Maou F. (2013). Creep strain versus residual strain of a concrete loaded under various levels of compressive stress. *Cement and Concrete Research*, 51: 32-37
- [Rossi, 1988]** Rossi P. (1988). Fissuration du béton : du matériau à la structure – Application de la mécanique linéaire de la rupture. *Rapport de la recherche LPC n°150. Laboratoire Central des Ponts et Chaussées*. France.
- [Roy, 2017]** Roy L. (2017). Transformation numérique du nucléaire, quelles avancées en France et à l'étranger ?. *Revue Générale Nucléaire* (3) : 21-23.
- [Ruetz, 1968]** Ruetz W. (1968). An hypothesis for the creep of the hardened cement paste and the influence of simultaneous shrinkage. *Proc. of the Structure of Concrete and its Behavior under Load. Paper G3*. Imperial college. London. UK
- [Rutqvist et al., 2002]** Rutqvist J., Wu Y.-S., Tsang C.-F., Bodvarsson G. (2002). A modeling approach for analysis of coupled multiphase fluid flow, heat transfer, and deformation in fractured porous rock. *Rock Mechanics and Mining sciences*. 39: 429-442.
- [S]**
- [Sabri et al., 1982]** Sabri S., Illston J. M. (1982). Isothermal drying and wetting swelling of hardened cement paste. *Fundamental research on creep and shrinkage of concrete*: 88-91.
- [Saltelli et al., 2008]** Saltelli, A., Ratto, M., Andres, T., Campolongo, F., Cariboni, J., Gatelli, D. Saisana, M., and Tarantola, S. (2008). Global Sensitivity Analysis. *The Primer*, John Wiley & Sons.
- [Saltelli et al., 2010]** Saltelli A., Annoni P., Azzini I., Campolongo F., Ratto M., and Tarantola S. (2010). Variance based sensitivity analysis of model output. Design and estimator for the total sensitivity index. *Computer Physics Communications*, 181(2):259-270.
- [Saltelli, 2002]** Saltelli A. (2002). Making best use of model evaluations to compute sensitivity indices. *Comput. Phys. Commun.* 145: 280-297.
- [Saporta, 2011]** Saporta G. (2011). Probabilités, analyse des données et statistiques. Editions TECHNIP. 3^{ème} Edition révisée. Paris. France
- [Savage et al., 1997]** Savage B. M., Janssen D. J. (1997). Soil Physics Principles Validated for Use in Predicting Unsaturated Moisture Movement in Portland Cement Concrete. *ACI. Materials Journal*. 94(1): 63-70.
- [Schindler et al., 2005]** Schindler K., Folliard J. (2005). Heat hydration models for cementitious materials. *ACI materials Journal*. Technical paper. 102(1): 24-33.
- [Schindler, 2002]** Schindler K. (2002). Concrete hydration, temperature development and setting at early ages. *Thèse Univ. Texas Austin*. USA.
- [Sciumè et al., 2017]** Sciumè G., Benboudjema F. (2017). A viscoelastic unitary crack opening strain tensor for crack width assessment in fractured concrete structures. *Mech Time-Depend Mater*. 21:223-243.
- [Scrivener et al., 2015]** Scrivener K. L., Juilland P., Monterio P. J. M. (2015). Advances in understanding hydration of Portland cement. *Cement and Concrete Research*. 78: 38-56.
- [Sellevold et al., 2006]** Sellevold E. J., Bjontegaard O. (2006). Coefficient of thermal expansion of cement paste and concrete: mechanisms of moisture interaction. *Materials and structures*. 39:809-815

- [**Sellier et al., 2012**] Sellier A., Buffo-Lacarriere L., MULTON S., VIDAL T., BOURBON X. (2012). Nonlinear basic creep and drying creep modeling. *Proc. SSCS'2012. Numerical modeling strategies for sustainable concrete structure*.
- [**Sellier et al., 2014**] Sellier A., Millard A. (2014). Weakest link and localisation WL2: a method to conciliate probabilistic and energetic scale effects in numerical models. *European Journal of Civil engineering*. 18(10) : 1177 -1191.
- [**Sellier et al., 2016**] Sellier A., Multon S., Buffo-Lacarrière L., Vidal T., Bourbon X., Camps G. (2016). Concrete creep modelling for structural applications: non-linearity, multi-axiality, hydration, temperature and drying effects. *Cement and Concrete Research*. 79: 301-315.
- [**Semete et al., 2007**] Semete P., Largenton R. (2007). Projet BILBOA : Étude du fluage à 60 ans d'un secteur d'enceinte type Civaux 1 (sans interaction Sol Structure) - Partie 1. *Document interne EDF*. France
- [**SFEN, 2014**] Société française d'énergie nucléaire. (2014). Nucléaire : qu'est-ce que le « grand carénage » ?. *La chaîne énergie*. Article publié le 06/03/2014.
- [**Simone et al., 2003**] Simone A., Wells G. N., Sluys L. J. (2003). From continuous to discontinuous failure in a gradient enhanced continuum damage model. *Computational methods in applied mechanics and engineering*. 192(41-42): 4581-4607
- [**Skarżyński et al., 2013**] Skarżyński Ł., Tejchman J. (2013). Experimental Investigations of Fracture Process Using DIC in Plain and Reinforced Concrete Beams under Bending. *Strain*. 49(6): 521-543
- [**Smolyak, 1963**] Smolyak S. (1963). Quadrature and interpolation formulas for tensor products of certain classes of functions. *Soviet. Math. Dokl.* 4 :420-243.
- [**Sobol', 1993**] Sobol', I.M. (1993). Sensitivity estimates for nonlinear mathematical models. *Math. Model. Comput. Exp.*, 1: 407-417
- [**Sobol', 2001**] Sobol' M. I. (2001). Global Sensitivity indices for nonlinear mathematical models and their Monte Carlo estimates. *Mathematica and computers in simulation* 55(1-5):271-280
- [**Soize et al., 2004**] Soize C, Ghanem R. (2004). Physical systems with random uncertainties: chaos representations with arbitrary probability measure. *Sci. Comput.* 26(2): 395-410
- [**Staquet, 2004**] Staquet S. (2004). Analyse et modélisation du comportement différé du béton. Application aux poutres mixtes, pré fléchies et précontraintes. *Thèse Faculté des Sciences Appliquées. Univ. Libre de Bruxelles*. Belgique.
- [**Sudret et al., 2000**] Sudret B., der Kiureghian A. (2000). Stochastic finite Element Methods and Reliability – A state of the art report. *Report N° UCB/SEMM/2000-08*. University of California. Berkeley. USA
- [**Sudret, 20008**] Sudret B. (2008). Global Sensitivity Analysis using polynomial chaos expansion. *Reliab. Eng. Safety*. 93(7): 964-979
- [**Sudret, 2007**] Sudret B. (2007). Uncertainty propagation and sensitivity analysis in mechanical models. Contributions to structural reliability and stochastic spectral methods. *Habilitation à diriger des recherches*. Université Blaise Pascal-Clermont-Ferrand II. France.
- [**T**]
- [**Tailhan et al., 2010**] Tailhan J. L., Dal Pont S., Rossi P. (2010) From local to global probabilistic modeling of concrete cracking. *Annals of Solid and Structural Mechanics*. 1(2):103-115
- [**Tanabe et al., 1993**] Tanabe T., Ishikawa S. (1993). Time dependent behaviour of concrete at early ages and its modeling. *Proc. 5th Int. RILEM symposium on creep and shrinkage of concrete. Barcelone. Espagne*. 435-452
- [**Tantawy, 2015**] Tantawy M. (2015). Influence of silicate structure on the low temperature synthesis of belite cement from different siliceous raw materials. *Materials science and chemical engineering*. 3 (5) : 98-106

- [**Tatin, 2014**] Tatin M. (2014). Comportement thermique des barrages en béton : amélioration des modèles d'analyses physico-statistiques des mesures de déplacements. *Thèse Comu. Univ. Grenoble Alpes*. France.
- [**Taylor, 1997**] Taylor H. F. W. (1997). Cement chemistry. *Thomas Telford*. London. UK.
- [**Tazawa et al., 1998**] Tazawa E., Miyazawa S. (1998). Effect of constituents and curing conditions on autogenous shrinkage of concrete. *International workshop JCI*. Hiroshima. JAPAN
- [**Thiery et al., 2007**] Thiery M., Baroghel-Bouny V., Bourneton N., Villain G., Stefani C. (2007). Modeling of concrete drying. Analyse of different hydric transfer modes. *Revue Européenne de Génie Civil*. 11: 541-577
- [**Tong et al., 2010**] Tong F., Jing L., Zimmerman R. W. (2010). A fully coupled thermo-hydro-mechanical model for simulating multiphase flow, deformation and heat transfer in buffer material and rock masses. *Rock Mechanics and Mining sciences*. 47(2): 205-217.
- [**Torrent, 1977**] Torrent, R. (1977). A general relation between tensile strength and specimen geometry for concrete-like materials. *Materials and constructions*. 10(4):187-196.
- [**Torrenti et al., 1992**] Torrenti J.M. (1992). La résistance du béton à très jeune âge. *Bulletin LCPC*. 179: 31-41.
- [**Torrenti et al., 2005**] Torrenti J.M., Benboudjema F. (2005). Comportement au jeune âge du béton: approche 3D du seuil de percolation mécanique. *23^{ème} rencontres universitaires de GC – risque et environnement*. FRANCE.
- [**Torrenti et al., 2008**] Torrenti J.M., Nguyen V. H., Colina H., Le Maou F., Benboudjema F., Deleruyelle F. (2008). Coupling between leaching and creep of concrete. *Cement and concrete research*. 38(6):816 – 821.
- [**Tvedt, 1990**] Tvedt L. (1990). Distribution of quadratic forms in normal space – applications to structural reliability. *Eng. Mech*. 116(6): 1183-1197.

[U]

- [**Ulm et al., 1998**] Ulm F.-J., Coussy O. (1998). Couplings in early age concrete from material modeling to structural design. *Solids and Structures*. 35(1-2): 4295 – 4311.
- [**Ulm et al., 1999**] Ulm F.-J., Le Maou F., Buolay C. (1999). Creep and shrinkage coupling: new review of some evidences. *Revue Française de Génie Civil*. 3 (3-4).
- [**Un et al., 2011**] Un H., Baradan B. (2011). The effect of curing temperature and relative humidity on the strength development of Portland cement mortar. *Academic journals. Scientific research and essays*. 6(12): 2504-2511.

[V]

- [**Van Breugel, 1991**] Van Breugel K. (1991). Simulation of Hydration and Formation of Structure in Hardening Cement-Based Materials. *Thèse Delft University of Technology*. Netherlands.
- [**Van Genuchten, 1980**] Van Genuchten M.T. (1980). A closed form equation for predicting the hydraulic conductivity of unsaturated soils. *Soil science society of America journal*. 44: 892 – 898
- [**Van Vliet et al., 2000**] Van Vliet .R.A., Van Mier J.G.M. (2000). Experimental investigation of size effect in concrete and sandstone under uniaxial tension. *Engineering Fracture Mechanics*. 65(1-2).: 165-189
- [**Vandamme et al., 2009**] Vandamme M., Ulm F. J. (2009). Nanogranular origin of concrete creep. *Proc. of the National Academy of Science of the United States of America*. 106(26): 10552-10557.
- [**Vanmarcke, 1983**] Vanmarcke E. (1983). Random field : analysis and synthesis. *The MIT Press. Cambridge*. Massachusets
- [**Vavrik et al., 2012**] Vavrik, D., Fila, T., Jandejsek, I. and Vasely, V. (2012) X-ray observation of the loaded silicate composite. *Proc. 18th Int. Conf. Eng. Mech*: 14-17. Czech Republic

[Verdier, 2001] Verdier, J. (2001). Contribution à la caractérisation de l'évolution du taux de fuite des enceintes de confinement du parc nucléaire. *Thèse Univ. Toulouse Paul Sabatier 3*. France

[Vorechovsky, 2007] Vorechovsky M. (2007). Interplay of size effects in concrete specimens under tension studies via computational stochastic fracture mechanics. *Solids and structures*. 44(9) : 2715-2731.

[W]

[Waller et al., 1996] Waller V., de Larrard F., Roussel P. (1996). Modeling the temperature rise in massive HPC structures. *RILEM, 4th International Symposium On Utilization of HSC/HPC*. Paris. FRANCE.

[Waller, 1999] Waller V. (1999). Relation entre formulation d'un béton et propriétés mécaniques, formulation et chaleur d'hydratation, cas de cendres volantes. *Thèse Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*. FRANCE.

[Wan et al., 2005] Wan X., Karniadakis G. E. (2005). An adaptive multi-element generalized polynomial chaos method for stochastic differential equations. *Comput. Phys*. 209: 617-642.

[Wan et al., 2015] Wan H., Xia J., Zhang L., She D., Xiao Y., Zou L. (2015). Sensitivity and Interaction Analysis Based on Sobol' Method and its application in a distributed flood forecasting model. *Water Open access Journal*, 7:2924-2951.

[Weibull, 1939] W. Weibull (1939). A statistical theory of the strength of materials. *Proc. of Royal Swedish academy of Engineering science*. 151: 1-45.

[Weibull, 1951] W. Weibull (1951). A statistical distribution function of wide applicability. *Applied mechanics*. 18(3): 293-297.

[Wittmann et al., 1980] Wittmann F. H., Roelfstra P. (1980). Total deformation of loaded drying creep. *Cement and Concrete Research*. 10:601-610.

[Wittmann, 1973] Wittmann F. H. (1973). Interaction of hardened cement paste and water. *American Concrete Society*. 56(8):409-415.

[Wu et al., 2000] Wu C. F. J., Hamada M. (2000). Experiments: Planning, Analysis and Parameter Design Optimization. *Wiley, New York*. USA

[Wu et al., 2011] Wu, Z., Rong, H., Zheng, J. and Dong, W. (2011) An experimental investigation on the FPZ properties in concrete using digital image correlation technique. *Eng. Frac. Mech.* 78 : 2978–2990

[Wu et al., 2012] Wu, S., Chen, X., and Zhou, J. (2012). Tensile strength of concrete under static and intermediate strain rates: Correlated results from different testing methods. *Nuclear Engineering and Design*. 250:173–183.

