

Application à une structure de grande dimension

Introduction

Dans le chapitre précédent, le modèle a pu être validé à l'échelle de structures de laboratoire par la modélisation des résultats d'une étude expérimentale issue de [Ohno et al., 1989]. Le modèle a permis de modéliser les modifications de comportement mécanique induites par la RAG, et en particulier, l'anisotropie induite par les différentes quantités d'armatures, à la fois en termes de déformations et d'endommagements induits. De plus, la dépendance faible de la formulation à la taille des mailles a été testée et validée par le biais d'une étude paramétrique. A l'issue de ces validations à l'échelle du laboratoire, le modèle peut être utilisé pour l'analyse d'un ouvrage de grande dimension.

La structure choisie est représentative d'une enceinte interne d'un réacteur de centrale nucléaire. La structure, présente une symétrie de révolution, ce qui permettra de se limiter à une portion angulaire de celle-ci. La structure est en béton armé et précontraint. A la demande d'EDF, seules les densités d'armatures passives ont été homogénéisées, les câbles étant maillés, leur comportement est modélisé selon une loi de comportement déjà validée par EDF dans [Code_Aster, 2017].

L'ouvrage est bien entendu supposé réactif, mais les modélisations seront également réalisées pour un béton non réactif afin de quantifier l'impact de la RGI par analyse comparative entre les deux configurations de calcul. Afin de réaliser cette analyse dans un contexte aussi réaliste que possible, nous supposerons que l'enceinte de confinement a 30 ans et que des données expérimentales sont disponibles depuis sa construction, ce qui est usuel dans le domaine nucléaire. Cette première phase permettra de mettre au point la méthode de calage du modèle à partir de mesures in-situ. Une fois cette étape réalisée, l'analyse est poursuivie pour simuler l'évolution de l'enceinte jusqu'à un âge de 60 ans, ce qui correspond à une prédiction de son état durant les 30 années suivantes.

Une fois la méthodologie d'obtention des paramètres formalisée, une analyse paramétrique est conduite en supposant une incertitude sur l'amplitude du gonflement final et sa cinétique.

I. Présentation de l'étude

I.1. Présentation de l'ouvrage

I.1.1. Généralités

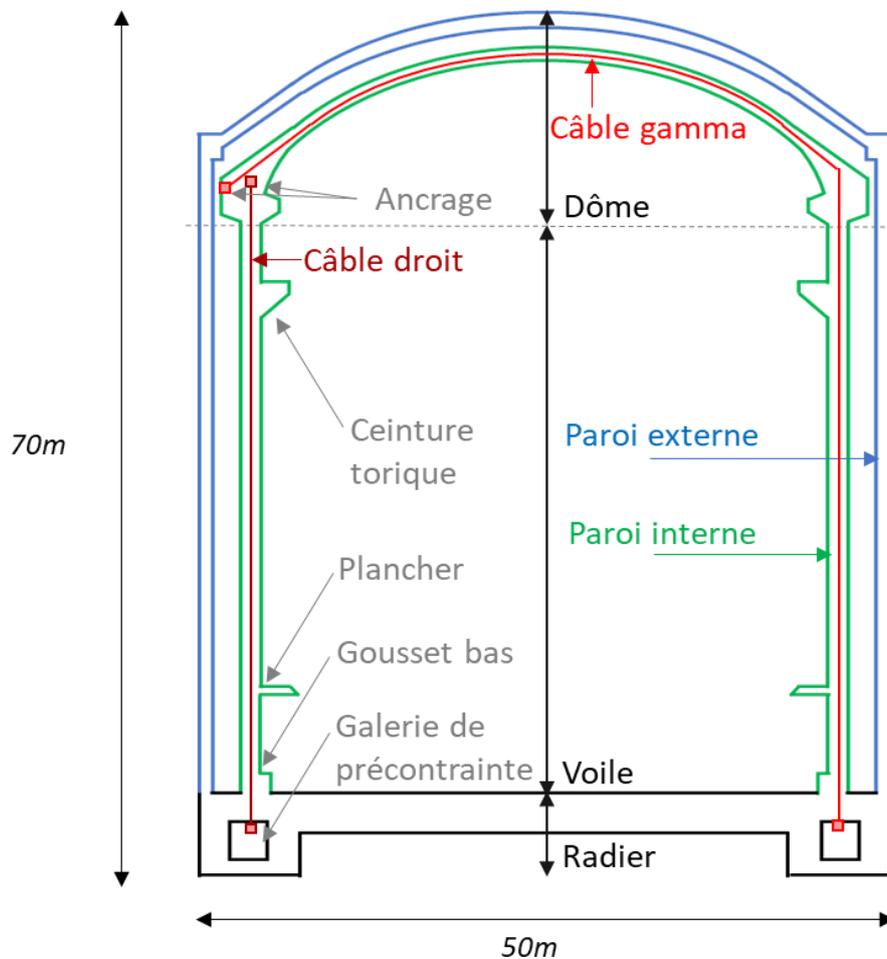


Figure I-1 Schéma d'un réacteur de centrale nucléaire

L'ouvrage étudié dans cette partie est une structure massive de type enceinte de réacteur d'une centrale nucléaire. Ce type d'ouvrage est généralement composé d'une double paroi reposant sur un radier, supportant diverses installations internes.

L'ensemble de la structure est en béton armé, avec une précontrainte verticale et une autre orthoradiale, dans le voile et le dôme de l'enceinte interne. Afin d'assurer la mise en place de la précontrainte verticale, le radier comporte en sa périphérie une galerie permettant la mise en

tension des câbles verticaux. Le schéma de la structure complète est présenté en Figure I-1. Seules les évolutions comportementales de la paroi interne (voile et dôme précontraint) et du radier seront étudiées.

Supposons que différents capteurs de déformation et de température aient été mis en place lors du coulage du radier et des voiles afin d'en assurer le suivi thermomécanique, et qu'une dizaine d'années après la fin de sa construction, les capteurs présents au niveau du radier et du gousset bas de l'enceinte interne montrent une expansion du béton contrastant avec les déformations de retrait et de fluage obtenues jusqu'alors, et que des études menées sur carottage aient attesté d'une réactivité de l'ouvrage, par exemple liée à la réaction sulfatique interne (RSI).

I.1.2. Réactivité du béton

La RSI est généralement la conséquence d'un échauffement excessif au jeune âge. Si la température excède environ 65°C, l'ettringite primaire issue de l'hydratation du clinker peut se dissoudre. Lorsque la température sera revenue à sa valeur ambiante, à condition toutefois que l'humidité soit suffisante, cette ettringite pourra se reformer, justifiant sa dénomination de différée [Godart and Divet, 2009]. Concernant l'influence de l'humidité sur les conditions de précipitation, [Graf and Johansen, 2007] estiment que le seuil minimal d'humidité nécessaire à la RSI est de 90 %. La précipitation est également impactée par la lixiviation des alcalins, et donc par la taille des échantillons qui, du fait des vitesses de diffusion de l'eau et des alcalins, modifie l'uniformité et le type de conditions de conservation humide, laissant penser que le seuil en humidité serait en réalité dépendant des vitesses d'échanges hydrique et ionique entre le cœur et la surface des éléments [Al Shamaa et al., 2015].

Bien que cette réaction soit assez complexe à modéliser, différents auteurs ont pu décrire les étapes clés de façon succincte afin d'évaluer la quantité d'ettringite différée formée [Baghdadi, 2008] [Brunetaud, 2005], [Salgues, 2013], [Sellier and Multon, 2018], [Thiebaut, 2018]. Ces mêmes auteurs ont pu noter que les modèles de pression développés dans le cadre de la RAG pouvaient être étendu à la RSI et inversement. En effet, ces deux pathologies conduisent à la formation de nouvelles phases dans la porosité du béton, et mènent toutes deux au développement d'une pression de gonflement interne dans une matrice déjà durcie. Les phénomènes induits par la création de cette nouvelle phase (déplacement des produits, expansion) résultent de la même mécanique microscopique et peuvent donc être décrits par un formalisme poromécanique similaire.

Ainsi, et de la même façon que la RAG, les gonflements de RSI mènent à des endommagements de la matrice et à des réductions des performances mécaniques. La réduction de la résistance à la compression est plus limitée que celle du module d'Young [Pichelin et al., 2020] [Al Shamaa et al., 2014]. Les valeurs de réduction obtenues par ces auteurs sont mises en parallèle des données de réductions mesurées sur des bétons réactifs à la RAG (cf. Chapitre 1). Les réductions du module d'Young sont résumées en Figure I-2-a et celles de la résistance à la compression en Figure I-2-b, avec en bleu, les données propres à la RAG et en rouge, les données propres à la RSI.

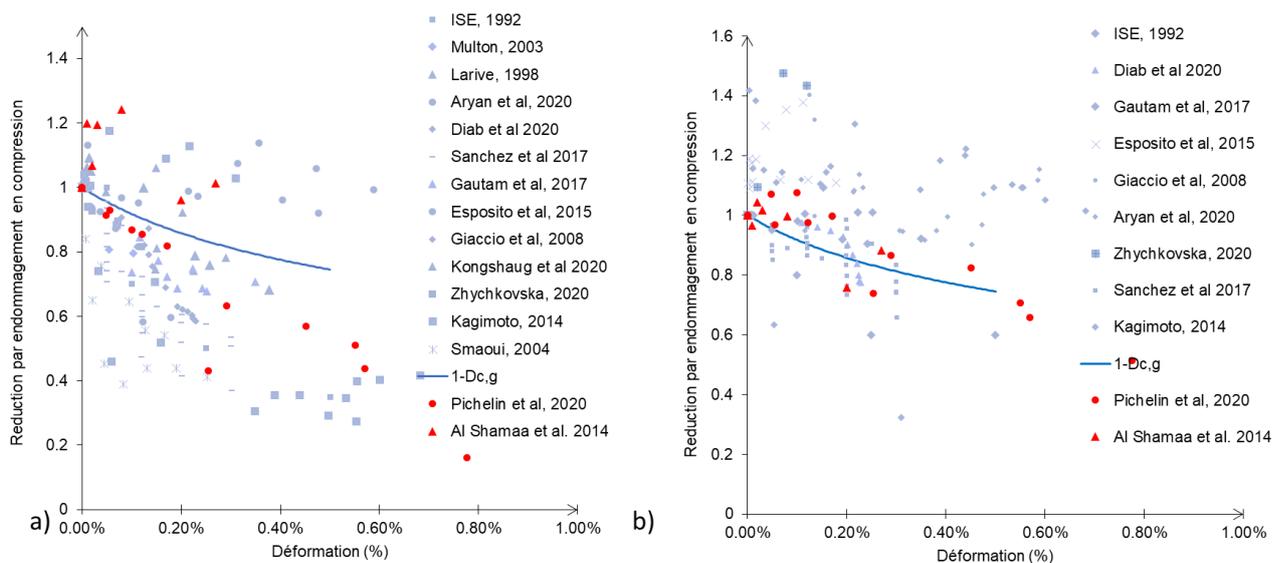


Figure I-2 Réduction des caractéristiques mécaniques par la RSI [Pichelin et al, 2020] [Al Shamaa et al., 2014] vs données de réduction mesurée sur des bétons réactifs à la RAG (Chapitre bibliographique), a) Module d'Young, b) Résistance en compression

Compte tenu des similarités de comportements pour la RAG et la RSI, l'analyse menée dans notre étude utilisera le terme général de RGI (Réaction de Gonflement Interne), sans préciser s'il s'agit d'une RAG ou d'une RSI. Le seuil de saturation minimal $S_r^{th,RGI}$, en deçà duquel l'expansion est considérée comme nulle (Equation I-35, Chapitre II) sera pris égal, à 90 %, seuil le plus restrictif pour une RGI de type RSI ([Graf and Johansen, 2007]).