[Wyrzykowaski et al., 2015] Wyrzykowaski M., Lura P. (2015). RH dependence upon applied load: experimental study on water redistribution in the microstructure at loading. *10th Concreep, Vienne, Autriche*.

[X]

[Xian et al., 2014] Xian L., Yong Y., (2014). Quanke S. Sensitivity analysis of the early-age cracking risk in immersed tunnel. *Structural concrete*. 15(2): 179–190

[Xianggui et al., 2005] Xianggui Q., Wu C. F. J. (2005). One factor at a time designs of resolution V. *Statistical planning and inference*. 131:407-416.

[Xiu et al., 2003] Xiu D., Karniadakis G. (2002). The Wiener-Askey polynomial chaos for stochastic differential equations. *Sci. Comput*. 24(2): 619-644.

[Xiu et al., 2003] Xiu D., Karniadakis G. (2003). A new stochastic approach to transient heat conduction modeling with uncertainty. *Heat Mass Transfer*. 46: 4681-4693.

[Y]

- [Yamazaki et al., 1988]** Yamazaki F., Shinozuka M., Dasgupta G. Neumann expansion for stochastic finite element analysis. *Eng. Mech.*, 114(8) :1335–1354, 1988.
- [Yehya et al., 2018]** Yehya M., Ando E., Dufour F., Tengattini A. (2018). Fluid-flow measurements in low permeability media with high pressure gradients using neutron imaging: Application to concrete. *Nuclear Instruments and Methods in Physics Research Section A: Accelerators, Spectrometers, Detectors and Associated Equipment*. 890:35-42.
- [Yi et al., 2006]** Yi, S.-T., Yang, E.-I., and Choi, J.-C. (2006). Effect of specimen sizes, specimen shapes, and placement directions on compressive strength of concrete. *Nuclear Engineering and Design*, 236(2):115–127.

[Z]

- [Zhang et al., 1994]** Zhang J., Ellingwood B. (1994). Orthogonal series expansions of random fields in reliability analysis. *Engineering Mechanics*. 120(12): 2660-2677.
- [Zhu, 2014]** Zhu. B. (2014). Thermal stresses and temperature control of mass concrete. China Institute of Water Resources and Hydropower Research and Chinese Academy of Engineering, Elsevier.
- [Zimmerman et al., 2009]** Zimmermann R. W., Wong H. S. (2009). Influence of the interfacial transition zone and microcracking on the diffusivity, permeability and sorptivity of cement –based materials after drying. *Magazine of concrete research*. 61(8):571-589.
- [Zreiki, 2009]** Zreiki J. (2009). Comportement au jeune âge dans les structures massives. Application au cas de réparation des ouvrages. *Thèse Ecole Nationale Supérieure de Cachan*. France.

Annexes

A Paramètres d'hydratation à partir d'un essai adiabatique	II
B Identification des paramètres du fluage propre sous fluage uniaxial	IV
C Pertes de précontrainte instantanées selon les règles du BPEL99	V
D Méthodes numériques d'identification des valeurs et vecteurs propres de la matrice de covariance	VI
E Comparaison des longueurs de fluctuation pour des champs normal et lognormal	IX
F Bilan des activités pendant la thèse	XII
G Liste des figures	XVI
H Liste des tableaux	XXII

A. Paramètres d'hydratation à partir d'un essai adiabatique

Les évolutions de la température et du taux d'hydratation pendant un essai adiabatique peuvent être ajustées aux modèles suivants :

$$\begin{aligned} T^{\text{ad}}(t) &= \frac{T_{\infty}^{\text{ad}} - T_0^{\text{ad}}}{\frac{\pi}{2} - \arctan(b)} \arctan(dt + b) + \frac{\frac{\pi}{2} T_0^{\text{ad}} - \arctan(b) T_{\infty}^{\text{ad}}}{\frac{\pi}{2} - \arctan(b)} \\ \frac{dT^{\text{ad}}}{dt}(\alpha) &= \frac{T_{\infty}^{\text{ad}} - T_0^{\text{ad}}}{\frac{\pi}{2} - \arctan(b)} \frac{d}{1 + \tan^2\left(\left(\frac{\pi}{2} - \arctan(b)\right)\alpha + \arctan(b)\right)} \end{aligned} \quad [107]$$

avec $T^{\text{ad}}(\alpha) = (T_{\infty}^{\text{ad}} - T_0^{\text{ad}})\alpha + T_0^{\text{ad}}$ la température adiabatique en fonction du taux d'hydratation, T_0^{ad} et T_{∞}^{ad} les températures initiale et finale pendant l'essai adiabatique et (a,b,d) des paramètres d'ajustement numérique.

Dans des conditions adiabatiques d'hydratation, la chaleur d'hydratation et la fonction d'affinité chimique peuvent être déduites (à partir de [5]) ainsi :

$$\begin{aligned} Q_{\infty} &= \rho_c \int_{T_0^{\text{ad}}}^{T_{\infty}^{\text{ad}}} C_c^p(r) dr \\ \bar{A}(\alpha) &= \frac{\rho_c}{Q_{\infty}} \frac{d}{dt} \left(\int_{T_0^{\text{ad}}}^{T^{\text{ad}}} C_c^p(r) dr \right) e^{\frac{E_a^{\text{th}}}{R T^{\text{ad}}(\alpha)}} \end{aligned} \quad [108]$$

Les résultats obtenus par développement de ces équations dépendent des effets considérés sur la capacité thermique (effets de température, évolution avec le taux d'hydratation). Les différentes configurations sont comme suit :

Table 45. Identification de la chaleur d'hydratation en fonction des effets de la température et de l'hydratation sur la capacité thermique

Hypothèse	Capacité thermique C_c^p	Chaleur d'hydratation Q_{∞}
C_c^p	C_{hc}^p	$Q_{\infty,1} = \rho_c C_{hc}^p (T_{\infty}^{\text{ad}} - T_0^{\text{ad}})$
$C_c^p(\alpha)$	$C_{hc}^p + 0.03 C_w^p (1 - \alpha)$	$Q_{\infty,1} \left(1 + 0.03 \frac{C_w^p}{2 C_{hc}^p} \right)$
$C_c^p(T)$	$\left(1 - k_{C^p}(T - T_{\text{ref}}^{\text{th}}) \right) C_{hc}^p$	$Q_{\infty,1} \left(1 - \frac{k_{C^p}}{2} (T_{\infty}^{\text{ad}} + T_0^{\text{ad}} - 2T_{\text{ref}}^{\text{th}}) \right)$
$C_c^p(\alpha, T)$	$C_{hc}^p \left(1 - k_{C^p}(T - T_{\text{ref}}^{\text{th}}) \right) + 0.03 C_w^p (1 - \alpha)$	$Q_{\infty,1} \left(1 - \frac{k_{C^p}}{2} (T_{\infty}^{\text{ad}} + T_0^{\text{ad}} - 2T_{\text{ref}}^{\text{th}}) + 0.03 \frac{C_w^p}{2 C_{hc}^p} \right)$

Table 46. Identification de l'affinité chimique en fonction des effets de la température et de l'hydratation sur la capacité thermique

Hypothèse	Capacité thermique C_c^p	Affinité chimique $\tilde{A}(\alpha)$
C_c^p	C_{hc}^p	$\tilde{A}_1(\alpha) = \frac{\rho_c C_{hc}^p}{Q_{\infty,1}} \frac{dT^{ad}}{dt} e^{\frac{E_a^{th}}{R T^{ad}(\alpha)}}$
$C_c^p(\alpha)$	$C_{hc}^p + 0.03 C_w^p (1 - \alpha)$	$\tilde{A}_1(\alpha) \frac{1 + 0.03 \frac{C_w^p}{C_{hc}^p} (1 - \alpha)}{1 + 0.03 \frac{C_w^p}{2 C_{hc}^p}}$
$C_c^p(T)$	$(1 - k_{CP}(T - T_{ref}^{th})) C_{hc}^p$	$\tilde{A}_1(\alpha) \frac{1 - k_{CP}((T_{\infty}^{ad} - T_0^{ad})\alpha + T_0^{ad} - T_{ref}^{th})}{1 - \frac{k_{CP}}{2}(T_{\infty}^{ad} + T_0^{ad} - 2T_{ref}^{th})}$
$C_c^p(\alpha, T)$	$C_{hc}^p (1 - k_{CP}(T - T_{ref}^{th})) + 0.03 C_w^p (1 - \alpha)$	$\tilde{A}_1(\alpha) \frac{(1 - k_{CP}((T_{\infty}^{ad} - T_0^{ad})\alpha + T_0^{ad} - T_{ref}^{th})) + 0.03 \frac{C_w^p}{C_{hc}^p} (1 - \alpha)}{(1 - \frac{k_{CP}}{2}(T_{\infty}^{ad} + T_0^{ad} - 2T_{ref}^{th})) + 0.03 \frac{C_w^p}{2 C_{hc}^p}}$

B. Identification des paramètres du fluage propre sous fluage uniaxial

Dans le cas d'un chargement 1D avec contrainte constante σ_0 , le modèle de fluage propre de Burgers peut être décrit de manière explicite et analytique. Dans la direction du chargement, la déformation s'écrit :

$$\varepsilon_{zz}(t) = \frac{\sigma_0}{(1 + \nu_{BC})k_{BC,0}^{KV,dev}} \left(1 - e^{-\frac{k_{BC,0}^{KV,dev}}{\eta_{BC,0}} t} \right) + \frac{\kappa}{\sqrt{1 + 2\nu_{BC}^2}} \ln \left(\frac{\sigma_0 \sqrt{1 + 2\nu_{BC}^2}}{\kappa (1 + \nu_{BC}) \eta_{BC,0}^{M,dev}} t + 1 \right) \quad [109]$$

Pour identifier les paramètres du modèle, il suffit d'ajuster le modèle à la courbe de déformation expérimentale. Cela est simplifié par l'analyse asymptotique suivante :

$$\begin{aligned} \varepsilon_{zz}(t \rightarrow 0) &= \frac{\sigma_0}{1 + \nu_{BC}} \left(\frac{1}{\eta_{BC,0}^{KV,dev}} + \frac{1}{\eta_{BC,0}^{M,dev}} \right) t \\ \varepsilon_{zz}(t \rightarrow +\infty) &= \frac{\sigma_0}{1 + \nu_{BC}} \left(\frac{1}{\eta_{BC,0}^{KV,dev}} + \frac{1}{\eta_{BC,0}^{M,dev}} \right) t \\ \frac{d\varepsilon_{zz}}{dt}(t \rightarrow +\infty) &= \frac{\kappa}{\sqrt{1 + 2\nu_{BC}^2}} \frac{1}{t} \end{aligned} \quad [110]$$

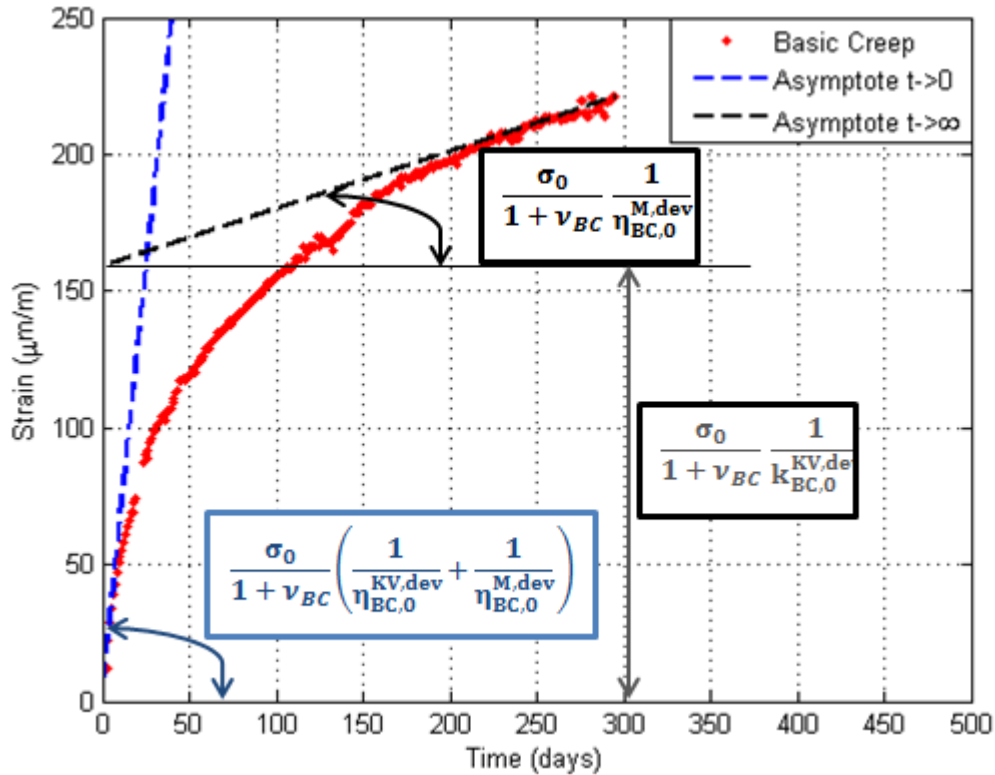


Figure 131. Identification des paramètres du fluage propre du modèle de Burgers par analyse asymptotique

C. Pertes de précontrainte instantanées selon les règles du BPEL99

Pour un câble vertical parfait (sans déviations angulaires) ancré d'un seul côté, les pertes de précontrainte le long du câble s'écrivent :

$$\frac{F(s)}{F_0} = \begin{cases} \left(1 - \frac{j}{j+r_m} \frac{5 \rho_{1000}}{100} \frac{F_0 e^{\varphi(s-2d)} - \mu_0 S_a \sigma_y}{S_a \sigma_y}\right) e^{\varphi(s-2d)} & \text{for } 0 \leq s \leq d \\ e^{-\varphi s} - \left(\frac{j}{j+r_m} \frac{5 \rho_{1000}}{100} \frac{F_0 e^{\varphi(s-2d)} - \mu_0 S_a \sigma_y}{S_a \sigma_y}\right) e^{\varphi(s-2d)} & \text{for } d \leq s \leq L \end{cases} \quad [111]$$

$$d = -\frac{1}{\varphi} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{E_a S_a \Delta}{F_0} \varphi}\right) \quad r_m \approx R_{\text{ext}} - R_{\text{int}}$$

s l'abscisse curviligne, d: le recul d'ancrage, L: la longueur du câble, R_{ext} : rayon externe, R_{int} : rayon interne du mur de confinement

Pour un câble horizontal parfait (déviations angulaires orthoradiales seulement) ancrés aux deux extrémités, les pertes de précontrainte le long du câble s'écrivent:

$$\frac{F(s)}{F_0} = \begin{cases} \left(1 - \frac{j}{j+r_m} \frac{5 \rho_{1000}}{100} \frac{F_0 e^{\frac{2}{R_{\text{ext}}+R_{\text{int}}}(f+\varphi)(s-2d)} - \mu_0 S_a \sigma_y}{S_a \sigma_y}\right) e^{\frac{2}{R_{\text{ext}}+R_{\text{int}}}(f+\varphi)(s-2d)} & \text{for } 0 \leq s \leq d \\ e^{-\left(\frac{2}{R_{\text{ext}}+R_{\text{int}}}(f+\varphi)\right)s} - \left(\frac{j}{j+r_m} \frac{5 \rho_{1000}}{100} \frac{F_0 e^{\frac{2}{R_{\text{ext}}+R_{\text{int}}}(f+\varphi)(s-2d)} - \mu_0 S_a \sigma_y}{S_a \sigma_y}\right) e^{\frac{2}{R_{\text{ext}}+R_{\text{int}}}(f+\varphi)(s-2d)} & \text{for } d \leq s \leq \frac{L}{2} \end{cases} \quad [112]$$

$$d = -\frac{1}{\frac{2}{R_{\text{ext}}+R_{\text{int}}}(f+\varphi)} \ln \left(1 - \sqrt{\frac{E_a S_a \Delta}{F_0} \left(\frac{2}{R_{\text{ext}}+R_{\text{int}}}(f+\varphi)\right)}\right) \quad r_m \approx \frac{1}{2}(R_{\text{ext}} - R_{\text{int}})$$

s l'abscisse curviligne, d: le recul d'ancrage, L: la longueur du câble, R_{ext} : rayon externe, R_{int} : rayon interne du mur de confinement

D. Méthodes numériques d'identification des valeurs et vecteurs propres de la matrice de covariance

Le problème à résoudre correspond aux équations de Fredholm :

$$\forall i \in \mathbb{N}: \int_{\Omega} \mathbf{C}(\vec{x}, \vec{y}) \varphi_i(\vec{y}) d\vec{y} = \lambda_i \varphi_i(\vec{x}) \quad [113]$$

Avec $(\lambda_i)_{i \in \mathbb{N}}$ les valeurs propres et $(\varphi_i(\vec{x}))_{i \in \mathbb{N}}$ les vecteurs propres associés à la matrice de covariance dans [29] : $\mathbf{C}(\vec{x}, \vec{y}) = \sigma_Z^2 \rho_Z(\vec{x}, \vec{y}, l_{flu})$, ρ_Z la fonction de corrélation spatiale.

Pour certains choix de la fonction ρ_Z , l'équation précédente peut être résolue analytiquement [Baroth, 2005]. Toutefois, de façon générale, une résolution numérique est nécessaire [Ghanem et al., 1991][Sudret et al., 2000].

- **Résolution basée sur les développements spectraux**: Soit $\Psi = \{\Psi_{k_i \in \mathbb{N}}\}$ une base Hilbertienne complète orthonormale de l'espace $\mathcal{L}_2(\Omega)$ des fonctions carré sommables sur Ω (base polynomiale de Legendre dans ce cas [93]). Pour une fonction d'autocorrélation de $\mathcal{L}_2(\Omega)$, la matrice de covariance $\mathbf{C}(\vec{x}, \vec{y})$ et ses fonctions de vecteurs propres associées $(\varphi_i(\vec{x}))_{i \in \mathbb{N}}$ peuvent prendre les formes suivantes :

$$\begin{aligned} \mathbf{C}(\vec{x}, \vec{y}) &= \sum_{i \in \mathbb{N}} \sum_{j \in \mathbb{N}} c_{ij} \Psi_i(\vec{x}) \Psi_j(\vec{y}) \\ \varphi_i(\vec{x}) &= \sum_{j \in \mathbb{N}} d_j^i \Psi_j(\vec{x}) \end{aligned} \quad [114]$$

Ce qui peut être réécrit sous forme matricielle :

$$\mathbf{R} \mathbf{D} = \mathbf{D} \mathbf{\Lambda} \quad [115]$$

Avec $\mathbf{R} = (c_{ij})_{\substack{i \in \mathbb{N} \\ j \in \mathbb{N}}}$, $\mathbf{D} = (d_j^i)_{\substack{i \in \mathbb{N} \\ j \in \mathbb{N}}}$, $\mathbf{\Lambda} = (\lambda_{ii})_{i \in \mathbb{N}}$ la matrice des valeurs propres.

La condition d'orthonormalité de la base Ψ permet d'identifier les coefficients c_{ij} comme suit : $c_{ij} = \int_{\Omega} \int_{\Omega} \mathbf{C}(\vec{x}, \vec{y}) \Psi_i(\vec{x}) \Psi_j(\vec{y}) d\vec{x} d\vec{y}$. Cette double intégrale peut être évaluée par quadrature de Gauss.

En pratique, la résolution du système infini $\mathbf{R} \mathbf{D} = \mathbf{D} \mathbf{\Lambda}$ est limitée à un ordre fini. Pour ce faire, les développements [114] sont tronqués après un certain nombre de termes P . Le problème à résoudre est donc de la forme : $\mathbf{R}_P \mathbf{D}_P = \mathbf{D}_P \mathbf{\Lambda}_P$ où les P premières valeurs propres sont identifiées. Ainsi, le champ normal autocorrélé $Z(\vec{x})$ de moyenne μ_Z et de variance σ_Z^2 est approché par (décomposition de type Karhunen-Loève [30]):

$$Z(\vec{x}) \approx \widehat{Z}_P(\vec{x}) = \mu_Z + \sum_{i=1}^P \sum_{j=1}^P \sqrt{\lambda_i} d_j^i \Psi_j(\vec{x}) \xi_i \quad [116]$$

Des approches équivalentes peuvent être envisagées en considérant les bases polynomiales différentes : Karhunen-Loève avec une procédure Galerkin [Ghanem et al., 1991], méthode OSE (Orthogonal Series Expansion) [Zhang et al., 1994], etc.

- **Résolution basée sur la méthode EOLE (Expansion Optimal Linear Estimation) :** Pour cette méthode, il faut définir d'abord un domaine discrétisé dans l'espace (pas forcément identique au maillage EF mais qui l'inclut). Sur ce domaine, la matrice de covariance est accessible en tout point et est de dimension égale à $N \times N$ (N étant le nombre de points du domaine). $\mathbf{C} = (C_{ij})_{1 \leq i, j \leq N}$ avec i, j les indices associées aux $i^{\text{ème}}$ et $j^{\text{ème}}$ nœuds.

Moyennant des algorithmes appropriés (décompositions LDU, LDL^T, SVD, etc.), en utilisant Matlab ou Python par exemple, les $P < N$ premières valeurs propres (λ_i) et leurs vecteurs propres associés ($\varphi_i(\vec{x})$) peuvent être retenus afin de générer le champ autocorrélé suivant :

$$\widehat{Z}_P(\vec{x}_j) = \mu_z + \sigma_z \sum_{i=1}^{P \leq N} \frac{1}{\sqrt{\lambda_i}} \left(\varphi_i(\vec{x}_j) \right)^T \mathbf{C}(\vec{x}_j, \vec{x}_1) \quad [117]$$

Ce champ est ensuite projeté sur le maillage EF utilisé (aux nœuds, aux centres de gravité ou aux points de Gauss directement).

La méthode EOLE est donc plus simple à implémenter puisqu'elle ne requiert aucun prétraitement pour identifier les valeurs et vecteurs propres de la matrice de covariance.

- **Définition du critère de troncature :** Le critère de troncature peut être basé sur une analyse de l'erreur sur la variance :

$$\varepsilon_\Omega(r) = \sup_{\vec{x} \in \Omega} \frac{\text{VAR}[Z(\vec{x}) - \widehat{Z}_r(\vec{x})]}{\sigma_z^2} \quad [118]$$

L'ordre $r=P$ est choisi de telle sorte à vérifier $\varepsilon_\Omega(r) \leq \varepsilon_{lim}$ où ε_{lim} un seuil d'erreur donné.

D'autres indicateurs peuvent être utilisés basés sur la moyenne ou l'erreur sur la covariance [Blatman, 2007].

➔ Dans le présent travail, aucune troncature n'a été faite car la sensibilité de la réponse de fissuration à la variation de la variance n'était pas connue. Toutefois, ayant démontré que, pour au moins une réalisation, le profil de fissuration reste le même pour une erreur sur l'écart-type de 50%, il est possible de se fixer comme critère $\varepsilon_{lim} = 0,25$. Ainsi, un développement à 40 termes suffirait pour avoir un champ aléatoire jugé représentatif (Figure 132).

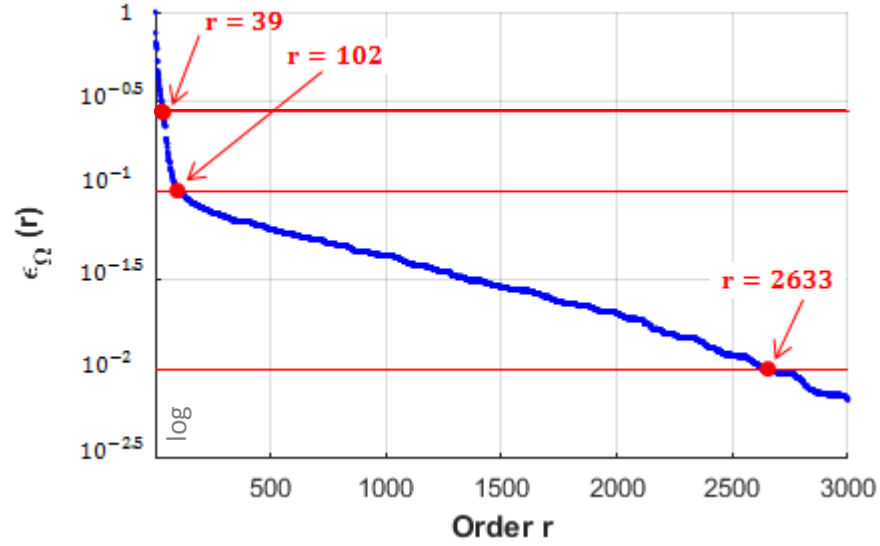


Figure 132. Evolution de l'erreur sur la variance $\epsilon_{\Omega}(r)$ en fonction de l'ordre de développement r du champ lognormal autocorrélé projeté sur le maillage du gousset VeRCoRs ($\mu = 1.$, $\sigma = 0.1$) - cas de la fonction d'autocorrélation gaussienne

E. Comparaison des longueurs de fluctuation pour des champs normal et lognormal

La loi de densité de probabilité log normale s'écrit :

$$f_Y(y) = \frac{1}{\sigma' y \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{\ln y - \mu'}{\sigma'} \right)^2}$$

Avec $X = \ln Y$ décrite par une loi normale :

$$f_X(x) = \frac{1}{\sigma \sqrt{2\pi}} e^{-\frac{1}{2} \left(\frac{x - \mu}{\sigma} \right)^2}$$

Soit $\mathbb{H}' = e^{\mathbb{H}}$ un champ log normal et $\mathbb{H} = \ln(\mathbb{H}')$ un champ normal. La moyenne et l'écart type du champ normal sont décrits par μ et σ respectivement. La moyenne et l'écart type du champ log normale sont décrits par $\mu' = e^{\left(\mu + \frac{1}{2}\sigma^2\right)}$ et $\sigma' = \sqrt{e^{2(\mu + \sigma^2)}(1 - e^{-\sigma^2})}$ respectivement. l_B désigne la longueur d'autocorrélation dans le cas d'un champ normal et l'_B dans le cas d'un champ log normal.