I.2. Paramètres pour l'étude numérique

I.2.1. Maillage

I.2.1.1. Dispositions spécifiques induites par les câbles de précontrainte

L'ouvrage étant cylindrique, il a été choisi de ne modéliser ici qu'une portion angulaire de la structure. Dans cet ouvrage, la précontrainte verticale est assurée par des câbles de type droits et de type gamma (cf. Figure I-1), que l'on considère espacés d'une distance e_{pv} comme illustré sur la Figure I-3. Le nombre de câbles gamma étant deux fois supérieur à celui des câbles droits, il a été choisi de modéliser un secteur angulaire représentatif de l'ouvrage, c'est-à-dire contenant un câble droit et deux câbles gamma, soit une longueur développée de trois fois l'espacement entre câbles verticaux e_{pv} (Figure I-3).

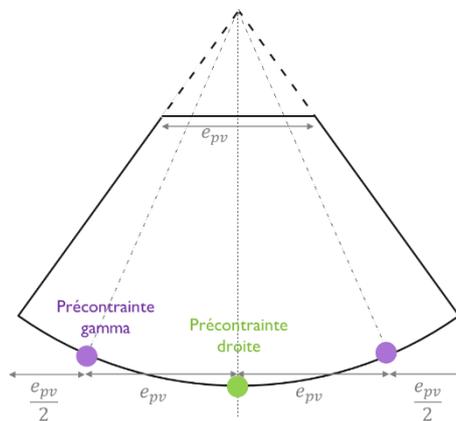


Figure I-3 Schéma représentatif pour la définition du maillage dans le plan X-Y

Afin d'éviter les problèmes de singularités induites par la modélisation incomplète, la zone proche de l'axe de symétrie est tronquée dès que la longueur d'arc devient inférieure à e_{pv} (Figure I-3).

Le maillage ainsi obtenu est relativement modeste en termes de nombres d'éléments (4048) sans pour autant nuire au réalisme d'une structure de grande dimension. Ce maillage est présenté sur la Figure I-4.

La précontrainte du dôme est assurée par les câbles gamma, ancrés d'une part dans la galerie de précontrainte du radier, comme les câbles droits, et d'autre part dans la couronne du côté opposé du dôme (Figure I-1). Afin d'assurer l'ancrage, la surface intérieure du dôme est

soumise à une relation cinématique imposant simplement à la section de troncature de rester droite (Figure I-4-c).

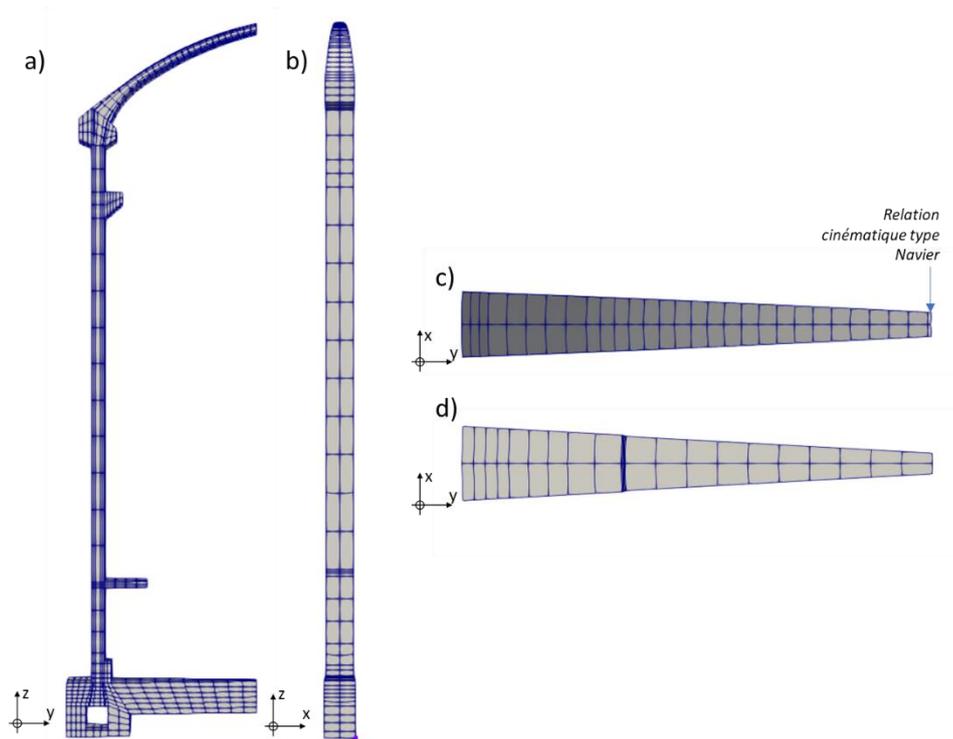


Figure I-4 Maillage, a) Vue orthoradiale, b) Vue radiale, c) Vue d'en haut, d) Vue d'en bas

I.2.2. Armatures

Trois zones sont considérées sur le maillage : le dôme, le voile et le radier. Il a été décidé par EDF de n'homogénéiser que les aciers passifs, et de modéliser les câbles de précontraintes par des segments 2D décrits dans le logiciel Code_Aster [EDF R&D, 2018] par la notice [Code_Aster, 2017].

I.2.2.1. Précontrainte

Sur le secteur angulaire représentatif, seuls trois câbles verticaux sont à considérer : deux câbles gamma de part et d'autre d'un câble droit central. Les câbles gamma étant ordonnés à l'image d'un treillis dans le dôme, la modélisation prend en compte le retour des autres câbles gamma, orthogonaux aux deux câbles gamma modélisés complètement. Enfin, concernant la précontrainte horizontale, l'ensemble des câbles est considéré. Le maillage de ces différents câbles est présenté en Figure I-5-a.

La mise en tension des câbles étant généralement faite de façon progressive sur chantier, il en est de même pour notre modélisation numérique. Les dates de mise en précontrainte sont idéalisées : en une seule journée, le câble droit est mis en tension ; les câbles horizontaux sont tendus ensuite progressivement sur une durée de 65 jours ; et une fois ces derniers tendus, les câbles gamma sont à leur tour mis en tension sur une durée de 45 jours. Le calendrier de mise en tension est récapitulé sur la Figure I-5-b.

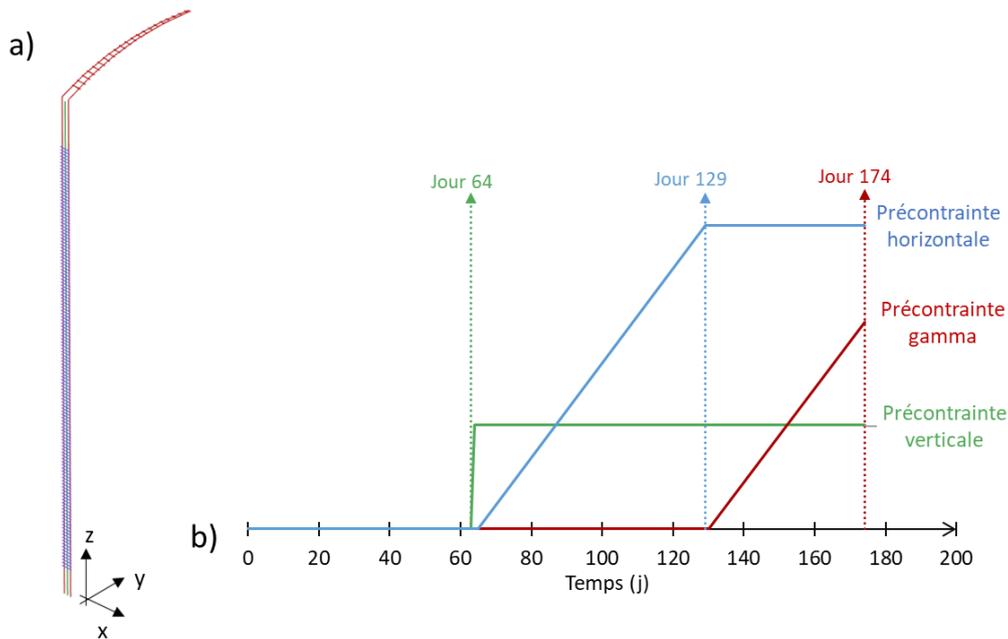


Figure I-5 Précontrainte, a) Maillage des câbles considéré, b) Chronologie des mises en tension

1.2.2.2. Armatures passives

Le dôme est armé par des aciers dans trois directions orthogonales (\vec{x} , \vec{y}' , \vec{z}'). Le radier possède, en plus de celles-ci, des aciers de type cerce (x) et d'autres de type rayonnant (y). Le voile possède des cerces horizontales (x), des armatures transversales (y), et des armatures verticales (z).

Au niveau du voile, les ratios volumiques d'armatures horizontale et verticale sont supposés être de 0,2 %, et 0,1 % pour les armatures transversales. Le même ordre de grandeur a été utilisé pour les densités d'armature dans le dôme (0,2 % parallèles aux bords libres, 0,1 % en transversal). Pour ce qui est du radier, cinq densités d'armatures passives y sont considérées : horizontale, transversale, verticale, radiale et orthoradiale. Les densités horizontales et transversales sont prises égales à 0,5 %, les verticales et rayonnantes à 1 %. Les orientations

sont, quant à elles, données via des champs de vecteur dont les composantes sont calculées en base fixe comme indiqué en Annexe 2.

Afin d'illustrer ces différentes données, les densités d'armatures considérées sont tracées sur le maillage, celles-ci sont représentées pour les directions \vec{x} , \vec{y} , \vec{z} ainsi que pour les directions orthoradiale et radiale en Figure I-6.

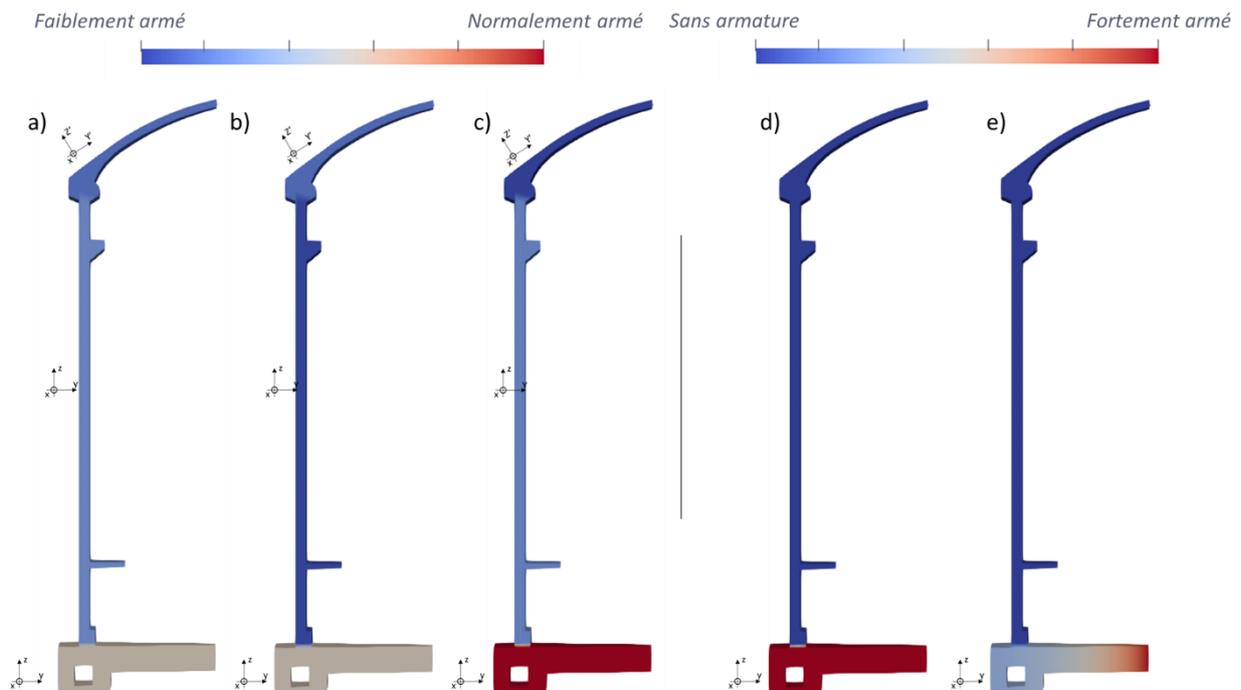


Figure I-6 Champs des ratios volumiques d'armature pour différentes directions a) Direction x, b) Direction y, c) Direction z, d) Direction orthoradiale, e) Direction radiale