Par définition, la covariance du champ $\mathbb{H}'(x, \omega)$ s'écrit :

$$C_{\mathbb{H}'(x, \omega), \mathbb{H}'(y, \omega)} = \int_{\Omega} e^{\mathbb{H}(x, \omega) + \mathbb{H}(y, \omega)} d\mathbb{P}(\omega) - \mu'^2$$

En appliquant [30] :

$$\mathbb{H}(x, \omega) = \mu(x) + \sum_{i=0}^{\infty} \sqrt{\lambda_i} \varphi_i(x) \xi_i(\omega) = \mu + \sum_{i=0}^{\infty} \sqrt{\lambda_i} \varphi_i(x) \xi_i(\omega)$$

D'où :

$$C_{\mathbb{H}'(x, \omega), \mathbb{H}'(y, \omega)} = e^{2\mu} \int_{\Omega} \prod_{i=1}^{\infty} \prod_{j=1}^{\infty} e^{\sqrt{\lambda_i} \varphi_i(x) \xi_i(\omega)} e^{\sqrt{\lambda_j} \varphi_j(y) \xi_j(\omega)} d\mathbb{P} - \mu'^2$$

Pour un couple (i, j) et en appliquant le théorème de Fubini-Lebesgue pour $i \neq j$:

$$\int_{\Omega} e^{\sqrt{\lambda_i} \varphi_i(x) \xi_i(\omega)} e^{\sqrt{\lambda_j} \varphi_j(y) \xi_j(\omega)} d\mathbb{P}(\omega) = \begin{cases} \int_{\Omega} e^{\sqrt{\lambda_i} (\varphi_i(x) + \varphi_i(y)) \xi_i(\omega)} d\mathbb{P} & i = j \\ \int_{\Omega} e^{\sqrt{\lambda_i} \varphi_i(x) \xi_i(\omega)} d\mathbb{P} * \int_{\Omega} e^{\sqrt{\lambda_j} \varphi_j(y) \xi_j(\omega)} d\mathbb{P} & i \neq j \end{cases}$$

$$\int_{\Omega} e^{\sqrt{\lambda_i} \varphi_i(\mathbf{x}) \xi_i(\omega)} e^{\sqrt{\lambda_j} \varphi_j(\mathbf{y}) \xi_j(\omega)} d\mathbb{P}(\omega) = \begin{cases} e^{\frac{\lambda_i}{2} (\varphi_i(\mathbf{x}) + \varphi_i(\mathbf{y}))^2} & i = j \\ e^{\frac{1}{2} (\lambda_i \varphi_i(\mathbf{x})^2 + \lambda_j \varphi_j(\mathbf{y})^2)} & i \neq j \end{cases}$$

$$\int_{\Omega} e^{\sqrt{\lambda_i} \varphi_i(\mathbf{x}) \xi_i(\omega)} e^{\sqrt{\lambda_j} \varphi_j(\mathbf{y}) \xi_j(\omega)} d\mathbb{P}(\omega) = \begin{cases} e^{\frac{\lambda_i}{2} (\varphi_i(\mathbf{x})^2 + \varphi_i(\mathbf{y})^2 + 2\varphi_i(\mathbf{x})\varphi_i(\mathbf{y}))} & i = j \\ e^{\frac{1}{2} (\lambda_i \varphi_i(\mathbf{x})^2 + \lambda_j \varphi_j(\mathbf{y})^2)} & i \neq j \end{cases}$$

$$\int_{\Omega} e^{\sqrt{\lambda_i} \varphi_i(\mathbf{x}) \xi_i(\omega)} e^{\sqrt{\lambda_j} \varphi_j(\mathbf{y}) \xi_j(\omega)} d\mathbb{P}(\omega) = \begin{cases} e^{\frac{1}{2} (\lambda_i \varphi_i(\mathbf{x})^2 + \lambda_i \varphi_i(\mathbf{y})^2)} e^{\frac{1}{2} (\lambda_i \varphi_i(\mathbf{x})\varphi_i(\mathbf{y}))} & i = j \\ e^{\frac{1}{2} (\lambda_i \varphi_i(\mathbf{x})^2 + \lambda_j \varphi_j(\mathbf{y})^2)} & i \neq j \end{cases}$$

Donc :

$$C_{\mathbb{H}'(\mathbf{x}, \omega), \mathbb{H}'(\mathbf{y}, \omega)} = e^{2\mu} \left(\prod_{i=1}^{\infty} \prod_{j=1}^{\infty} e^{\frac{1}{2} (\lambda_i \varphi_i(\mathbf{x})^2 + \lambda_j \varphi_j(\mathbf{y})^2)} \right) \left(\prod_{i=1}^{\infty} e^{(\lambda_i \varphi_i(\mathbf{x})\varphi_i(\mathbf{y}))} \right) - \mu'^2 = e^{2\mu + \sigma^2} (e^{C_{\mathbb{H}\mathbb{H}}}) - \mu'^2$$

Ainsi, par correspondance des termes :

$$C_{\mathbb{H}'\mathbb{H}'} = \left(\sigma'^2 e^{-\left(\frac{\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|}{l_B'^2}\right)} \right) = e^{2\mu + \sigma^2} (e^{C_{\mathbb{H}\mathbb{H}}}) - \mu'^2 \rightarrow \sigma'^2 e^{-\left(\frac{\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|}{l_B'^2}\right)} = \mu'^2 \left(e^{\sigma^2} e^{-\left(\frac{\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|}{l_B^2}\right)} - 1 \right)$$

Finalement :

$$l_B' = \sqrt{\frac{\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|}{\ln\left(\frac{e^{\sigma^2} - 1}{e^{\sigma^2} e^{-\left(\frac{\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|}{l_B^2}\right)} - 1}\right)}} \quad l_B = \sqrt{\frac{\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|}{\ln\left(\frac{\sigma^2}{\ln\left(1 + (e^{\sigma^2} - 1)e^{-\left(\frac{\|\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j\|}{l_B^2}\right)}\right)}\right)}}$$

Pour une variable réduite de moyenne égale à 1 et des coefficient de variation entre 0.1 et 1., les résultats suivants sont obtenus pour $\frac{L'_B}{L_B}$:

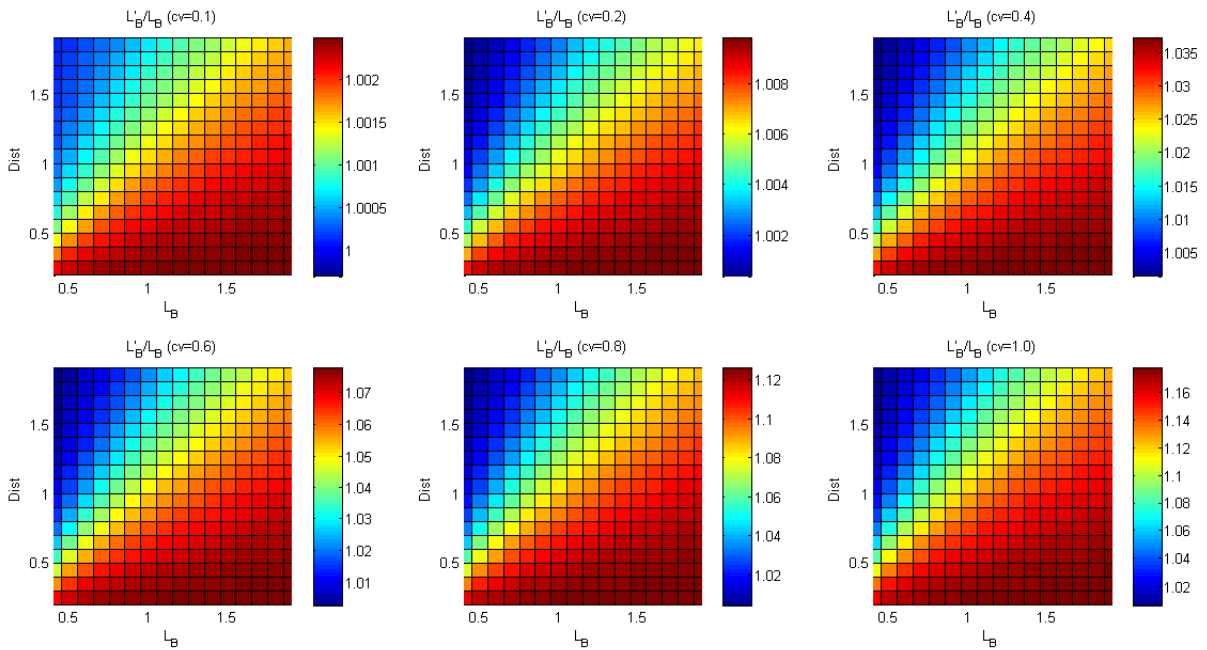


Figure 133. Comparaison des longueurs d'autocorrélation dans le cas d'un champ normal et d'un champ lognormal en fonction de la distance $\|x_i - x_j\|$ et de l'écart type σ

Pour des ordres de grandeurs métriques des longueurs de fluctuation, et pour de faibles coefficients de variation (<50%), les longueurs de fluctuation pour un champ normal et lognormal peuvent être considérés identiques.

F. Bilan des activités pendant la thèse

• Activités d'enseignement à l'Université Grenoble Alpes

Module	Niveau	Nature	Heures Eq. TD
Résistance des matériaux & Calcul de structures	L2	TD	15.00
Matériaux de construction	L3	TP	20.00
Dimensionnement des fondations superficielles	M1	TD	13.50
Modélisation numérique et calculs par éléments finis	M1	TD	15.00
Constructions mixtes et ouvrages d'art	M1	TD	13.50
	M1	CM	09.00
		Total	86.00

• Encadrement principal de stagiaires M2 issus du Master international " Geomechanics, Civil Engineering and Risks "

Financement	Durée de stage	Sujet	Stagiaire
PERENITI	5 mois	Analyse des effets de la variabilité spatiale du module de Young sur les profils de fissuration au jeune âge – Sensibilité à la corrélation spatiale	Blasone C. M.
		Co-encadré par : Baroth J.	
MACENA	5 mois	Modélisation de la fuite du VSR Karlsrhue [Herrmann et al., 2016] – Sensibilité au choix de la loi de raccordement endommagement-perméabilité	Sleimane C. H.
		Co-encadré par : El Dandachy M. E., Briffaut M., Dal Pont S., Baroth J.	

• Collaborations au sein de l'équipe RV³⁶ du laboratoire 3SR :

Par moments, la préparation puis la validation des outils de modélisation THM-F a fait l'objet de collaborations scientifiques avec des équipes de recherche du laboratoire 3SR travaillant sur des thématiques similaires. En particulier :

- Pendant la première année de thèse, des échanges/discussions scientifiques fréquents ont eu lieu avec Maria Ghannoum (Thèse MACENA [Ghannoum, 2017] portant sur les effets des hétérogénéités du béton sur le comportement mécanique des structures à plusieurs échelles) au sujet de la modélisation des effets d'échelle par des champs aléatoires. Cela a permis d'enrichir le débat au sein de l'équipe RV du laboratoire 3SR sur la pertinence de telles approches à représenter de manière réaliste la fissuration du béton (localisation et propagation aléatoire des fissures).

- L'aptitude du modèle THM retenu à décrire le comportement long terme du béton dans les structures vieillissantes a été démontré dans un cadre viscoélastique [Bouhjiti et al., 2018a]. Ce travail a été mené en collaboration avec Maxime Boucher (Thèse PERENITI [Boucher, 2016] portant sur l'analyse du transfert spatio-temporel des déformations entre le cœur d'un ouvrage épais et son parement).

- La modélisation du couplage endommagement-perméabilité a été revisitée pour plus de représentativité physique [Bouhjiti et al., 2018b]. Ce travail a été mené en collaboration avec Mohamad Ezzedine El Dandachy (Thèse MACENA [El Dandachy, 2016] portant sur la caractérisation et modélisation de la perméabilité du béton endommagé).

- **Implémentations numériques :**

Dans sa version actuelle, Code_Aster ne dispose pas de modules relatifs à :

- La loi d'endommagement μ -Mazars et le post-traitement des ouvertures de fissures. Ainsi, via l'outil Mfront®, ces lois, couplées au modèle de fluage retenu dans ce travail, ont été implémentées, testées et validées. Cela a permis éventuellement d'accéder à la visualisation du champ des ouvertures de fissures en post-traitement des résultats (via l'outil ParaView).

- Le post-traitement des débits de fuite à partir des champs hydriques et mécaniques. Les développements menés étaient principalement en code Python (à insérer dans les fichiers de commande) afin de lire les champs d'intérêt et modéliser leur effet sur la perméabilité du béton. La résolution du problème de fuite quant à elle a été menée avec le solveur de l'équation de la chaleur.

- La génération de champs aléatoires autocorrélés. De manière non-intrusive, les développements menés consistaient principalement en des sous-structures Python à intégrer dans les fichiers de commande avant de lancer les calculs. L'outil mis au point couvre les champs normaux et lognormaux et permet de choisir parmi trois fonctions d'autocorrélation de longueurs de fluctuation isotropes ou orthotropes.

Afin de construire les méta-modèles basés sur les chaos polynomiaux, des algorithmes Matlab de post-traitement des résultats Aster ont été développés. Cela concerne l'identification des points d'intégration, la troncature du développement, l'identification des coefficients, l'appel au méta-modèle, etc.

Il est attendu à ce que, dans les prochaines versions d'Aster, ces éléments soient intégrés partiellement ou totalement grâce à ce travail mais surtout grâce aux travaux de développement d'outils que mène EDF R&D en interne. En particulier, l'accès aux méthodes d'analyse de sensibilité et aux analyses probabilistes sera facilité via l'outil OpenTurns en interaction automatisée avec Aster.

- **Liste des publications :**

Journaux scientifiques :

[Bouhjiti et al., 2018a] Bouhjiti D. E.-M., Boucher M., Briffaut M., Dufour F., Masson B. (2018). Accounting for realistic THM boundary conditions whilst modeling the ageing of concrete in nuclear containment buildings: model validation and sensitivity analysis. *Engineering Structures*. 166: 314-338.

[Bouhjiti et al., 2018b] Bouhjiti D. E.-M., El Dandachy E. M., Dufour F., Dal Pont S., Briffaut M., Baroth J., Masson B. (2018). New continuous strain-based description of concrete's damage-permeability coupling. *Numerical and analytical methods in geomechanics*. 1-27.

[Bouhjiti et al., 2018c] Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Briffaut M., Dufour F., Masson B. (2018). Statistical modeling of cracking in large concrete structures under Thermo-Hydro-Mechanical loads: Application to Nuclear Containment Buildings. Part 1: Random field effects (Reference analysis). *Nuc. Eng. Des.* 333:196-223.

[Bouhjiti et al., 2018d] Bouhjiti D. E.-M., Blasone C. M., Baroth J., Dufour F., Masson B., Michel-Ponnelle S. (2018). Statistical modeling of cracking in large concrete structures under Thermo-Hydro-Mechanical loads: Application to Nuclear Containment Buildings. Part 2: Sensitivity analysis. *Nuc. Eng. Des.* 334:1-23.