1.2.3. Caractéristiques des matériaux

1.2.3.1. Béton

Les caractéristiques d'un béton âgé d'un an et représentatif d'une enceinte de confinement sont utilisées pour cette étude et présentées dans le Tableau 15. La valeur de la résistance à la traction ainsi que celle du module d'Young sont évaluées à partir de la résistance à la compression proposée par EDF et des formules de l'Eurocode 2. Les autres valeurs sont également représentatives et ont aussi été fournies par EDF.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Résistance à la compression	Rc	53.4	MPa
Module d'Young	E	36365	MPa
Résistance à la traction	Rt	3.82	MPa
Porosité	ϕ	0.134	%
Coefficient de Poisson	ν	0.21	
Coefficient de dilatation	α	1.00E-05	K ⁻¹
Quantité d'eau	e	178.5	L
Quantité de ciment	c	350	Kg

Tableau 15 Caractéristiques mécaniques principales et données de formulation

1.2.3.2. Acier et précontrainte initiale

Les caractéristiques mécaniques propres aux aciers passifs et de précontrainte sont également représentatives de tels ouvrages, elles sont données dans le Tableau 16. Les contraintes verticales et orthoradiales dans le béton, juste après la mise en précontrainte, sont également représentatives et sont données dans le Tableau 16.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Limite d'élasticité des aciers passifs	$f_{y_{ac, passif}}$	400	MPa
Module d'Young des aciers passifs	$E_{ac, passif}$	200 000	MPa
Module d'Young des aciers de précontrainte	$E_{ac, précontraint}$	190 000	MPa
Précontrainte verticale	$\sigma_{vertical}$	7.9	MPa
Précontrainte horizontale	$\sigma_{horizontal}$	11.6	MPa

Tableau 16 Caractéristiques principales des armatures et de la précontrainte initiale du béton

1.3. Méthodologie de l'étude

Dans cette étude, et comme dit précédemment, les armatures passives sont homogénéisées avec le comportement du béton dans les éléments volumiques, alors que les câbles de précontrainte, à la demande d'EDF, sont maillés avec des segments et modélisés avec leurs propres lois de comportement. Les modèles sont superposés (mêmes champs de déplacements nodaux et

additivité des forces nodales pour obtenir les forces totales) afin de rendre compte de l'état de la structure étudiée.

Le processus de calage des paramètres est itératif. Il démarre par une modélisation simplifiée des zones de l'enceinte où l'état de contrainte et de déformation est relativement homogène et généralement mesuré. Dans un second temps, le maillage complet est utilisé et les prédictions de déformations basées sur le premier calage fournissent des résultats que l'on peut confronter à l'expérience. Si des écarts subsistent les paramètres de calage sont affinés.

Le but de cette étude étant de permettre l'analyse de l'état d'une structure réactive, il ne s'agit pas uniquement de reproduire les déplacements, mais aussi d'obtenir des états d'endommagements comparables aux fissurations relevées in-situ, confirmant par la même le réalisme de l'état de contrainte.

I.3.1. Evaluation des paramètres du béton

Au sein d'un béton sain (non réactif), la non linéarité du comportement mécanique est induite par la coexistence de différents phénomènes physiques (hydratation, mécanique, séchage et déformations thermiques). La considération d'un gonflement de RGI vient compléter ce panel de phénomènes à court et à long terme.

Au jeune âge, les phénomènes de retrait et d'auto-dessiccation accompagnent la phase d'hydratation et, dans le cas du béton fortement armé, induisent la mise en tension du béton et la sollicitation des aciers en compression. Des fissurations peuvent ainsi résulter de tel phénomène, et l'eau présente au voisinage de ces structures peut alors y pénétrer plus facilement et induire une accélération des RGI. Selon l'état de la structure, le développement d'une pression hydrostatique additionnelle dans ces premières fissures pourrait même conduire à des instabilités structurelles. Ainsi, selon les conditions limites (mécanique et thermo-hydrique) et le type d'ouvrage (caractéristiques mécaniques, quantités d'armatures, conditions limites), les phénomènes de dessiccation peuvent conduire à des états de contrainte et d'endommagement très variables et par conséquent à des initiations de gonflement tout aussi spécifiques. La prise en compte de la totalité des phénomènes de déformations différées susceptibles d'endommager la structure est donc nécessaire, confortant par là même les nombreux travaux de recherche menés à ce sujet [Benboudjema and Torrenti, 2008].

Enfin, l'évolution du gonflement étant fortement dépendante de l'état de contrainte, le comportement à long terme du béton va impacter cette évolution. Les phénomènes de fluage propre sont donc aussi à considérer. Ainsi, dans cette étape de précalage des paramètres « matériau » du béton, les phénomènes de retrait et de fluage sont pris en compte.

De plus, dans cette première approche, les câbles de précontrainte ne sont pas encore modélisés, mais considérés via l'application de contraintes constantes dans le temps (comme dans un essai de fluage). Les contraintes sont appliquées dans les directions horizontale et verticale aux valeurs proposées par EDF (Tableau 16). Ainsi, dans cette étape de « précalage », seule la loi de comportement du béton armé homogénéisé est utilisée. On peut, alors, par commodité n'utiliser qu'un seul élément fini. L'organigramme et les conditions de calage des paramètres du béton est présenté en Figure I-7.

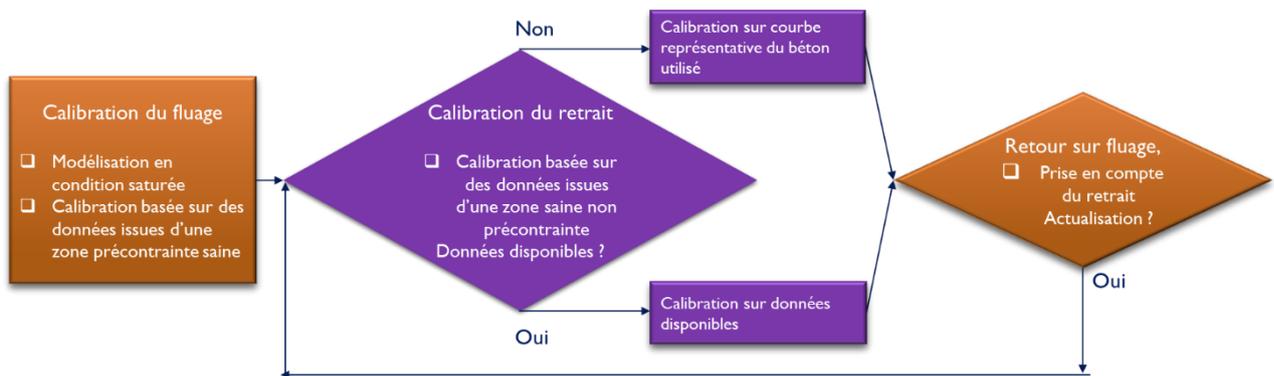


Figure I-7 Organigramme de calage pour le béton avec considération du fluage, du retrait et des RGI

Le calage débute par les paramètres de fluage propre, en conditions supposées saturées. Les paramètres sont évalués par comparaison des courbes théoriques avec des données expérimentales mesurées dans une zone saine précontrainte. La procédure est itérée jusqu'à obtenir une bonne corrélation entre les deux courbes.

Les paramètres contrôlant le retrait sont ensuite évalués. Afin de simuler ce phénomène, l'évolution des conditions hydriques doit être considérée. Si les données relatives à ces conditions ne sont pas renseignées, il s'agit en première approximation d'évaluer la quantité d'eau en fin d'hydratation par des formules empiriques. Pour un béton à base de clinker, le degré d'hydratation maximal peut par exemple être évalué en fonction du ratio e/c à partir de la formule proposée par [Waller, 1999] :

$$\alpha = 1 - e^{-3.3 \frac{e}{c}} \quad (\text{I-1})$$

Dans notre exemple, un e/c déduit du tableau 1 permet d'estimer un $\alpha = 0,814$. La quantité d'eau consommée pour cette hydratation est évaluée en considérant qu'une hydratation complète utiliserait un e/c de 0,22 [Röbller and Odler, 1985] :

$$W_{Restant} = \left(\frac{e}{c}\right) \cdot c \cdot (1 - 0.22 \alpha) = 115.8 \frac{l}{m^3} \quad (\text{I-2})$$

Enfin, en considérant ϕ la porosité (Tableau 15), la saturation en fin d'hydratation est telle que :

$$Sr = \frac{W_{Restant}}{\phi} \sim 0.9 \quad (\text{I-3})$$

Il a par conséquent été choisi de considérer une désaturation jusqu'à 90 %.

Pour ce calage, l'étude est alors conduite pour une durée représentative de la phase de retrait endogène.

A l'issue de cette étape, l'étude sur le fluage est relancée en prenant en compte l'évolution de la saturation et le retrait. Les paramètres de fluage nécessitant alors un léger réajustement, quelques itérations entre la modélisation du retrait endogène et celle du fluage propre sont préconisées jusqu'à la stabilisation de leur paramétrage.

Notons que le précalage des paramètres de RGI n'est pas fait à ce stade. En effet, et comme expliqué dans le chapitre bibliographique (Chapitre 1), les gonflements induits par ces réactions sont fortement dépendants de la quantité d'eau ainsi que de l'état de contrainte de la matrice de béton dans lesquels ils évoluent. Ainsi, le calage de la RGI ne pourra se faire que sur le maillage représentatif de l'ouvrage, seule façon de bénéficier de champs de contraintes et d'humidité réalistes.

I.3.2. Evaluation des paramètres de précontrainte

I.3.2.1. Modèle de câble de précontrainte de Code_Aster

Rappelons que pour cette étude, les câbles de précontrainte ont été maillé et modélisé par le modèle « DEFI_CABLE_BP » [Code_Aster, 2017] implémenté dans le logiciel Code_Aster [EDF R&D, 2018]. Cette implémentation permet de prendre en compte la contribution des câbles de précontrainte (basés sur des segments 2D) noyés dans une matrice de béton 3D. Elle assure notamment une cinématique des nœuds des segments 2D interpolée sur les déplacements des nœuds des éléments 3D, sans que ceux-ci n'aient besoin d'être au même endroit. La loi de comportement de l'acier de précontrainte est « BPEL_ACIER », le modèle EF est alors capable de considérer la relaxation du câble, mais aussi les possibles pertes par frottements et glissements entre l'acier et le béton.

Après avoir évalué le profil de tension le long du câble, cette tension est assimilée à un chargement pouvant être pris en compte de façon initiale ou retardée. Différentes familles de câbles peuvent être considérées et peuvent être mises en tension de façons simultanée ou successive. La validation de ce modèle est disponible dans [Code_Aster, 2017].

Dans notre étude, nous disposons des contraintes verticales et horizontales estimées par EDF, ces contraintes sont supposées avoir été mesurées juste après la période initiale de relaxation rapide des câbles ; par conséquent les pertes par relaxation de l'acier sont négligées, et seules les pertes de précontrainte induites par les déformations du béton sont considérées.

I.3.2.2. Calage des tensions initiales

Les tensions initiales à appliquer aux câbles sont déterminées par méthode inverse : elles sont ajustées de façon à obtenir dans le voile les valeurs des précontraintes estimées représentatives pour EDF (Tableau 16). Pour cette partie d'étude, un élément fini unique est simulé. Il a la même épaisseur que le voile, une hauteur égale à la distance entre deux câbles horizontaux et une longueur égale à l'espacement entre 3 câbles verticaux. Les câbles de précontrainte y sont positionnés de la même façon que dans le voile, soit centré pour le câble horizontal et décentrés pour les câbles verticaux. Le détail de la géométrie du maillage utilisé ainsi que de la position des câbles est présenté en Figure I-8.

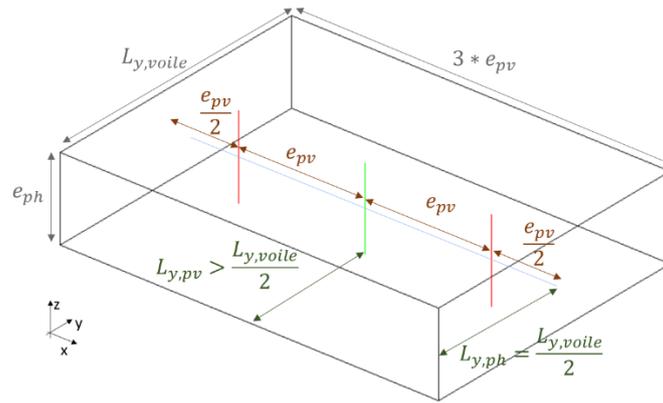


Figure I-8 Détail de la géométrie du maillage élémentaire utilisé pour l'évaluation de la précontrainte

I.4. Utilisation des mesures in-situ

I.4.1. Points de suivi

Dans l'ouvrage simulé ici, des thermomètres et extensomètres sont supposés avoir été mis en place lors du coulage à différents endroits de la structure. Seuls certains capteurs sont considérés pour le calage des paramètres du modèle, en particulier ceux situés en zone sèche précontrainte pour le calage du fluage, et ceux situés en zone humide non précontrainte pour le calage du retrait et de la RGI. Pour le fluage du voile précontraint, les capteurs considérés sont supposés être situés à sa mi-hauteur (Figure I-9-a). Ces capteurs fournissent l'évolution thermique ainsi que les déformations orthoradiale (\vec{x}) et verticale (\vec{z}).

Concernant le radier, supposé dans un état hydrique suffisant pour permettre une RGI, des capteurs placés en fibre supérieure et en fibre inférieure fournissent les températures et les déformations. Ces capteurs sont par la suite référencés respectivement par les indices r et i (Figure I-9-b).

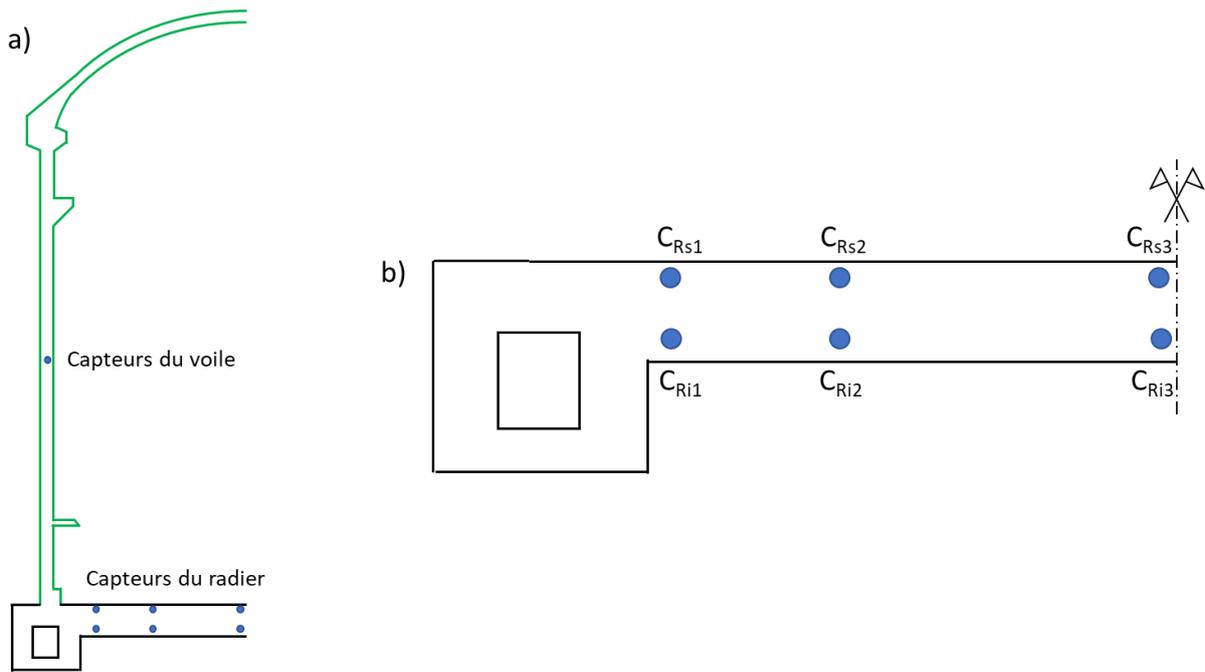


Figure I-9 a) Indication des positions des capteurs, b) Zoom sur les capteurs du radier

I.4.2. Méthode d'exploitation des mesures

Les données fournies par EDF à titre d'exemple sont des mesures de déformations brutes. Il s'agit en un premier temps de les corriger de la déformation initiale $\varepsilon_{brute,0}$ ainsi que de la déformation thermique du capteur. En considérant le coefficient de dilatation des capteurs α_c , et en indiquant par 0 les paramètres relatifs à la date de première mesure, la déformation exploitable sera celle corrigée par la formule suivante :

$$\varepsilon_{réelle} = (\varepsilon_{brute} - \varepsilon_{brute,0}) + \alpha_c(\theta - \theta_0) \quad (I-4)$$

Avec α_c égal à $11,5e^{-6} K^{-1}$

I.4.2.1. Traitement de l'incomplétude des données en déformation au jeune âge

Le radier étant la première partie de la structure à être mise en place, son suivi est supposé indisponible pendant les premiers mois, générant une incertitude sur la déformation réelle du béton, en particulier son retrait endogène. En effet, dans le jeu de données fourni par EDF, la

date de fin de coulage du dôme, ainsi que la date de fin de mise en précontrainte du voile, sont toutes deux postérieures à la date de première mesure de déformation du radier.

Le retrait étant à l'origine de déformations empêchées par la cage d'armatures ou par les conditions aux limites, il est nécessaire de le considérer afin d'avoir un état de contrainte réaliste. Il a par conséquent été choisi d'utiliser une courbe de retrait endogène issue d'un béton similaire réalisé lors du projet ANR Macena et étudié par [Chhun, 2017]. Le retrait d'un béton semblable y est étudié sous différentes conditions (thermique et mécanique), et les données relatives à un retrait endogène à 20°C permettent de compléter les données manquantes au jeune âge. Les données expérimentales du radier au niveau des points stabilisés sont chaînées avec les effets structuraux de la courbe du retrait endogène du béton Macena. Afin d'étudier les faisceaux et comportements locaux particuliers, les tendances obtenues par les différents capteurs ne sont pas moyennées et ce chaînage est fait pour l'ensemble d'entre eux. L'illustration du chaînage pour la déformation orthoradiale est présentée en Figure I-10.

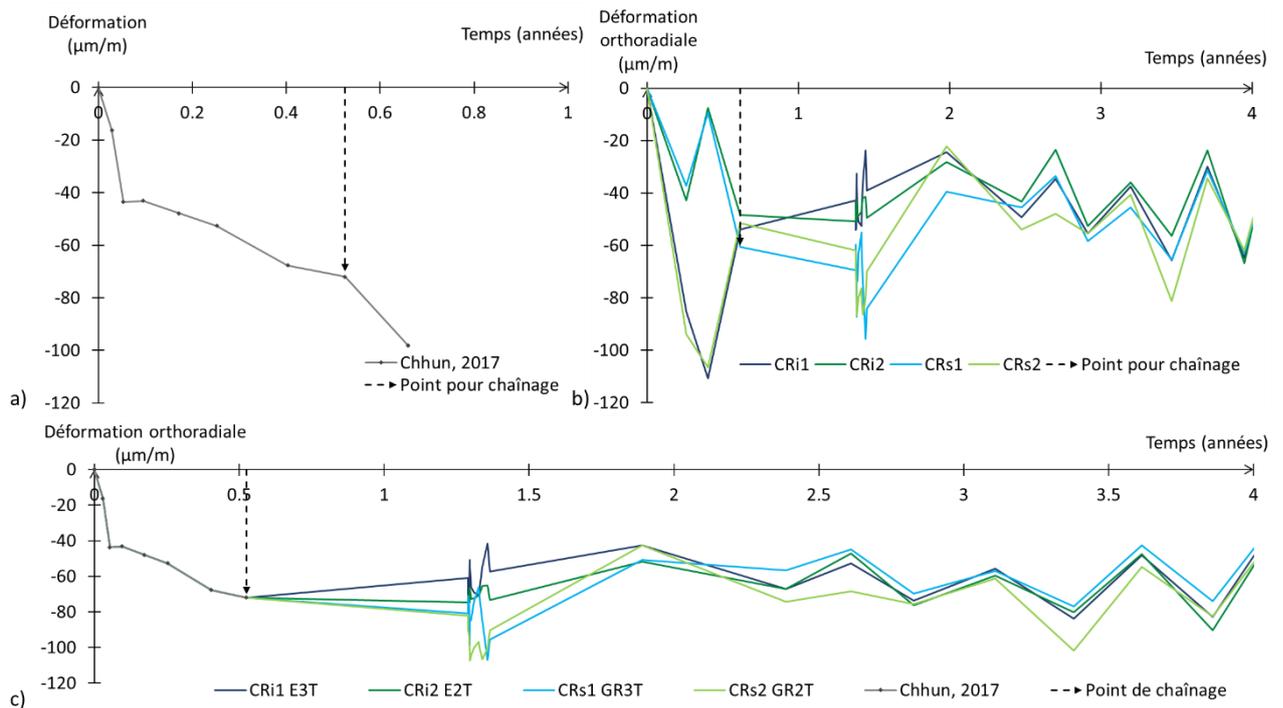


Figure I-10 Illustration du chaînage pour le cas des déformations orthoradiales du radier, a) Retrait endogène du béton Macena, b) Déformations mesurées du radier, c) Prise en compte du retrait endogène Macena pour améliorer le réalisme de la courbe de déformation des capteurs du radier

Comme énoncé lors de la présentation de la méthodologie de l'étude de cet ouvrage (I.3.1), les données relatives au voile vont permettre d'évaluer les paramètres de fluage du béton. De la même façon que pour le radier, la date de première mesure est antérieure à la date de fin de mise en précontrainte et postérieure à la date de coulage. Comme le calage du fluage nécessite les déformations à long terme, les déformations expérimentales et numériques utilisées pour le calage du fluage propre seront corrigées des déformations élastiques de mise en précontrainte et les déformations antérieures à la mise en précontrainte sont ignorées :

$$\varepsilon_{\text{corrigé}} = \varepsilon_{\text{réelle}} - \varepsilon_{\text{el}} \quad \text{si} \quad \varepsilon_{\text{réelle}} \geq \varepsilon_{\text{el}} \quad (\text{I-5})$$

Les déformations élastiques liées à la mise en précontrainte sont évaluées dans les deux directions (orthoradiale et verticale) à partir de la valeur de la précontrainte fournie par EDF (Tableau 16), du module d'Young et du coefficient de Poisson du béton (Tableau 15) tel que :

$$\varepsilon_{\text{el,v}} = \frac{\sigma_{\text{Vertical}}}{E_{be}} - \nu \frac{\sigma_{\text{Horizontal}}}{E_{be}} = 150 \mu\text{m} \quad (\text{I-6})$$

$$\varepsilon_{\text{el,H}} = \frac{\sigma_{\text{Horizontal}}}{E_{be}} - \nu \frac{\sigma_{\text{Vertical}}}{E_{be}} = 275 \mu\text{m} \quad (\text{I-7})$$

Les tendances maximales et minimales de ces données corrigées sont par suite utilisées pour obtenir un faisceau de courbes expérimentales de fluage.