- [Bouhjiti et al., 2018e]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., Briffaut M., Masson B. (2018). Quantification of cracking risk in large concrete structures using non-intrusive Stochastic Finite Elements Analysis – Application to Nuclear Containment buildings at early age. **(under review)**
- [Bouhjiti et al., 2018f]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., H. C. Sleimane, Briffaut M., Dal Pont S., El Dandachy E. M., Masson B. (2018). Modeling of ageing effects on the dry air tightness in containment buildings – Application to nuclear reactors’ buildings. Part 1: Sensitivity analysis. **(under preparation)**.
- [Bouhjiti et al., 2018g]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., Masson B., Michel-Ponnelle S. (2018). Modeling of ageing effects on the dry air tightness in containment buildings – Application to nuclear reactors’ buildings. Part 2: PCE-based stochastic approach and reliability analysis. **(under preparation)**.

Conférences internationales :

- [Bouhjiti et al., 2017a]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., Masson B. (2017). Sensitivity analysis of the Thermo-Hydro-Mechanical parameters affecting double walled Nuclear Power Plants behaviour. *Proc. of Int. conf. on Structural Mechanics in Reactor Technology (SMIRT)*. Busan. South Korea.
- [Bouhjiti et al., 2017b]** Bouhjiti D. E.-M., Briffaut M., Baroth J., Dufour F., Masson B. (2017). Thermo-mechanical modeling of the early age behavior of concrete in nuclear containment buildings. *Proc. of Int. conf on Serviceability in Cement-based Materials and Structures (EAC2)*. Brussels. Belgium.
- [Bouhjiti et al., 2017c]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., Masson B. (2017). Towards the reliability analysis of large reinforced concrete structures behavior using finite elements models. *Proc. of Int. conf. on Mathematical Methods in Reliability (MMR)*. Grenoble. France.
- [Bouhjiti et al., 2018h]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., Masson B. (2018). Prediction of air permeability in large RC structures using FE THM modeling strategy. *Proc. of Int. conf. on Computational Modelling of Concrete and Concrete Structures (EURO-C)*. Bad Hofgastein. Austria.
- [Bouhjiti et al., 2018i]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., Briffaut M., Masson B., Michel-Ponelle S. (2018). Probabilistic analysis of concrete cracking and tightness in large structures. Application to Nuclear Containment Buildings. *Proc. of World Congress in Computational Mechanics (WCCM)*. New York. USA.

Conférences nationales :

- [Bouhjiti et al., 2018j]** Bouhjiti D. E.-M., Masson B., Baroth J., Dufour F., Briffaut M. (2018). Analytical assessment of the early age cracking risk in large concrete structures. Application to Nuclear Containment Buildings. *Proc. of Int. conf. on Technological Innovation in Nuclear Civil Engineering (TINCE)*. Paris. France
- [Bouhjiti et al., 2018k]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., Masson B. (2018). Predictive probabilistic analysis of the long term ageing of concrete effect on the behaviour of NCBs during pressurization tests: Mechanical and tightness analysis. *Proc. of Int. Benchmark VERCORS*. Paris. France.
- [Bouhjiti et al., 2017d]** Bouhjiti D. E.-M., Baroth J., Dufour F., Masson B. (2017). Sensitivity analysis of cracking in large reinforced concrete structures: Case of the VeRCoRs mock-up. *23^{ème} Congrès Français de Mécanique (CFM)*. Lille. France.
- [Bouhjiti, 2018a]** Bouhjiti D. E.-M. (2018). Analyse probabiliste de la fissuration et du confinement des grands ouvrages en béton armé et précontraint – Application aux enceintes de confinement des réacteurs nucléaires (Cas de la maquette VeRCoRs). *36^{ème} Rencontres Universitaires de Génie Civil (RUGC)*. Saint Etienne. France.

Séminaires :

- [Bouhjiti, 2018b]** Bouhjiti D. E.-M. (2018). Application of stochastic FEM to describe concrete’s cracking and ageing in NCBs. *Réunion du GTR régional Rhône-Alpes de l’IMdR*. Bâtiment IMAG, Grenoble, France.
- [Bouhjiti et al., 2018l]** Bouhjiti D. E.-M., Michel-Ponnelle S., Masson B., Baroth J., Dufour F., Briffaut M. (2018). (2018). Modélisation des aléas et incertitudes associés au comportement Thermo-Hydro-Mécanique des enceintes de confinement des réacteurs nucléaires. *Journées des Utilisateurs de Salomé-Méca*. EDF Lab Paris-Saclay, Paris, France

Rapports internes :

- [Bouhjiti, 2016]** Bouhjiti D. E.-M. (2016). Mesures d'incertitudes et représentation des hétérogénéités matériau et des effets d'échelle par des champs aléatoires discrétisés. *Rapport interne PERENITI (EDF-3SR). Version β .*
- [Bouhjiti, 2017]** Bouhjiti D. E.-M. (2017). Comportement Thermo-Hydro-Mécanique et propriétés de perméabilité du béton dans les ouvrages de génie civil - Application aux enceintes de confinement des réacteurs nucléaires (Cas de la maquette VerCoRs). *Rapport d'avancement de thèse PERENITI (EDF-3SR). Version β .*

G. Liste des figures

FIGURE 1. (A) MIX ENERGETIQUE PRIMAIRE FRANÇAIS EN 2017 (B) MIX ELECTRIQUE FRANÇAIS EN 2017 [BEFM, 2018]	3
FIGURE 2. VUE DE L'EXTERIEURE DE LA MAQUETTE VERCoRS (ENCEINTE DE CONFINEMENT A L'ECHELLE 1 :3) [PROJET VERCoRS, 2015-2021]	4
FIGURE 3. DUREE DE VIE DU PARC NUCLEAIRE FRANÇAIS (CENTRALES MISES EN SERVICE SEULEMENT) [BOUCHER, 2016]	6
FIGURE 4. REPARTITION DES 58(+1) REACTEURS NUCLEAIRES EN FRANCE	6
FIGURE 5. SCHEMA D'UNE CENTRALE NUCLEAIRE	7
FIGURE 6. SCHEMAS TYPES DE BATIMENTS REACTEURS	9
FIGURE 7. PRINCIPE DE PRECONTRAINTE DES ENCEINTES DE CONFINEMENT	10
FIGURE 8. PHASAGES DE CONSTRUCTION DE LA MAQUETTE VERCoRS [PROJET VERCoRS, 2015-2021]	10
FIGURE 9. SCHEMATISATION DES ELEMENTS STRUCTURAUX DES ENCEINTES DE CONFINEMENT – CAS DE LA MAQUETTE VERCoRS [PROJET VERCoRS, 2015-2021]	11
FIGURE 10. SCHEMATISATION REALISTE DES DEVIATIONS ET ANCRAGES DES CABLES DE PRECONTRAINTE DANS LA MAQUETTE VERCoRS [PROJET VERCoRS, 2015-2021]	11
FIGURE 11. EXEMPLES D'IMPERFECTIONS DANS UNE ENCEINTE DE CONFINEMENT (CAS DE LA MAQUETTE VERCoRS)	13
FIGURE 12. EXEMPLES DE PROGRAMMES ET DE PROFILS DE SURPRESSION – EXPRIMEE EN PRESSION RELATIVE	14
FIGURE 13. BOITE COLLECTRICE DE FUITE APRES ASPERSION DE LA SURFACE D'EAU SAVONNEUSE [ASALI, 2016]	16
FIGURE 14. INSTRUMENTATION TYPE D'UNE ENCEINTE DE CONFINEMENT DE REACTEUR NUCLEAIRE [COURTOIS ET AL., 2011]	16
FIGURE 15. STRATEGIE GLOBALE DE LA THESE	19
FIGURE 16. EVOLUTION DE LA CHALEUR DEGAGEE PENDANT L'HYDRATATION ET SCHEMATISATION DU DURCISSEMENT [SCRIVENER ET AL., 2015].	24
FIGURE 17. EFFET DE LA TEMPERATURE SUR L'EVOLUTION DU TAUX D'HYDRATATION [KJELSEN ET AL., 1992]	24
FIGURE 18. EVOLUTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION EN FONCTION DU TAUX D'HYDRATATION ET DES RAPPORTS MASSIQUES EAU/CIMENT [TORRENTI ET AL., 2005]	25
FIGURE 19. COURBE TYPE DE SORPTION-DESORPTION D'UN BETON [ISSADI ET AL., 2015]	27
FIGURE 20. (A) EFFET DE LA TEMPERATURE SUR LA CINETIQUE DE SECHAGE OU DE PERTE DE MASSE (B) EFFETS DE LA TEMPERATURE ET DU RATIO EAU/CIMENT SUR LA PERTE DE MASSE A L'EQUILIBRE HYDRIQUE [CARE, 2008]	28
FIGURE 21. SCHEMATISATION DE L'EFFET BOUTEILLE D'ENCRE [KRAEMER, 1931].	28
FIGURE 22. EVOLUTION DES RETRAITS CHIMIQUE ET ENDOGENE [JENSEN, 2005]	29
FIGURE 23. SCHEMATISATION DU RETRAIT CHIMIQUE	29
FIGURE 24. SCHEMATISATION DES PRESSIONS CAPILLAIRES A L'ORIGINE DU RETRAIT D'AUTO-DESSICCATION	30
FIGURE 25. DEPENDANCE DU CDT A LA TENEUR EN EAU [SELLEVOLD ET AL., 2006]	31
FIGURE 26. MECANISME DE FLUAGE PROPRE (A) COURT TERME (B) LONG TERME [BENBOUDJEMA, 2002]	34
FIGURE 27. MECANISME DE FLUAGE DE DESSICCATION [BENBOUDJEMA, 2002]	35
FIGURE 28. EVOLUTION DU RATIO DES DEFORMATIONS DE FLUAGE PROPRE EN COMPRESSION SUR CELLES EN TRACTION [HILAIRE, 2014]	36
FIGURE 29. L'EVOLUTION DES COEFFICIENTS DE FLUAGE $ctcr = \frac{e}{c} \frac{r}{l} \frac{t}{s}$ DANS LE TEMPS [NIYOGI ET AL., 1973]	36
FIGURE 30. SCHEMATISATION DE L'EFFET KLINKENBERG [PICANDET, 2001]	39
FIGURE 31. EFFET DU TAUX DE SATURATION SUR (A) LA PERMEABILITE INTRINSEQUE (B) LE COEFFICIENT DE KLINKENBERG [ABBAS ET AL., 1999]	40
FIGURE 32. EFFET DE L'ENDOMMAGEMENT DIFFUS SUR LA PERMEABILITE INTRINSEQUE DU BETON	41
FIGURE 33. EFFET DE LA TEMPERATURE SUR (A) LA PERMEABILITE INTRINSEQUE DU BETON ET (B) L'EFFET KLINKENBERG [EL DANDACHY ET AL., 2017A]	42
FIGURE 34. PROFILS DE CONTRAINTE EN PHASE D'HYDRATATION [HILAIRE, 2014]	43
FIGURE 35. EVOLUTION DU PROFIL DE CONTRAINTE EN FONCTION DU SECHAGE [BENBOUDJEMA, 2002].	43