I.4.3. Températures

Les températures ont été relevées sur chaque capteur du voile et du radier (Figure I-9). Les tendances entre capteurs étant très similaires, la température est moyennée par zone.

Par suite et afin d'assurer la même évolution thermique que in situ, ces variations sont imposées sur le volume de la superstructure et sur celui du radier, avec une jonction linéaire entre les deux champs au niveau du gousset bas. Notons qu'à ce stade, notre but étant de prédire le comportement à 60 ans de l'enceinte de confinement à partir des mesures sur les 30 premières années, nous répéterons la partie stabilisée du cycle thermique observé sur les 30 premières

années pour les 30 années de période de prédiction. Ces différentes évolutions sont présentées respectivement pour la superstructure et pour le radier en Figure I-11-a et en Figure I-11-b.

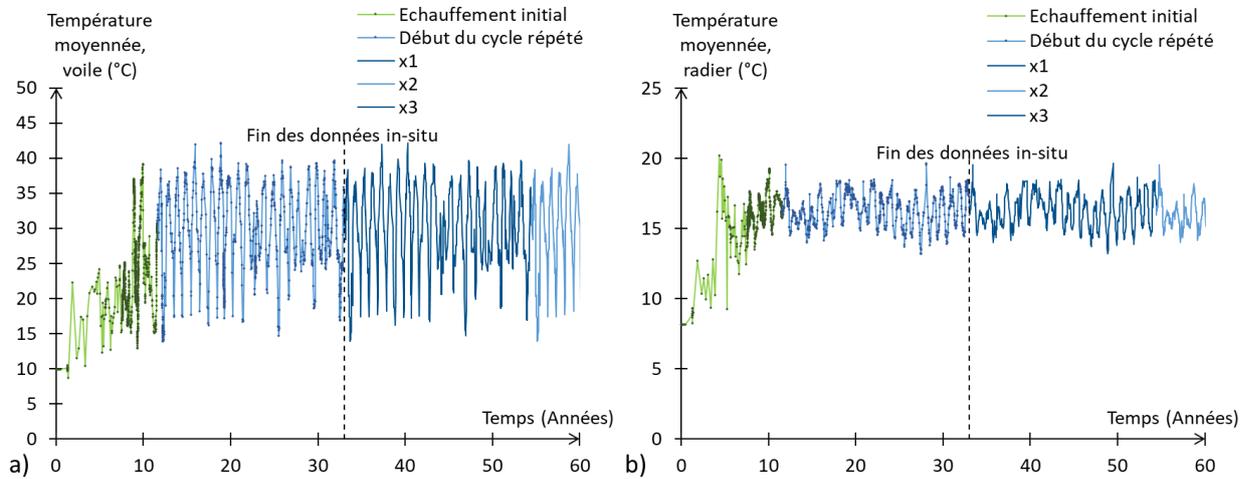


Figure I-11 Evolution thermique relevée, moyennée et étendue, a) Imposée dans la superstructure, b) Imposée dans le radier

II. Résultats numériques

II.1. Paramètres issus de la méthodologie de calage

Comme explicité précédemment (partie I.3), la méthodologie consiste à démarrer avec un précalage des paramètres du modèle sur un seul élément avant de les appliquer sur le maillage de l'ouvrage à évaluer.

II.1.1. Paramètres pour le béton

Dans cette première phase, un seul cube constitué d'un élément fini de type cube à 8 nœuds est utilisé. Les conditions de symétrie sont assurées par le blocage de ses déplacements normaux selon trois de ses faces (Figure II-1).

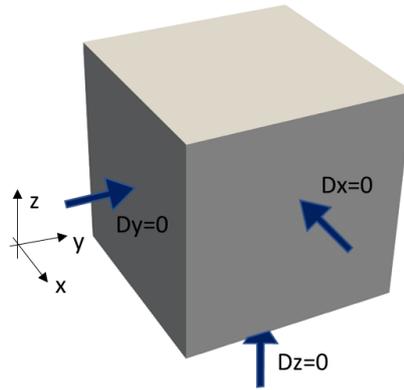


Figure II-1 Configuration de l'élément isolé utilisé pour le précalage des paramètres, maillage et conditions de symétrie en déplacement

II.1.1.1. Paramètres de fluage propre

Pour ce premier calage, les données d'entrée (ratio d'armature et température considérée) et d'évaluation (déformations) se doivent d'être issues d'une zone saine précontrainte. Dans cette étude de cas, les données sont supposées provenir du voile de l'enceinte. La température est uniforme, et les ratios d'armatures homogénéisées également.

Afin de modéliser la précontrainte, des charges constantes sont appliquées durant tout le calcul. Les paramètres issus de ce premier calage sont présentés en Tableau 17, et les déformations orthoradiale et verticale sont comparées aux données expérimentales sur la Figure II-2-a et Figure II-2-b.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Temps caractéristique pour le module de Kelvin	τ_{ref}^M		5 jours
Temps caractéristique pour le module de Maxwell	τ_{ref}^K		10 jours
Déformation caractéristique de fluage	ε_{ref}^M	2.4E-04	
Rigidité de Kelvin/Module d'Young	ψ^K		5

Tableau 17 Paramètre de calage pour le fluage du béton saturé, précalage sur cube

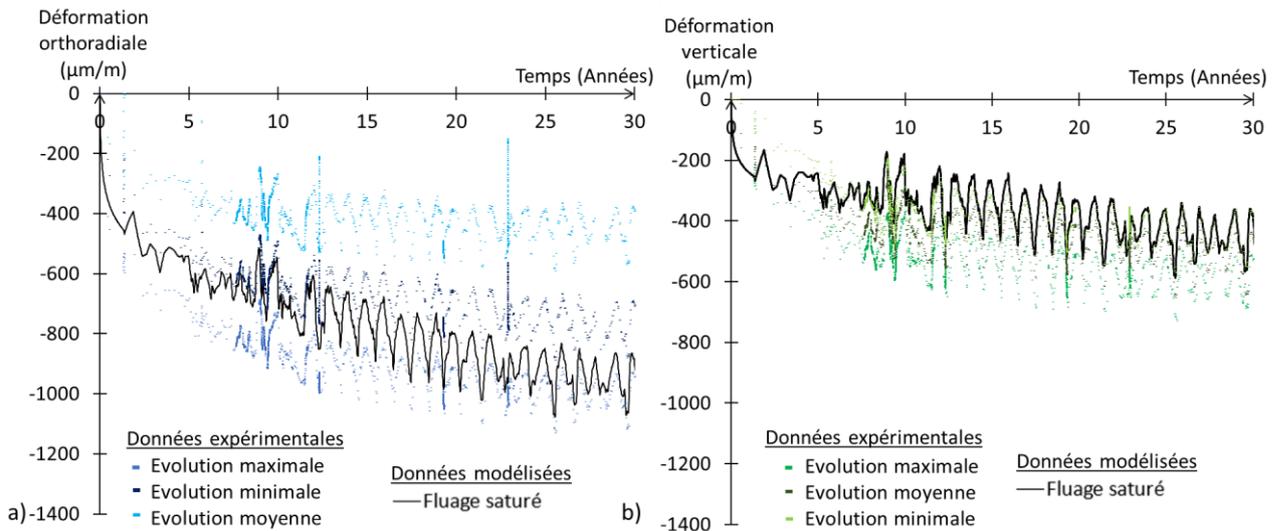


Figure II-2 Modélisation du fluage du béton en condition saturée, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations verticales (z)

II.1.1.2. Paramètres de retrait

Pour la modélisation du retrait, il s'agit d'abord de considérer l'évolution de la saturation induite par les phénomènes d'auto-dessiccation liés à l'hydratation. Comme explicité précédemment (cf. partie I.1.2), l'évolution de l'humidité est supposée évoluer d'une ambiance saturée vers une humidité relative de 90 % en fin d'hydratation. La phase de retrait se déroulant à court terme, l'évolution et la modélisation de cette phase sont modélisées sur 200 jours. Cette évolution est présentée ci-dessous en Figure II-3.

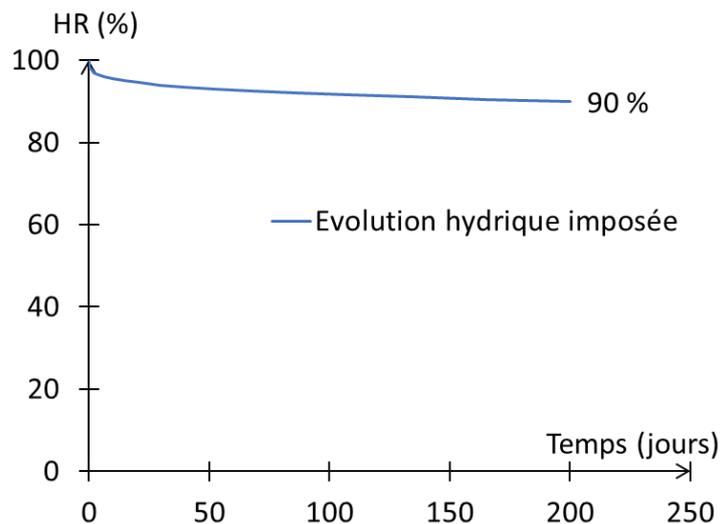


Figure II-3 Evolution hydrique due à la dessiccation

Pour ce précalage, les données d'entrée (température, ratio d'armatures) sont propres à une zone non précontrainte, en l'occurrence celles du radier. La courbe expérimentale a été chaînée à la courbe de retrait du béton Macena afin de pouvoir considérer la totalité du phénomène de retrait. Les paramètres de fluage précédemment calés sont utilisés (Tableau 17). Après quelques itérations les paramètres utilisés pour ce précalage sont présentés en (Tableau 18) et les déformations correspondantes en Figure II-4.