FIGURE 36. MODELISATION THM-F (A) FORTEMENT COUPLEE (B) FAIBLEMENT COUPLEE OU CHAINEE.....	46
FIGURE 37. EVOLUTION DU TAUX D'HYDRATATION (A) PAR HYDRATE ET (B) PAR COMPOSANT MAJEUR POUR UN RAPPORT E/C=40% [LEA, 1988]	46
FIGURE 38. EFFET DE LA VARIABILITE (A) DE LA RESISTANCE A LA TRACTION (B) DU MODULE DE YOUNG (C) DE LA RESISTANCE A LA TRACTION ET DU MODULE DE YOUNG SUR LA VARIABILITE DE LA LOI DE COMPORTEMENT AUX POINTS DE GAUSS.	65
FIGURE 39. LOI D'ECHELLE STATISTIQUE EXPRIMEE EN FONCTION DU SEUIL D'ENDOMMAGEMENT (A) LOI D'ECHELLE RELIANT LE SEUIL D'ENDOMMAGEMENT AU VOLUME SOLLICITEE EN TRACTION (B) FONCTION DE DENSITE DE PROBABILITE DU SEUIL D'ENDOMMAGEMENT POUR UN VOLUME DONNE. RF : RANDOM FIELD – SEL : SIZE EFFECT LAW.	66
FIGURE 40. COMPARAISON DES LOIS DE COUPLAGE ENDOMMAGEMENT-PERMEABILITE POUR LES ECOULEMENTS A TRAVERS LA MASSE DU BETON : [PICANDET ET AL., 2009] (α, β)=(11.3, 1.64) [CHOINSKA, 2006] (α, β)=(6.2, 1.74) [GAWIN ET AL., 2002] $\alpha = 1 - 4$	68
FIGURE 41. EFFETS DE LA RUGOSITE ET DE LA FORME DES FISSURES SUR (A) LES OUVERTURES DE FISSURES EFFECTIVES ASSOCIEES AU DEBIT DE POISEUILLE (B) LA PERMEABILITE A TRAVERS LES FISSURES [PICANDET ET AL., 2009] $\alpha w, \beta w = 3726.71 m - 1, 1.19$ for $20 \mu m \leq w \leq 160 \mu m$	69
FIGURE 42. COMPARAISON DES LOIS DE RACCORDEMENT LINEAIRE, LINEAIRE ET LOGARITHMIQUE PONDEREE (A) PERMEABILITE VS. ENDOMMAGEMENT (B) PERMEABILITE VS. DEFORMATION (C)PERMEABILITE POUR UN CYCLE DE CHARGE-DECHARGE POUR LA LOI LOGARITHMIQUE [BOUHJITI ET AL., 2018B] ($k_0 = 10 - 17m^2, h_{EF} = 6 cm, S_r = 0 \%, \alpha' \approx \alpha, \beta' \approx \beta, d_{lim} \approx 0.15, \alpha = 11.3, \beta = 1.64$. BOLD LINES: $\alpha w = 1 m - 1, \beta w = 0$ AND TIMOROUS LINES $\alpha w = 3726.71 m - 1, \beta w = 1.19$)	70
FIGURE 43. LOI DE RACCORDEMENT LOGARITHMIQUE REVISITEE (A) PERMEABILITE VS. "VARIABLE D'ENDOMMAGEMENT REVERSIBLE" (B) PERMEABILITE VS. DEFORMATION [BOUHJITI ET AL., 2018B] ($k_0 = 10 - 17m^2, S_r = 0 \%, h_{EF} = 6 cm, \alpha' \approx \alpha, \beta' \approx \beta, d_{lim} \approx 0.15, \alpha = 11.3, \beta = 1.64, \delta = 0.8$, LIGNES EN GRAS: $\alpha w = 1 m - 1, \beta w = 0$ - LIGNES FINES : $\alpha w = 3726.71 m - 1, \beta w = 1.19$)	71
FIGURE 44. DIAGRAMME DU MODELE THM-F RETENU	73
FIGURE 45. EVOLUTION DES PROPRIETES THERMIQUES DU BETON VeRCoRS EN FONCTION DU TAUX D'HYDRATATION (A) CONDUCTIVITE THERMIQUE (B) CAPACITE THERMIQUE	79
FIGURE 46. ESTIMATION DE L'ENERGIE D'ACTIVATION THERMIQUE PAR MATUROMETRIE ISOTHERME	80
FIGURE 47. EVOLUTION DE LA RESISTANCE A LA COMPRESSION DU BETON VeRCoRS EN FONCTION DE L'AGE EQUIVALENT A 20°C.	81
FIGURE 48. ESTIMATION DES PROPRIETES D'HYDRATATION A PARTIR D'UN ESSAI ADIABATIQUE	82
FIGURE 49. EVOLUTION DE LA TEMPERATURE DU BETON FRAIS SUR VeRCoRS EN FONCTION DE LA TEMPERATURE	83
FIGURE 50. PROFILS DE TEMPERATURE DE L'AIR A L'INTRADOS ET A L'EXTRADOS (A) SUR LA DUREE DE VIE PROJETEE DE L'OUVRAGE (B) COURBE DE CHAUFFAGE DE L'AIR AU JEUNE AGE AUTOUR DU GOUSSET (1 ^{ERE} LEVEE DU MUR DE CONFINEMENT) [BOUHJITI ET AL., 2018C].	84
FIGURE 51. EVOLUTION DE LA TEMPERATURE A DIFFERENTES HAUTEURS (COTE INTRADOS) DANS UNE ENCEINTE NUCLEAIRE OPERATIONNELLE DU PARC FRANÇAIS [BOUHJITI ET AL., 2018A].	84
FIGURE 52. EVOLUTION DES PROPRIETES HYDRIQUES DU BETON EN PHASE D'HYDRATATION SELON LE MODELE DE [POWERS ET AL., 1946]	87
FIGURE 53. (A) COURBE DE DESORPTION (B) SIMULATION DE LA PERTE DE MASSE LORS DE L'ESSAI DE SECHAGE A T=20°C ET HR=50%.	89
FIGURE 54. PROFILS DE L'HUMIDITE RELATIVE DES COTES INTRADOS ET EXTRADOS DU MUR DE CONFINEMENT DE LA MAQUETTE VeRCoRS.....	89
FIGURE 55. (A) EVOLUTION DES PROPRIETES MECANIQUES DU BETON VeRCoRS AU JEUNE AGE AJUSTEE SELON [24] (B) EVOLUTION DU COEFFICIENT DE POISSON AU JEUNE AGE.....	94
FIGURE 56. AJUSTEMENT DES PARAMETRES DU MODELE MECANIQUE AUX RETRAITS ET DEFORMATIONS OBSERVES SUR L'EPROUVETTE VeRCoRS	95
FIGURE 57. ESTIMATION DU TAUX DE REDUCTION DE LA RESISTANCE A LA TRACTION (EN VALEUR MOYENNE) A L'ECHELLE STRUCTURELLE VeRCoRS PAR RAPPORT A LA RESISTANCE IDENTIFIEE PAR ESSAI DE FENDAGE.	96

FIGURE 58. FONCTIONS DE REPARTITION ASSOCIEES AU (A) MODULE DE YOUNG ET (B) RESISTANCE A LA TRACTION DU BETON VeRCoRS.....	96
FIGURE 59. COMPARAISON DES FONCTIONS DE REPARTITION ASSOCIEES AUX PARAMETRES D'ENDOMMAGEMENT (ETAT DURCI) (A) LE SEUIL $\epsilon\mu_0, t$ (B) LE PARAMETRE Bt TENANT COMPTE DE LA VARIABILITE SPATIALE DU MODULE DE YOUNG ET/OU DE LA RESISTANCE A LA TRACTION.	97
FIGURE 60. PRESENTATION DU MAILLAGE EF DE L'ENCEINTE INTERNE DE LA MAQUETTE VeRCoRS	98
FIGURE 61. VERIFICATION DES CONDITIONS (A) D'UNIFORMITE ET (B) D'AXISYMETRIE AU NIVEAU DE L'ENCEINTE DE CONFINEMENT VeRCoRS A L'ETAT PRECONTRAIT POUR UNE PRECISION DE MESURE $uprec = 100 \mu m$ [BOUHJITI ET AL., 2018A].....	99
FIGURE 62. ETAT DE CONTRAINTES TANGENTIEL (T) ET VERTICAL (V) DANS LA STRUCTURE VeRCoRS (A-B) A LA FIN DE LA PRECONTRAINTE (C-D) SOUS PRESSURISATION INTERNE SANS PRECONTRAINTE	101
FIGURE 63. (A) PROGRAMME DE PRESSURISATION DE LA MAQUETTE VeRCoRS (B) COURBES DE PRESSION PAR ESSAI	101
FIGURE 64. PROFILS DE PERTES DE PRECONTRAINTE PAR CABLE (A) VERTICAL (B) HORIZONTAL (C) GAMMA (D) DOME DE VeRCoRS	102
FIGURE 65. AJUSTEMENT DES MODELES DE PERMEABILITE RELATIVE $f_1(Sr)$ AUX DONNEES EXPERIMENTALES DE PERMEABILITE VeRCoRS	106
FIGURE 66. PROGRAMME DE PRESSURISATION A L'AIR SEC DE LA MAQUETTE VeRCoRS ($Pint = 5.2 \text{ bars}$ & $Pext = 1 \text{ bar}$) ..	107
FIGURE 67. STRATEGIE GLOBALE D'ANALYSE DE SENSIBILITE APPLIQUEE AUX CALCULS THM-F (SA : SENSITIVITY ANALYSIS)	119
FIGURE 68. STRATEGIE DE REDUCTION D'ECHELLE STRUCTURELLE POUR LES ENCEINTES DE CONFINEMENT	120
FIGURE 69. DE LA MODELISATION COMPLETE A LA MODELISATION PAR VSRs DES ENCEINTES DE CONFINEMENT.....	121
FIGURE 70. MODELE EF ASSOCIE AU VSR DU GOUSSET VeRCoRS (LEVEE L1) ($hEF = 4.5 - 6.8 \text{ cm}$)	123
FIGURE 71. POSITIONS DES SONDAS THERMIQUES ET JAUGES DE DEFORMATION AU NIVEAU DU GOUSSET	123
FIGURE 72. COMPORTEMENT THERMIQUE AU JEUNE AGE DU GOUSSET VeRCoRS	124
FIGURE 73. COMPORTEMENT THERMIQUE LONG TERME DU GOUSSET VeRCoRS (A) EVOLUTION DES TEMPERATURES AUX POSITIONS DES CAPTEURS G (B) EVOLUTION DES TEMPERATURES AUX POSITIONS DES CAPTEURS F	125
FIGURE 74. ANALYSE DE SENSIBILITE DE LA REPOSE THERMIQUE DU GOUSSET VeRCoRS (POSITION G102) A LA VARIABILITE DES PARAMETRES EN ENTREE $YT - \leq YT \leq YT +$	127
FIGURE 75. VARIABILITE SPATIALE DE LA REPOSE THERMIQUE SUR SITE AU JEUNE AGE (CAS DU GOUSSET VeRCoRS)	129
FIGURE 76. EVOLUTION DU PROFILS D'HUMIDITE RELATIVE DANS L'EPAISSEUR DU GOUSSET.....	130
FIGURE 77. ANALYSE DE SENSIBILITE DE LA REPOSE HYDRIQUE DU GOUSSET VeRCoRS (POSITION G102) A LA VARIABILITE DES PARAMETRES EN ENTREE $YH - \leq YH \leq YH +$	132
FIGURE 78. POSITION DES ARCS D'EXTRACTION DE COMPOSANTES DU TENSEUR DE DEFORMATION (1 ARC CORRESPOND A UN GROUPE DE 25 NŒUDS).....	134
FIGURE 79. EVOLUTION DE LA DEFORMATION VERTICALE AU JEUNE AGE (PHASE D'HYDRATATION) AU NIVEAU DU GOUSSET.....	135
FIGURE 80. EVOLUTION DE LA DEFORMATION TANGENTIELLE AU JEUNE AGE (PHASE D'HYDRATATION) AU NIVEAU DU GOUSSET.....	136
FIGURE 81. EVOLUTION DE LA DEFORMATION VERTICALE DIFFEREE A COURT TERME (AVANT CHAUFFAGE DE L'AIR INTERNE DE L'ENCEINTE) AU NIVEAU DU GOUSSET.....	137
FIGURE 82. EVOLUTION DE LA DEFORMATION TANGENTIELLE DIFFEREE A COURT TERME (AVANT CHAUFFAGE DE L'AIR INTERNE DE L'ENCEINTE) AU NIVEAU DU GOUSSET.....	138
FIGURE 83. EVOLUTION DE LA DEFORMATION VERTICALE DIFFEREE SUR LE LONG TERME (APRES CHAUFFAGE DE L'AIR INTERNE DE L'ENCEINTE) AU NIVEAU DU GOUSSET.....	139
FIGURE 84. EVOLUTION DE LA DEFORMATION TANGENTIELLE DIFFEREE SUR LE LONG TERME (APRES CHAUFFAGE DE L'AIR INTERNE DE L'ENCEINTE) AU NIVEAU DU GOUSSET.....	140
FIGURE 85. EVOLUTION DE LA DEFORMATION VERTICALE EN PHASE DE PRESSURISATION AU NIVEAU DU GOUSSET	141
FIGURE 86. EVOLUTION DE LA DEFORMATION TANGENTIELLE EN PHASE DE PRESSURISATION AU NIVEAU DU GOUSSET	142
FIGURE 87. (A) EXEMPLE DE REALISATION D'UN CHAMP GAUSSIEN CENTRE REDUIT (NON CORRELE SPATIALEMENT) (B) CHAMP LOGNORMAL RESULTANT APRES CORRELATION SPATIALE (FONCTION GAUSSIENNE) (C) PROFIL DE FISSURATION RESULTANT A	