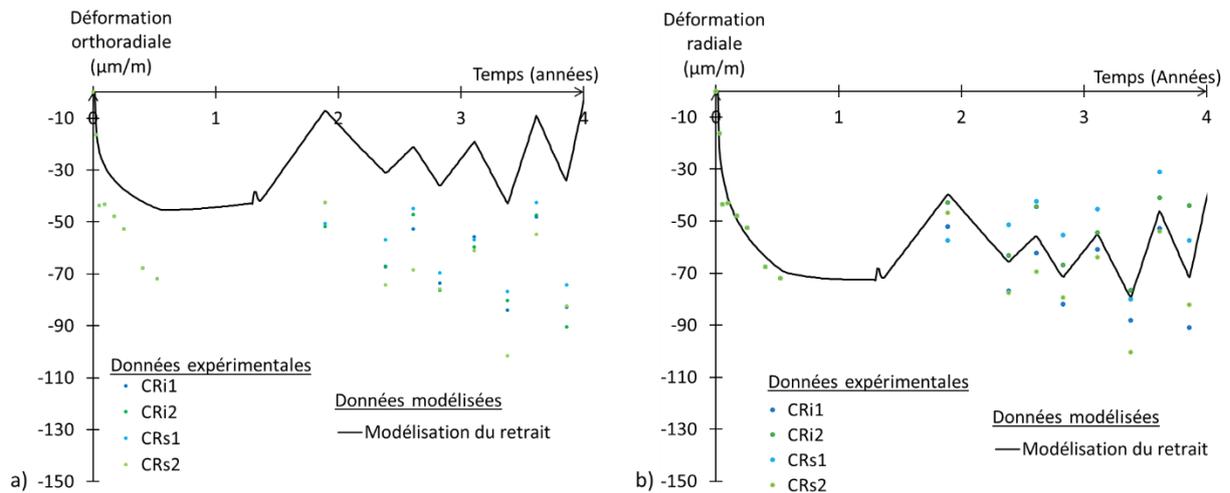


Figure II-4 Calage du retrait, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations radiales (y)

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Module de Van Genuchten	M_{SH}	22	MPa
Exposant de Van Genuchten	m_{vgn}	0.42-	
Contrainte caractéristique de dessiccation	σ_{DC}	15	MPa
Module de Biot	b_w	0.23-	

Tableau 18 Paramètres de calage pour le retrait, précalage sur cube

II.1.1.3. Ajustement des paramètres de fluage propre en condition endogène

Les paramètres de retrait étant calés, il est maintenant possible d'évaluer le fluage en conditions non saturées. La même évolution hydrique est imposée à l'élément précontraint (Figure II-3), et les paramètres de fluage ajustés.

En raison de la prise en compte du retrait, les déformations différées sont plus importantes, ce qui impose une légère réduction des paramètres gérant l'amplitude du fluage propre. Après prise en compte de l'évolution hydrique, le paramétrage est actualisé et présenté dans le Tableau 19.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Temps caractéristique pour le module de Kelvin	τ_{ref}^M		5 jours
Temps caractéristique pour le module de Maxwell	τ_{ref}^K		10 jours
Déformation caractéristique de fluage	ε_{ref}^M	2E-04-	
Rigidité de Kelvin/Module d'Young	ψ^K		5-

Tableau 19 Paramétrage actualisé pour la modélisation du fluage, précalage sur cube

Les nouvelles déformations orthoradiale et verticale sont présentées respectivement en Figure II-5-a et Figure II-5-b.

Les variations induites par ces nouveaux paramètres de fluage sur les déformations de retrait étant négligeables les paramètres de retrait n'ont pas été modifiés.

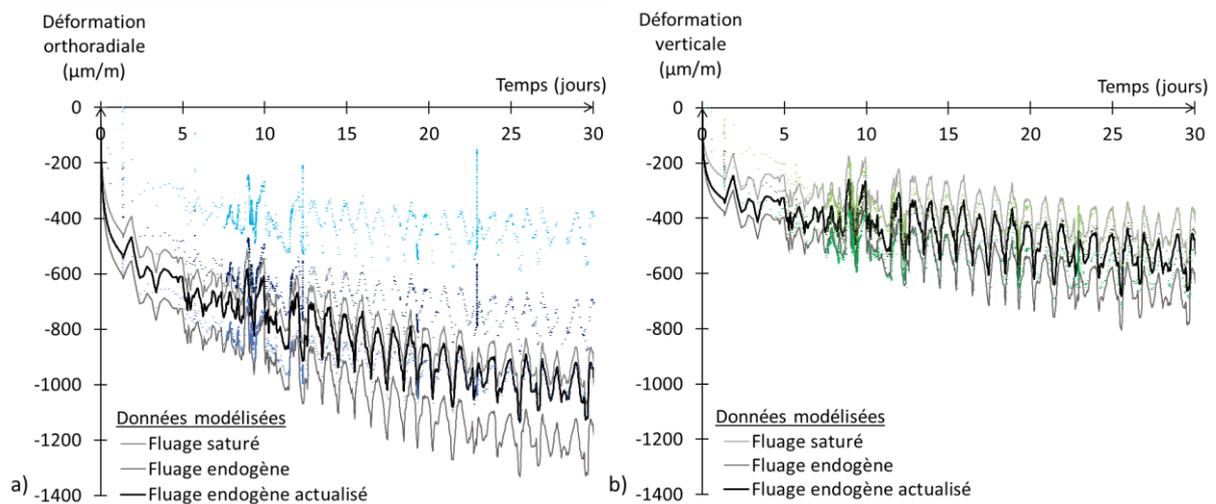


Figure II-5 Modélisation du fluage en condition humide, a) Evolution des déformations orthoradiales (x), b) Evolution des déformations verticales (z)

Ces paramètres étant évalués, le précalage des paramètres de béton est terminé. Il s'agit maintenant d'évaluer ceux relatifs à la mise en précontrainte.

II.1.2. Paramètres du modèle de précontrainte

Considérant que les données EDF intègrent déjà la relaxation rapide des câbles juste après la mise en précontrainte, le seul paramètre à évaluer ici est la tension résiduelle à l'issue de la phase de mise en précontrainte, cette tension est appliquée aux câbles pour atteindre les valeurs de précontrainte du béton fournies par EDF (Tableau 16).

Les caractéristiques géométriques de l'élément utilisé pour le précalage ont été présentées précédemment (Figure I-8), et le maillage permet d'utiliser un seul élément fini de type CUB8 avec des éléments de type SEG2 pour les trois câbles verticaux et le câble horizontal (Figure II-6-a). Concernant les symétries et périodicités, les déplacements normaux sont bloqués sur un plan de symétrie horizontal et un plan de symétrie vertical, comme présenté sur la Figure II-6-b. Dans la direction radiale, un seul point est bloqué afin de ne pas avoir d'indétermination (Figure II-6-c).

Enfin, les points d'ancrage sont considérés passifs sur les faces bloquées, et actifs sur les faces libres et la mise en précontrainte est activée progressivement en 1 jour.

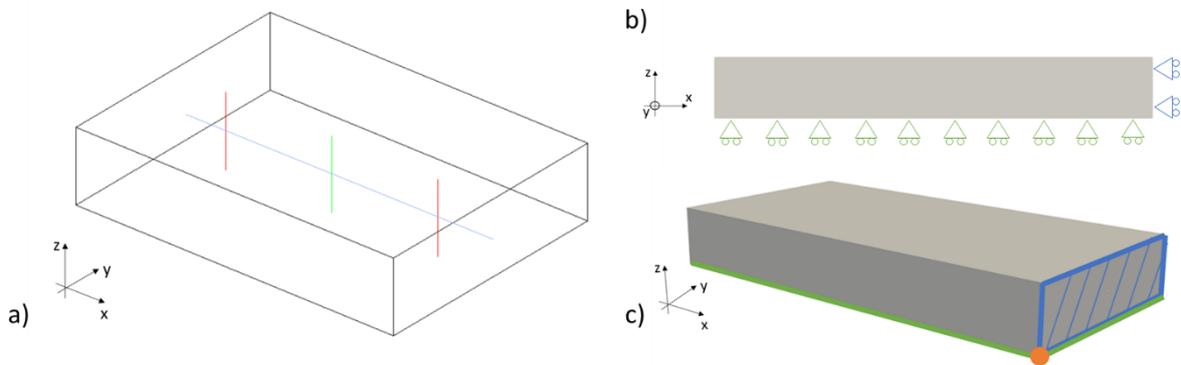


Figure II-6 Caractéristiques numériques pour le précalage de la précontrainte, a) Maillage, b) Conditions limites surfaciques, c) Détail pour la condition limite ponctuelle

L'évaluation de la tension à appliquer peut-être évaluée simplement à partir des équations d'équilibre suivantes :

$$T_h = \sigma_{horizontal} * (e_{ph} \cdot L_{y,voile}) = 4,9MN \quad (II-1)$$

$$T_v = \sigma_{vertical} * \left(\frac{3e_{pv} \cdot L_{y,voile}}{3 \text{ câbles}} \right) = 7,7MN \quad (II-2)$$

Les câbles verticaux étant légèrement excentrés par rapport au centre du voile (Figure I-8), la contrainte obtenue n'est pas homogène, la contrainte visée est par conséquent la moyenne sur l'élément. Appliquée en un jour, la mise en tension des câbles permet d'obtenir les valeurs de précontrainte attendues. Les évolutions de ces contraintes sont présentées sur la Figure II-7.

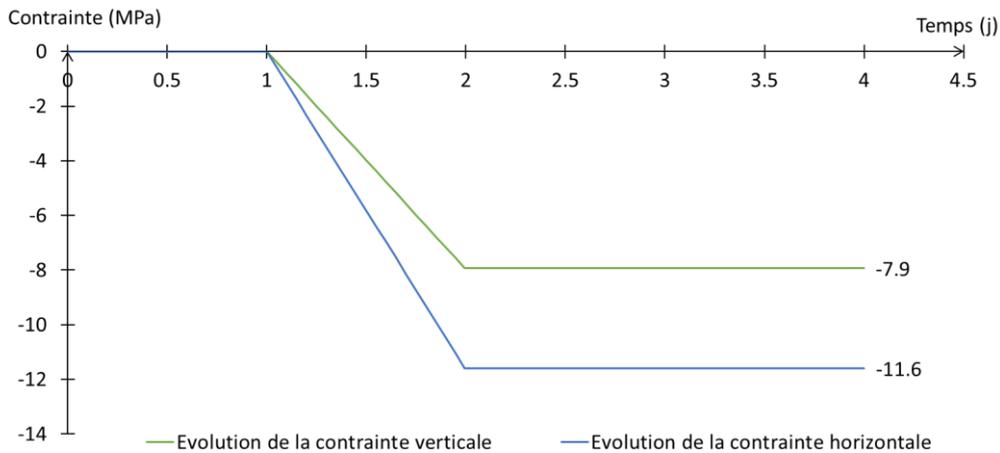


Figure II-7 Résultats de la mise en précontrainte, évolution des contraintes moyennées sur les points de Gauss

II.2. Finalisation du calage sur la structure

Avant l'application des paramètres évalués sur les maillages élémentaires représentatifs, les conditions aux limites mécaniques et thermo-hydrauliques de l'étude doivent d'abord être décrites.

II.2.1. Conditions aux limites

II.2.1.1. Conditions aux limites en déplacement

Le maillage utilisé étant une portion angulaire de l'ouvrage réel, les surfaces latérales du maillage sont bloquées selon les déplacements normaux sortant afin d'assurer les conditions de symétrie cylindrique (Figure II-8-a). Concernant les conditions de sols, il a été choisi de bloquer tout déplacements verticaux sur la surface basse du radier (Figure II-8-b).