<i>L'ECHELLE DU VSR EN ASSOCIANT LE CHAMP LOGNORMAL A LA VARIABILITE SPATIALE DU MODULE DE YOUNG (AGE 12 JOURS)</i>	142
.....	
FIGURE 88. RELEVÉ VISUEL DES FISSURATIONS AU JEUNE AGE AU NIVEAU DU GOUSSET (AGE 12 JOURS).....	144
FIGURE 89. ÉVOLUTION DES OUVERTURES DE FISSURES DANS LE TEMPS EN PHASES DE PRESSURISATION.....	146
FIGURE 90. CORRELATION ENTRE LES OUVERTURES DE FISSURES EN PHASE DE PRESSURISATION ET LA CONTRAINTE RÉSIDUELLE DE TRACTION DANS LE BÉTON [BOUHJITI ET AL., 2018c].....	146
FIGURE 91. ANALYSE DE SENSIBILITÉ DE LA DÉFORMATION AU JEUNE AGE DU GOUSSET VERCoRS (POSITION G102) A LA VARIABILITÉ DES PARAMÈTRES EN ENTRÉE $Y_{M-} \leq Y_M \leq Y_{M+}$	148
FIGURE 92. ANALYSE DE SENSIBILITÉ DE LA DÉFORMATION DIFFÉRÉE DU GOUSSET VERCoRS (POSITION G102) A LA VARIABILITÉ DES PARAMÈTRES EN ENTRÉE $Y_{M-} \leq Y_M \leq Y_{M+}$	150
FIGURE 93. EFFET DE LA CORRELATION SPATIALE SUR LA DISTRIBUTION DES RÉALISATIONS D'UN CHAMP LOGNORMAL (ASSOCIÉ À LA DISTRIBUTION SPATIALE DU MODULE DE YOUNG) – CAS DES FONCTIONS D'AUTOCORRELATION LINÉAIRE, GAUSSIENNE ET SINUSOÏDALE.....	151
FIGURE 94. (A) FRÉQUENCES DES DIFFÉRENTS MODES DE FISSURATION AU JEUNE AGE PAR FONCTION D'AUTOCORRELATION. 1 : 1 FISSURE CENTRÉE PAR VSR – 2 : 2 FISSURES CENTRÉES PAR VSR – 2B : 2 FISSURES AUX BORDS (B) EXEMPLES DE PROFILS DE FISSURATION À L'ÉCHELLE DU VSR DU GOUSSET À L'ÂGE DE 12 JOURS.....	152
FIGURE 95. ANALYSE DE SENSIBILITÉ DE LA FISSURATION DU GOUSSET VERCoRS A LA VARIABILITÉ DES PARAMÈTRES EN ENTRÉE $Y_{M-} \leq Y_M \leq Y_{M+}$	154
FIGURE 96. EFFET COMBINÉ DE LA VARIABILITÉ DU MODULE DE YOUNG ET DU CHAMP ALEATOIRE SUR LA FISSURATION DU GOUSSET À L'ÉCHELLE DU VSR.....	155
FIGURE 97. ANALYSE DE SENSIBILITÉ DE LA CONTRAINTE RÉSIDUELLE DANS LE GOUSSET VERCoRS A LA VARIABILITÉ DES PARAMÈTRES EN ENTRÉE.....	156
FIGURE 98. VARIABILITÉ SPATIALE DE LA DÉFORMATION SUR SITE AU JEUNE AGE (CAS DU GOUSSET VERCoRS).....	158
FIGURE 99. VARIABILITÉ SPATIALE DE LA DÉFORMATION DIFFÉRÉE SUR SITE (CAS DU GOUSSET VERCoRS).....	159
FIGURE 100. DÉBIT DE FUITE À TRAVERS LES FISSURES DU GOUSSET VERCoRS.....	163
FIGURE 101. (A) TAUX DE FUITE ENTRANT ET SORTANT AU NIVEAU DE LA MAQUETTE VERCoRS (TEST 0&1) (B) ÉVOLUTION DES TAUX DE FUITE DE DARCY SORTANT À L'ÉCHELLE DE LA MAQUETTE VERCoRS (C) COMPARAISON DES CALCULS NUMÉRIQUES PRÉDICTIFS ET OBSERVATIONS SUR SITE.....	165
FIGURE 102. ANALYSE DE SENSIBILITÉ DU DÉBIT DE FUITE À TRAVERS LES FISSURES A LA VARIABILITÉ DES PARAMÈTRES EN ENTRÉE $Y_{F-} \leq Y_F \leq Y_{F+}$	167
FIGURE 103. ANALYSE DE SENSIBILITÉ DU DÉBIT DE FUITE DE DARCY A LA VARIABILITÉ DES PARAMÈTRES EN ENTRÉE $Y_{F-} \leq Y_F \leq Y_{F+}$	168
FIGURE 104. DIAGRAMME DU MODÈLE THM-F RETENU ET MENTION DES PARAMÈTRES LES PLUS INFLUENTS.....	170
FIGURE 105. NOMBRE D'APPELS AU MODÈLE THM-F EN FONCTION DE L'ORDRE POLYNOMIAL Q.....	180
FIGURE 106. POSITION G102 (FIGURE 71) : (A) ÉVOLUTION DE L'ERREUR ABSOLUE DU META-MODÈLE PAR RAPPORT AU MODÈLE THERMIQUE DANS LE TEMPS (B) CORRELATION DU META-MODÈLE ET DU MODÈLE THERMIQUE R^2 : COEFFICIENT DE DÉTERMINATION RMSE (ROOT-MEAN-SQUARE-ERROR) : ERREUR QUADRATIQUE MOYENNE (C) ÉVOLUTION TEMPORELLE DES INDICATEURS DE SOBOL' DES PARAMÈTRES THERMIQUES INFLUENTS.....	183
FIGURE 107. ANALYSE PROBABILISTE DU COMPORTEMENT THERMIQUE DU BÉTON VERCoRS A LA POSITION G102 (A) ÉVOLUTION MOYENNE DE LA TEMPÉRATURE DANS LE TEMPS ET INTERVALLES DE CONFIANCES (B) FONCTION DE RÉPARTITION ASSOCIÉE AU PIC THERMIQUE AU JEUNE AGE (C) ÉVOLUTION DU COEFFICIENT DE VARIATION DE LA TEMPÉRATURE AVEC LE TEMPS.....	184
FIGURE 108. ÉCHELLES DE MODÉLISATION DU GOUSSET VERCoRS (A) 3D COMPLÈTE (B) 3D VOLUME STRUCTUREL (C) 3D VOLUME STRUCTUREL REPRÉSENTATIF (D) 2D-AXISYMETRIQUE VOLUME STRUCTUREL REPRÉSENTATIF.....	186
FIGURE 109. STRATÉGIE GLOBALE DE LA MODÉLISATION STRUCTURELLE DE LA FISSURATION AU JEUNE AGE [BOUHJITI ET AL., 2018E].....	187
.....	
FIGURE 110. APPLICATION DE L'ALGORITHME ADAPTATIF DANS LA TABLE 44 AU CAS DU GOUSSET VERCoRS.....	190

FIGURE 111. APPLICATION DE L'ALGORITHME ADAPTATIF DANS LA TABLE 44 AU CAS DU GOUSSET VERCoRS : EVOLUTION DE LA SURFACE DE REPONSE PAR ETAPE DE DISCRETISATION DU PLAN D'EXPERIENCE [BOUHJITI ET AL., 2018E]192

FIGURE 112. EXEMPLES DE PROFILS DE FISSURATION DU GOUSSET VERCoRS AU JEUNE AGE EN DESSOUS ET EN DESSUS DE LA MARCHÉ (AGE DE 12 JOURS).....193

FIGURE 113. SURFACE DE REPONSE 1D : (A) N_{ck}, VSR vs. $\Delta \epsilon_{eq}$ (B) $w_{ckx}, t = 12 \text{ jours}$ vs. $\Delta \epsilon_{eq}$ 193

FIGURE 114. (A) ERREUR ABSOLUE DU META-MODELE PAR RAPPORT AU MODELE TM (B) CORRELATION DU META-MODELE ET DU MODELE TM R^2 : COEFFICIENT DE DETERMINATION RMSE (ROOT-MEAN-SQUARE-ERROR) : ERREUR QUADRATIQUE MOYENNE194

FIGURE 115. INDICATEURS DE SOBOLOV' DES PARAMETRES THERMO-MECANIQUES LES PLUS INFLUENTS AU JEUNE AGE VIS-A-VIS DE LA QUANTITE $\Delta \epsilon_{eq}$ INDICATIVE DU RISQUE DE FISSURATION ET DU NOMBRE DE FISSURES DANS LE GOUSSET EN-DESSOUS ET EN-DESSUS DE LA MARCHÉ195

FIGURE 116. EVALUATION DU RISQUE DE FISSURATION AU JEUNE AGE DU GOUSSET VERCoRS196

FIGURE 117. (A) FDP DU NOMBRE DE FISSURES PAR VSR DE 15° (EN-DESSOUS DE LA MARCHÉ – EPAISSEUR DE 60 CM) (B) FDP DU NOMBRE DE FISSURES PAR VSR DE 15° (EN-DESSUS DE LA MARCHÉ – EPAISSEUR DE 40 CM) (C) ESTIMATION MOYENNE DU NOMBRE DE FISSURES DU GOUSSET VERCoRS [BOUHJITI ET AL., 2018E].....198

FIGURE 118. DISTRIBUTION DES ESPACEMENTS DE FISSURES DE JEUNE AGE DANS LE GOUSSET VERCoRS (A) EPAISSEUR DE 60 CM (B) EPAISSEUR DE 40 CM [BOUHJITI ET AL., 2018E]198

FIGURE 119. TAUX D'HUMIDITE RELATIVE MOYEN DANS LE GOUSSET (A) EVOLUTION DE L'ERREUR ABSOLUE DU META-MODELE PAR RAPPORT AU MODELE HYDRIQUE DANS LE TEMPS (B) CORRELATION DU META-MODELE ET DU MODELE HYDRIQUE R^2 : COEFFICIENT DE DETERMINATION RMSE (ROOT-MEAN-SQUARE-ERROR) : ERREUR QUADRATIQUE MOYENNE (C) EVOLUTION DES INDICATEURS DE SOBOLOV' DES PARAMETRES HYDRIQUES INFLUENTS AVEC LE TEMPS (DEUX COURBES SUPERPOSEES).....200

FIGURE 120. ANALYSE PROBABILISTE DE L'HUMIDITE RELATIVE MOYENNE DANS LE GOUSSET VERCoRS (A) EVOLUTION MOYENNE DANS LE TEMPS ET INTERVALLES DE CONFIANCE (B) FONCTION DE DENSITE CUMULATIVE ASSOCIEE (C) EVOLUTION DU COEFFICIENT DE VARIATION AVEC LE TEMPS201

FIGURE 121. DEFORMATIONS TANGENTIELLES ET VERTICALES DANS LE GOUSSET VERCoRS (POSITIONS DES CAPTEURS G DANS LA FIGURE 71) (A) EVOLUTION DE L'ERREUR ABSOLUE DU META-MODELE PAR RAPPORT AU MODELE MECANIQUE DANS LE TEMPS (B) CORRELATION DU META-MODELE ET DU MODELE MECANIQUE R^2 : COEFFICIENT DE DETERMINATION RMSE (ROOT-MEAN-SQUARE-ERROR) : ERREUR QUADRATIQUE MOYENNE (C) EVOLUTION DES INDICATEURS DE SOBOLOV' DES PARAMETRES HYDRO-MECANIQUES INFLUENTS AVEC LE TEMPS.....202

FIGURE 122. EVOLUTION DES OUVERTURES DE FISSURES DE JEUNE AGE DANS LE GOUSSET VERCoRS SOUS CONTRAINTES DE PRESSURISATION (A) EVOLUTION DE L'ERREUR ABSOLUE DU META-MODELE PAR RAPPORT AU MODELE MECANIQUE DANS LE TEMPS (B) CORRELATION DU META-MODELE ET DU MODELE MECANIQUE R^2 : COEFFICIENT DE DETERMINATION RMSE (ROOT-MEAN-SQUARE-ERROR) : ERREUR QUADRATIQUE MOYENNE (C) EVOLUTION DES INDICATEURS DE SOBOLOV' DES PARAMETRES HYDRO-MECANIQUES INFLUENTS AVEC LE TEMPS.....204

FIGURE 123. ANALYSE PROBABILISTE DES DEFORMATIONS TANGENTIELLE ET VERTICALE DANS LE GOUSSET VERCoRS (POSITIONS DES CAPTEURS G DANS LA FIGURE 71) (A-B) EVOLUTION MOYENNE DES DEFORMATIONS VERTICALE ET TANGENTIELLE DANS LE TEMPS ET INTERVALLES DE CONFIANCE (C-D) EVOLUTION DES COEFFICIENTS DES DEFORMATIONS VERTICALE ET TANGENTIELLE DANS LE TEMPS205

FIGURE 124. ANALYSE PROBABILISTE DES OUVERTURES DE FISSURES DE JEUNE AGE DANS LE GOUSSET VERCoRS (A) EVOLUTION MOYENNE DANS LE TEMPS ET INTERVALLES DE CONFIANCE (B) EVOLUTION DU COEFFICIENT DE VARIATION DANS LE TEMPS (C) FONCTION DE DENSITE CUMULATIVE ASSOCIEE.....206

FIGURE 125. DEBIT DE FUITE DE L'AIR SEC A TRAVERS LA MASSE DU BETON VERCoRS (A) EVOLUTION DE L'ERREUR ABSOLUE DU META-MODELE PAR RAPPORT AU MODELE DE FUITE DANS LE TEMPS (B) CORRELATION DU META-MODELE ET DU MODELE DE FUITE R^2 : COEFFICIENT DE DETERMINATION RMSE (ROOT-MEAN-SQUARE-ERROR) : ERREUR QUADRATIQUE MOYENNE (C) EVOLUTION DES INDICATEURS DE SOBOLOV' DES PARAMETRES DE FUITE INFLUENTS AVEC LE TEMPS.....207

FIGURE 126. ANALYSE PROBABILISTE DU DEBIT DE FUITE DE L’AIR SEC A TRAVERS LA MASSE DU BETON VeRCoRS (A) EVOLUTION MOYENNE DANS LE TEMPS ET INTERVALLES DE CONFIANCE (B) FONCTION DE DENSITE CUMULATIVE ASSOCIEE (C) EVOLUTION DU COEFFICIENT DE VARIATION DANS LE TEMPS208

FIGURE 127. DEBIT DE FUITE DE L’AIR SEC A TRAVERS LES FISSURES DE JEUNE AGE DU GOUSSET VeRCoRS (A) EVOLUTION DE L’ERREUR ABSOLUE (ECART ENTRE LES REponses DU META-MODELE ET DU MODELE EF DE FUITE) DANS LE TEMPS (B) CORRELATION DU META-MODELE ET DU MODELE DE FUITE R^2 : COEFFICIENT DE DETERMINATION RMSE (ROOT-MEAN-SQUARE-ERROR) : ERREUR QUADRATIQUE MOYENNE (C) EVOLUTION DES INDICATEURS DE SOBOL’ DES PARAMETRES DE FUITE INFLUENTS DANS LE TEMPS210

FIGURE 128. ANALYSE PROBABILISTE DU DEBIT DE FUITE DE L’AIR SEC A TRAVERS UNE FISSURE DE JEUNE AGE DU GOUSSET VeRCoRS (A) EVOLUTION MOYENNE DANS LE TEMPS ET INTERVALLES DE CONFIANCE (B) FONCTION DE DENSITE CUMULATIVE ASSOCIEE (C) EVOLUTION DU COEFFICIENT DE VARIATION DANS LE TEMPS211

FIGURE 129. ANALYSE PROBABILISTE DU DEBIT DE FUITE DE L’AIR SEC A TRAVERS LA MASSE DU BETON ET LES FISSURES DE JEUNE AGE (A) EVOLUTION MOYENNE DANS LE TEMPS ET INTERVALLES DE CONFIANCE (B) EVOLUTION DU COEFFICIENT DE VARIATION DANS LE TEMPS (C) FONCTION DE DENSITE CUMULATIVE ASSOCIEE212

FIGURE 130. ANALYSE PROBABILISTE DU SURPLUS DU DEBIT DE FUITE DE L’AIR SEC A TRAVERS LA MAQUETTE VeRCoRS (A) EVOLUTION MOYENNE DANS LE TEMPS ET INTERVALLES DE CONFIANCE (B) FONCTION DE DENSITE CUMULATIVE ASSOCIEE (C) PROBABILITE DE DEPASSEMENT DU SEUIL REGLEMENTAIRE.....213

FIGURE 131. IDENTIFICATION DES PARAMETRES DU FLUAGE PROPRE DU MODELE DE BURGERS PAR ANALYSE ASYMPTOTIQUE..... IV

FIGURE 132. EVOLUTION DE L’ERREUR SUR LA VARIANCE $\epsilon_{\Omega r}$ EN FONCTION DE L’ORDRE DE DEVELOPPEMENT R DU CHAMP LOGNORMAL AUTOCORRELE PROJETE SUR LE MAILLAGE DU GOUSSET VeRCoRS ($\mu = 1, \sigma = 0.1$) – CAS DE LA FONCTION D’AUTOCORRELATION GAUSSIENNE VIII