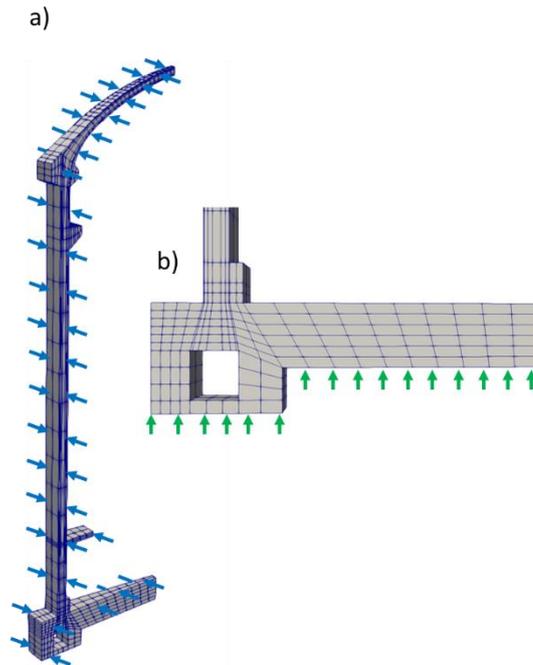


Figure II-8 Conditions aux limites en déplacement, a) Surface latérale bloquée en déplacements normaux sortants, b) Surface inférieure du radier, bloquée en déplacements verticaux

II.2.1.2. Conditions aux limites thermo-hydriques

Les températures ayant été supposées suivies et relevées au sein de la structure, ces évolutions sont directement imposées sur les volumes de l'enceinte. Ainsi, au sein de la superstructure, la moyenne des capteurs thermiques du voile est imposée (Figure I-11-a). Au sein du radier, la moyenne des capteurs thermiques est imposée (Figure I-11-b). De plus, et afin de créer une zone de transition, le volume du gousset bas est utilisé pour interpoler les deux champs précédents (Figure I-1).

Concernant les conditions limites hydriques, les évolutions de l'humidité n'ayant pas été suivie dans l'ouvrage, elles sont définies par les hypothèses suivantes :

- L'ensemble du béton de l'enceinte est soumis à une première phase initiale d'auto-dessiccation induite par l'hydratation du ciment. Comme supposée pour le précalage du retrait, cette évolution est assurée jusqu'à moyen terme (200 jours) et évolue dans la masse de l'ouvrage d'une ambiance saturée vers une humidité relative de 90 % (Figure II-3).

- A la suite de cette première phase, les conditions aux limites diffèrent afin de considérer une ambiance interne représentative de l'enceinte : après la phase initiale, l'humidité de ces surfaces évoluent pour atteindre leurs conditions limites sur une durée de 200 jours environ, puis reste constante jusqu'à la fin du calcul. La surface extérieure de la superstructure est soumise à une ambiance de 70 % HR, et sa surface intérieure est imposée à 40 % HR.

Pour ce qui est du radier, et en supposant la présence d'une couche d'étanchéité haute, sa surface supérieure est soumise à un flux nul. Afin de permettre une transition réaliste entre l'humidité du radier et celle du voile, la couche d'étanchéité est considérée également sur la hauteur du gousset bas. Enfin, il est supposé pour cette étude de cas, que la surface inférieure du radier est au contact d'une nappe phréatique permettant un maintien de la saturation. Ces différentes conditions sont schématisées sur le maillage de la Figure II-9-a et leurs évolutions sont présentées sur la Figure II-9-b.

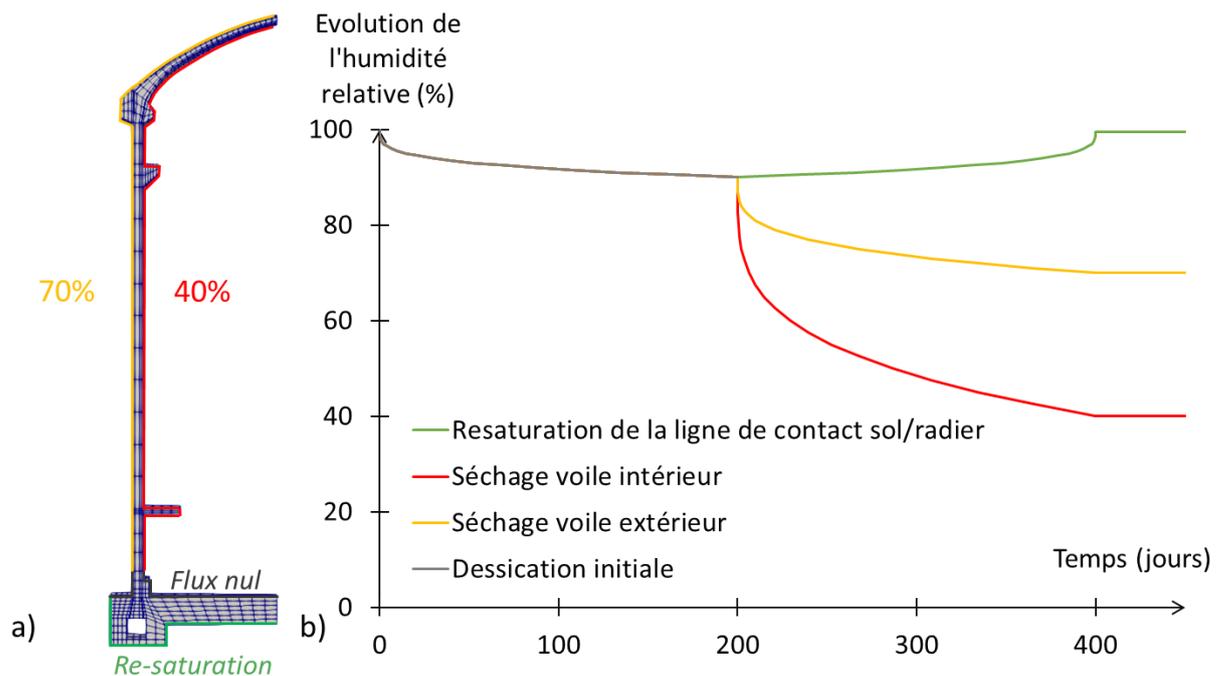


Figure II-9 Conditions limites hydriques surfaciques, a) Dessinées sur maillage, b) Evolutions imposées

Afin d'assurer la diffusion de l'humidité et le séchage, le modèle de diffusion de [Mensi et al., 1988] implémenté dans le logiciel Code_Aster [EDF R&D, 2018] est utilisé. En notant C la teneur en eau, A le coefficient de diffusion et B un coefficient de de calage de la non linéarité

du coefficient de diffusion (0.05 par défaut pour le béton), les équations de diffusion hydrique s'écrivent :

$$\begin{aligned} \operatorname{div}[D(C) \cdot \operatorname{grad}(C)] &= \frac{\partial C}{\partial t} \\ D(C) &= A \cdot e^{B \cdot C} \end{aligned} \quad (\text{II-3})$$

Le phénomène de reprise d'eau (remontée capillaire) étant plus rapide que le phénomène de séchage du béton, les coefficients de diffusion considérés diffèrent entre la superstructure et le radier. Ainsi, et de la même façon que dans les travaux de [Grimal, 2007] et [Morenon, 2017b] sur les essais de [Multon, 2003, Multon et al., 2005], le coefficient de diffusion en zone de reprise d'eau est évalué à $5.8e^{-12} \text{m}^2/\text{s}$ alors qu'il est de $1.2e^{-13} \text{m}^2/\text{s}$ en zone de séchage.

Enfin, d'un point de vue numérique le calcul est fait en deux temps : thermo-hydrique d'abord et mécanique ensuite, de façon chaînée, sans couplage fort. Il est à noter que pour une question de qualité des résultats, une version quadratique du maillage présenté en Figure I-4 est utilisé pour la phase thermo-hydrique. A l'issue de celle-ci, les résultats sont projetés pour chaque pas de temps sur le maillage CUB8 de la mécanique.

II.2.2. Analyse du comportement de l'ouvrage

II.2.2.1. Application sur le maillage de l'enceinte des paramètres calés sur cube

L'ensemble des paramètres obtenus lors des procédures de précalage est appliqué sur le maillage de l'enceinte. L'étude est tout d'abord restreinte à la durée des données expérimentales afin de caler les paramètres du modèle RGI.

Des points de suivi ont été fixés sur le maillage à l'emplacement supposé des capteurs afin de faciliter la comparaison des résultats numériques et expérimentaux. De plus, toutes les données relevées sur maillage l'ont été sur la surface de symétrie indiquée sur la Figure II-10.

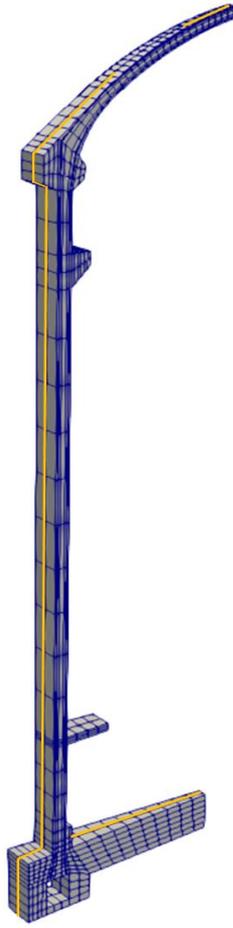


Figure II-10 Plan de relevés (jaune)

a) Comportement thermo-hydrrique

Afin de contrôler l'évolution hydrique, différents points de suivi ont été étudiés. Ceux-ci ont été fixés sur les surfaces intérieure et extérieure du voile, ainsi que sur les surfaces inférieures et supérieures du radier. Les points de suivi sont positionnés sur la Figure II-11-a et leur évolution hydrique est présentée en Figure II-11-b.

Si les points du voile et le point en face inférieure du radier ($P_{v_{int}}$, $P_{v_{ext}}$, $P_{r_{inf}}$) permettent de contrôler et de valider l'application des conditions limites hydriques, le point en face supérieure du radier ($P_{r_{sup}}$) permet de souligner la très lente restauration de la partie haute du radier. Afin de mieux mettre en valeur cet effet, la carte hydrique du radier obtenue à l'issue du calcul est présentée en Figure II-12. Cette carte permet de souligner l'impact des conditions hydriques imposées sur le radier, mais aussi l'impact induit par le séchage du voile.