FIGURE 133. COMPARAISON DES LONGUEURS D’AUTOCORRELATION DANS LE CAS D’UN CHAMP NORMAL ET D’UN CHAMP LOGNORMAL EN FONCTION DE LA DISTANCE $\mathbf{x}_i - \mathbf{x}_j$ ET DE L’ECART TYPE σ XI

H. Liste des tableaux

TABLE 1. ORDRE DE GRANDEURS DES DIMENSIONS CARACTERISTIQUES DES ELEMENTS STRUCTURAUX DES ENCEINTES DE CONFINEMENT FRANÇAISES PAR PALIER.....	12
TABLE 2. CHALEUR D'HYDRATATION QX kJ/g, % MASSIQUE Cbw % D'EAU LIEE CHIMIQUEMENT (EN % DE LA MASSE DE CIMENT), ENERGIE D'ACTIVATION Ea , Xth kJ/mol PAR PHASE MAJEURE DU CIMENT PORTLAND.....	47
TABLE 3. FORMULES THEORIQUES OU EMPIRIQUES DE L'EVOLUTION DES CAPACITE ET CONDUCTIVITE THERMIQUES DU BETON AU JEUNE AGE (ADAPTES POUR LE BETON EN CIMENT CEM I ET POUR DES RATIOS EAU/CIMENT ENTRE 0,3 ET 0,5).....	48
TABLE 4. ESTIMATION DU TAUX D'HYDRATATION ULTIME POUR LES CIMENTS CEM I.....	48
TABLE 5. EVOLUTION DES PROPRIETES THERMIQUES D'UN BETON DURCI EN FONCTION DE LA TEMPERATURE (TEMPERATURE ENTRE 10° ET 70°C).....	49
TABLE 6. ESTIMATION DE L'ENERGIE D'ACTIVATION ASSOCIEE A L'HYDRATATION DES CIMENTS CEM I.....	49
TABLE 7. FORMES MATHEMATQUES DES COURBES DE SORPTION-DESORPTION DU BETON.	52
TABLE 8. FORMES MATHEMATQUES DU COEFFICIENT DE DIFFUSIVITE HYDRIQUE A UNE TEMPERATURE DONNEE.	52
TABLE 9. EXEMPLES DE COMBINAISONS DE CHAINE DE KELVIN-VOIGT ET DE MAXWELL POUR DECRIRE LE FLUAGE PROPRE.....	54
TABLE 10. EXEMPLES DE MODELES RHEOLOGIQUES ASSOCIES AU FLUAGE DE DESSICCATION.....	55
TABLE 11. PRISE EN COMPTE DES EFFETS DE JEUNE AGE, D'HUMIDITE RELATIVE ET DE TEMPERATURE SUR LES FLUAGES PROPRE ET DE DESSICCATION.....	56
TABLE 12. MODELE D'ENDOMMAGEMENT LOCAL REGULARISE RETENU.....	59
TABLE 13. VALEURS DU COEFFICIENT DE COUPLAGE FLUAGE-ENDOMMAGEMENT.....	59
TABLE 14. EXEMPLES DE LOIS D'ECHELLE EMPIRIQUES.....	62
TABLE 15. EXEMPLES DE LOIS D'ECHELLE ANALYTIQUES/NUMERIQUE.....	62
TABLE 16. EXEMPLES DE LOI DE CORRELATION SPATIALE ET D'ECHELLES DE FLUCTUATION POUR LES PROPRIETES DU BETON.....	64
TABLE 17. EXEMPLES DE FONCTIONS DE CORRELATION SPATIALE.	64
TABLE 18. MODELISATION DES EFFETS DU TAUX DE SATURATION, DE LA PRESSION ET DE L'ENDOMMAGEMENT SUR LA PERMEABILITE DU BETON.....	67
TABLE 19. EXEMPLES DE LOIS DE RACCORDEMENT DE PERMEABILITE.....	70
TABLE 20. METHODES D'IDENTIFICATION DES PARAMETRES THERMIQUES ET D'HYDRATATION DU BETON.....	77
TABLE 21. CAPACITE ET CONDUCTIVITE THERMIQUES DES COMPOSANTS DU BETON FRAIS [BRIFFAUT, 2010].....	78
TABLE 22. FORMULATION DU BETON VERCoRS [PROJET VERCoRS, 2015-2021].....	78
TABLE 23. ESTIMATIONS THEORIQUES DU TAUX D'HYDRATATION ULTIME DU BETON VERCoRS.....	78
TABLE 24. PARAMETRES THERMIQUES DU MODELE VERCoRS.....	85
TABLE 25. METHODES D'IDENTIFICATION DES PARAMETRES HYDRIQUES DU BETON.....	86
TABLE 26. ESTIMATIONS DE LA TENEUR EN EAU EVAPORABLE EN FIN D'HYDRATATION DU BETON VERCoRS.....	87
TABLE 27. PROPRIETES HYDRIQUES DU BETON VERCoRS.....	90
TABLE 28. METHODES D'IDENTIFICATION DES PARAMETRES MECANIQUES DU BETON ET DES PROPRIETES DE LEURS CHAMPS ALEATOIRES.....	93
TABLE 29. PROPRIETES DES CABLES DE PRECONTRAINTE DANS LA MAQUETTE VERCoRS [PROJET VERCoRS, 2015-2021].....	97
TABLE 30. ETAT DE CONTRAINTE MOYEN PAR VOLUME STRUCTUREL VERCoRS (PAR SIMULATION NUMERIQUE 3D).....	102
TABLE 31. PROPRIETES MECANIQUES ET PARAMETRES D'EFFETS D'ECHELLE DU BETON VERCoRS.....	104
TABLE 32. PROPRIETES DE TRANSFERT (PERMEABILITE) DU BETON VERCoRS.....	107
TABLE 33. EXEMPLES DE METHODES DE VARIATION D'UN PARAMETRE A LA FOIS (OFAT METHOD).....	114
TABLE 34. COMPARAISON DES METHODES D'ANALYSE DE SENSIBILITE.....	118
TABLE 35. DESCRIPTION DU MAILLAGE EF DU VSR DU GOUSSET (FIGURE 70).....	122
TABLE 36. ANALYSE DE LA CARTE DE FISSURATION DU GOUSSET VERCoRS AU JEUNE AGE (FIGURE 88).....	144

TABLE 37. COMPARAISON DES VALEURS DE PRECONTRAINTES ET DE PRESSURISATION OBSERVEES SUR SITE ET PREDITES PAR L'ANALYSE 3D ELASTIQUE DE LA MAQUETTE VERCoRS.....	158
TABLE 38. ANALYSE COMPARATIVE DES EFFETS DES PARAMETRES EN ENTREES SUR LE NOMBRE DE FISSURES DE JEUNE AGE PAR VSR (EN TERMES DE FREQUENCES PAR MODE DE FISSURATION)	160
TABLE 39. COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES ET EXPERIMENTAUX DES DEBITS DE FUITE DE LA MAQUETTE VERCoRS	165
TABLE 40. COMPARAISON DES RESULTATS NUMERIQUES PREDICTIFS CORRIGES ET EXPERIMENTAUX DES DEBITS DE FUITE DE LA MAQUETTE VERCoRS	169
TABLE 41. COMPARAISON DES METHODES STOCHASTIQUES	179
TABLE 42. POINTS D'INTEGRATION DE GAUSS ASSOCIES AUX DISTRIBUTIONS NORMALE ET UNIFORME.....	179
TABLE 43. FONCTIONS DE DENSITE DE PROBABILITE DES PARAMETRES THM-F LES PLUS INFLUENTS	182
TABLE 44: ALGORITHME GENERIQUE BASE SUR LES PLANS D'EXPERIENCE ADAPTATIFS PERMETTANT D'IDENTIFIER LES MODES DE FISSURATION	189
TABLE 45. IDENTIFICATION DE LA CHALEUR D'HYDRATATION EN FONCTION DES EFFETS DE LA TEMPERATURE ET DE L'HYDRATATION SUR LA CAPACITE THERMIQUE	II
TABLE 46. IDENTIFICATION DE L'AFFINITE CHIMIQUE EN FONCTION DES EFFETS DE LA TEMPERATURE ET DE L'HYDRATATION SUR LA CAPACITE THERMIQUE.....	III

Résumé : Cette thèse porte sur le vieillissement des grands ouvrages en béton armé et précontraint dotés d'une fonction de confinement comme les bâtiments réacteurs des centrales nucléaires. Elle vise en particulier l'analyse probabiliste de l'évolution de leurs états de fissuration et de perméabilité dans le temps sous chargements Thermo-Hydro-Mécaniques (THM) simultanés et variables. L'étanchéité de telles structures est due à la faible perméabilité du béton mais reste conditionnée surtout par la maîtrise de la fissuration. Or, l'évolution de la perméabilité, l'apparition des fissures et leur propagation dépendent fortement de plusieurs aléas (les conditions de mise en œuvre, la variabilité spatio-temporelle des propriétés du béton et des chargements THM subis par la structure, etc.). Ainsi, la prise en compte de ces aléas dans les modèles numériques de vieillissement est une nécessité afin de permettre une meilleure évaluation de la performance de la structure dans son état présent et, surtout, permettre une prévision plus précise et plus fiable de son état futur. Pour y parvenir, cette thèse propose une stratégie globale de modélisation stochastique Thermo-Hydro-Mécanique avec post-traitement de la Fuite (THM-F), à l'échelle de Volumes Structurels Représentatifs, adaptée à la complexité du problème traité, au nombre important de paramètres THM-F intervenant dans les calculs et à son coût numérique. En particulier, les points suivants sont traités :

- **Modélisation du vieillissement tenant compte des effets de jeune âge :** La modélisation des phénomènes de vieillissement est basée sur un modèle THM-F chaîné. En particulier, la modélisation proposée de la fissuration repose sur le couplage des lois d'échelle énergétique et des champs aléatoires autocorrélés selon une formulation locale, régularisée et vieillissante de l'endommagement. Cela permet une meilleure évaluation du risque de fissuration tant d'un point de vue qualitatif que quantitatif. Par conséquent, la prévision de l'étanchéité est aussi améliorée.
- **Identification des paramètres THM-F les plus influents :** En appliquant une méthode d'analyse de sensibilité de type OFAT (*One-Factor-At-a-Time*) au modèle THM-F retenu, l'effet de la variabilité des différents paramètres en entrée sur la réponse numérique est quantifié. Cela permet de hiérarchiser les effets et de classer les paramètres selon leur importance vis-à-vis du vieillissement (particulièrement en termes de fissuration et d'étanchéité).
- **Analyse de la propagation d'incertitudes THM-F :** Des méthodes basées sur les surfaces de réponse (plans d'expérience adaptatifs, chaos polynomiaux) sont proposées pour construire des méta-modèles THM-F et analyser la propagation d'incertitudes moyennant un coût et une précision raisonnables. Etant donné la nature explicite des méta-modèles, la méthode de Monte Carlo est directement appliquée pour accéder à des fonctions de répartition, des indicateurs de sensibilité globaux et des analyses de fiabilité.

L'applicabilité du modèle stochastique THM-F proposé aux grands ouvrages de confinement en béton armé et précontraint est évaluée en se basant sur la maquette VeRCoRs (enceinte de confinement à l'échelle 1 :3) selon des critères de représentativité physique du comportement et des mesures d'incertitudes simulés et de coût numérique.

Abstract: Concrete is a heterogeneous, multiphase and ageing material. Consequently, its properties show intrinsically spatiotemporal variations. For large reinforced and prestressed concrete structures such as Nuclear Containment Buildings (NCB), these variations directly affect the kinetic of their ageing process in terms of cracking, drying, creep and tightness. They also lead, within the structure's volume, to a non-negligible spatial heterogeneity of the concrete's behavior to the applied Thermo-Hydro-Mechanical (THM) loads during the operational lifespan. Consequently, the introduction of such variations in numerical models is a mandatory step to enhance the assessment of these structures' present behavior and the accuracy of predictive analyses of their future one. With that aim in view, the thesis suggests a global coupling strategy of THM-L models (Thermo-Hydro-Mechanical with Leakage estimation) and non-intrusive stochastic approaches adapted for the strongly non-linear and time consuming simulations of ageing phenomena and the large number of inputs they require. Applied to the VeRCoRs mock-up (1:3 scaled containment building) at the scale of Representative Structural Volumes (RSV), this thesis addresses the following issues:

- **RSV-based modeling of concrete ageing from the early age phase:** The modeling of concrete's ageing is based on a staggered Thermo-Hydro-Mechanical with Leakage evaluation (THM-L) strategy. In particular, concrete cracking is modeled according to a Stochastic Size Effect Law (SSEL) and a regularized, local, ageing and damage-based constitutive model. The spatial heterogeneity of the concrete's properties (mainly the Young's modulus) is described using Random Fields (RF). This leads to a better description of concrete cracking both qualitatively and quantitatively. Accordingly, the modeling of the structural tightness is also improved.
- **Most influential THM-L parameters:** Using a 1st order sensitivity analysis strategy (One-Factor-At-a-Time OFAT perturbation method), the relative effect of the THM-F parameters on the computed behavior is quantified. The obtained results show a hierarchized list of the most influential parameters and their associated physical phenomena. A selection is then achieved to keep relevant parameters only for uncertainty propagation step and higher-order sensitivity analyses throughout the THM-L coupling path.
- **Uncertainties propagation through THM-L calculation steps:** Surface Response Methods (SRM) are used to define the associated RSV-based THM-L meta-models. For the stochastic modeling of concrete's cracking an original Adaptive-SRM-based algorithm is suggested. Whereas for continuous THM-L quantities, a Polynomial Chaos based strategy is retained. Finally, as the meta-models are explicit within a defined and bounded domain, crude Monte Carlo Method is applied, at low cost, aiming at the CDFs and the reliability analysis of the considered variables of interest.

Eventually, the suggested SFEM shall lead operators to a better quantification of uncertainties related to the behavior of their strategic civil engineering structures. This remains a crucial step towards the enhancement of durability assessment and repair/maintenance operations planning.