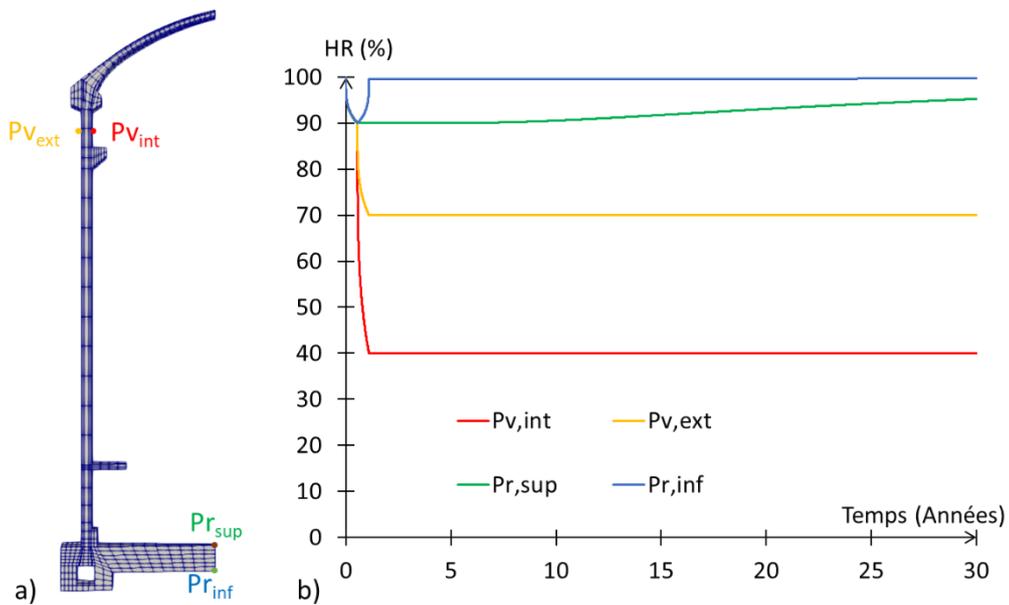


Figure II-11 Calcul hydrique, a) Points de suivi dessinés sur maillage, b) Evolutions mesurées

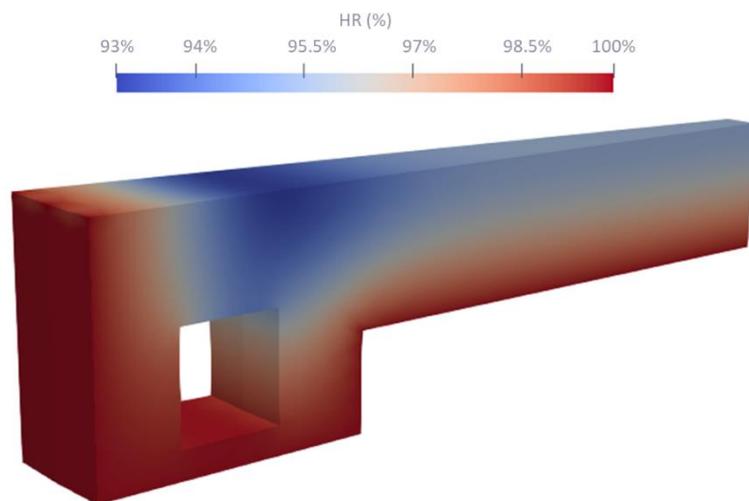


Figure II-12 Carte hydrique du radier obtenue à 30 ans

b) Comportement mécanique

Afin de quantifier l'impact de la RGI, un calcul de référence, avec un béton supposé non réactif est également réalisé.

Les déformées obtenues à l'issue du calcul mécanique sont présentées en Figure II-13 (amplifiées par un facteur 20). Superposées à leur configuration initiale non déformée, elles

sont présentées respectivement pour les cas non réactif et réactif en bleu sur la Figure II-13-a et en rouge sur la Figure II-13-b. Enfin, afin de visualiser le gonflement du radier, celui-ci fait l'objet d'un zoom en Figure II-13-c. Pour les deux cas d'étude, la mise en flexion du voile vers l'intérieur de la structure, ainsi que le fluage du dôme sont observables. Enfin, pour ce qui est du gonflement de RGI, celui est bien visible sur la Figure II-13-c en face extérieure du radier.

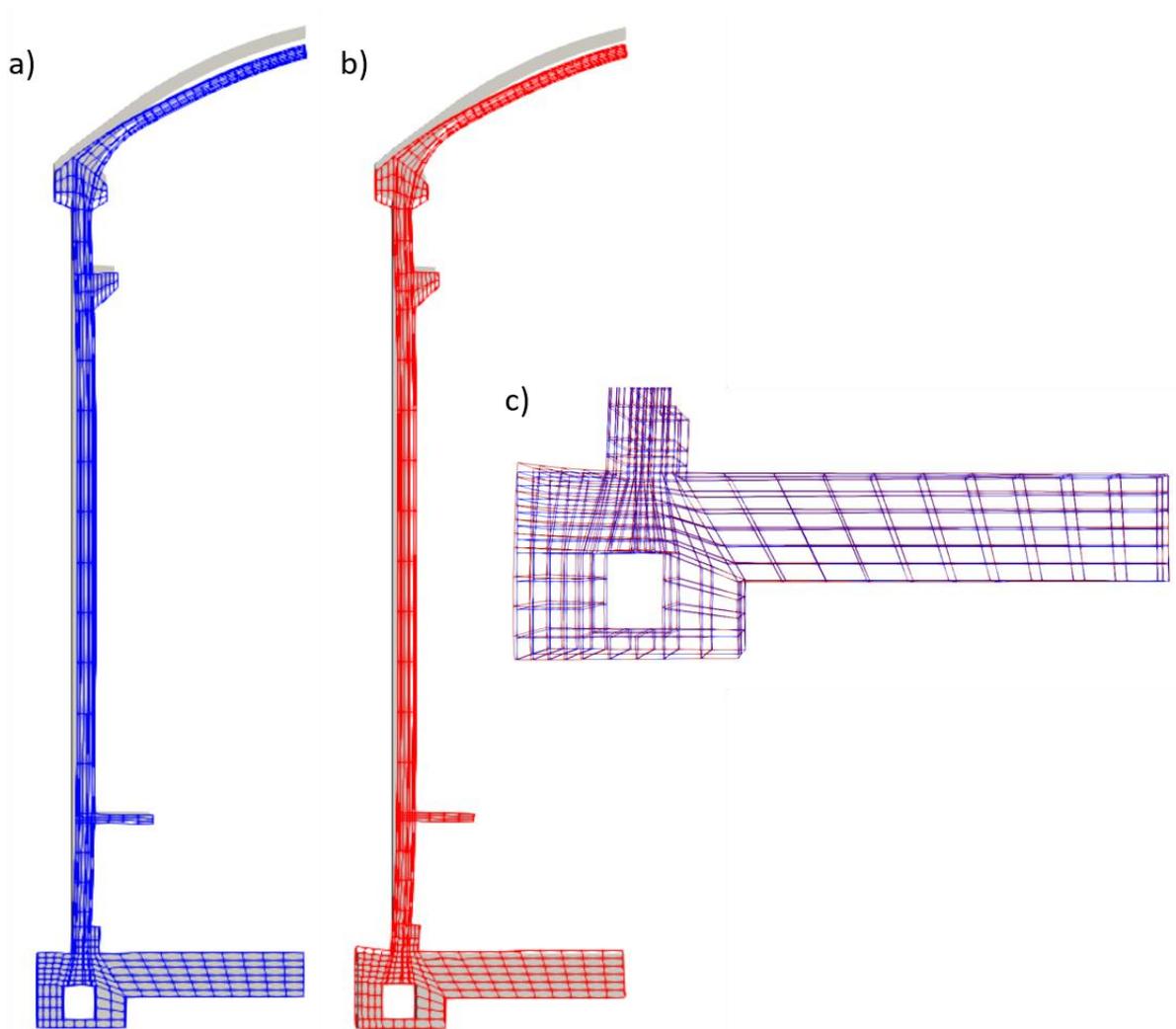


Figure II-13 Déformée obtenues à 30 ans, a) Non réactive vs configuration initiale, b) Réactive vs configuration initiale, c) Réactive vs Non réactive, focus sur radier

- *Comportement du voile*

Afin de s'assurer des valeurs de mise en tensions, les évolutions des contraintes du voile, dans les directions précontraintes, sont d'abord vérifiées. Trois positions verticales sont définies pour le suivi de ces contraintes (Figure II-14-a). En supposant les valeurs de précontrainte estimées (Tableau 16) obtenues en fin de mise en tension, les tensions initiales appliquées sur les câbles (Equation (II-2)) sont validées ou réajustées selon les valeurs obtenues à ces dates.

La précontrainte verticale est appliquée en deux temps, initialement par les câbles droits, puis par les câbles gamma (Figure I-5-b). La valeur de précontrainte attendue doit donc être obtenue après la fin de mise en tension de la totalité de ces câbles (174 jours). L'évolution des contraintes verticales obtenues sur les trois points de suivi sont présentées sur en Figure II-14-b. Il est notable que la contrainte obtenue à cette date, et sur les trois points d'évaluation, est supérieure d'environ 10 % à la contrainte attendue. Il y a donc ici une adaptation légère mais nécessaire du précalage de la précontrainte verticale lors de son application sur enceinte.

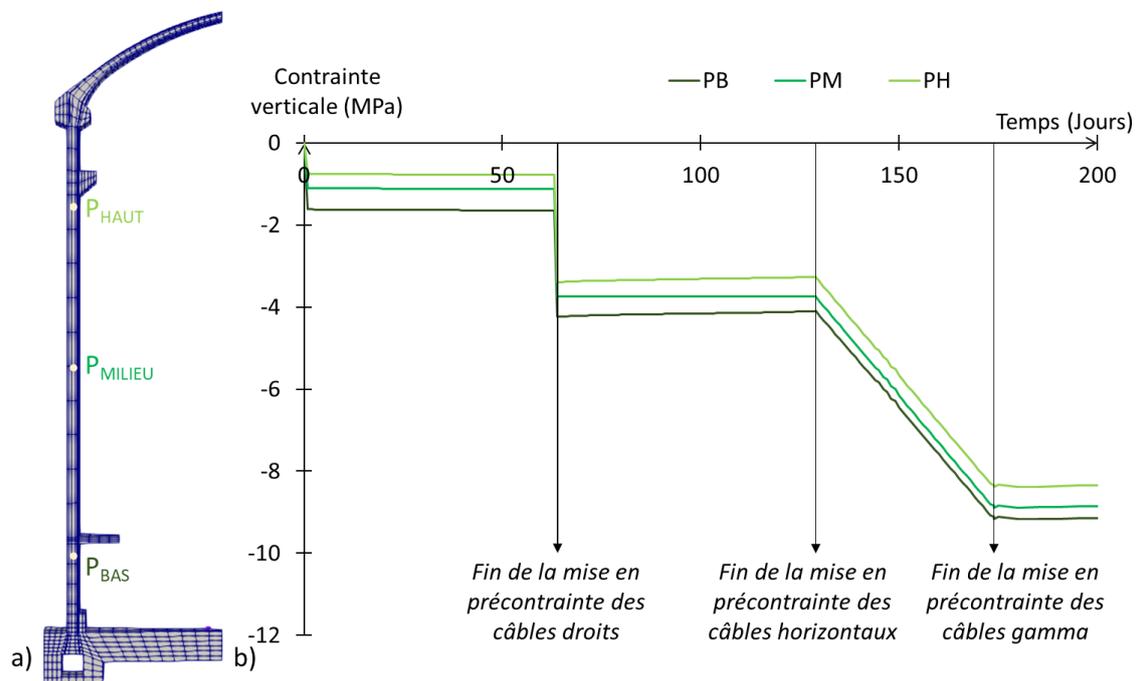


Figure II-14 a) Points de suivi des contraintes dans le voile, b) Evolutions des contraintes verticales initiales

Après plusieurs itérations d'ajustement des forces de précontrainte, la précontrainte estimée en fin de mise en tension doit être de 6,8 MN par câble. La précontrainte horizontale estimée étant obtenue sur les contraintes orthoradiales à 129 jours, il n'y a pas eu de recalage nécessaire dans cette direction. Les évolutions globales (jusqu'à 30 ans) de ces contraintes sont présentées en Figure II-15-a et en Figure II-15-b.

En raison de l'absence de gonflement dans les voiles (trop secs), les comportements des bétons non réactif et réactif sont très semblables dans cette partie de l'ouvrage. Entre ces deux configurations, les contraintes orthoradiales présentent une variation maximale de l'ordre de

0,5 MPa et les contraintes verticales de l'ordre de 0,05 MPa. Le gonflement du radier ne semble donc pas affecter l'état de précontrainte du voile.

Enfin, sur cette première période de 30 ans, les pertes de précontrainte par fluage du béton sont estimées de l'ordre de 14 % pour la direction orthoradiale et de l'ordre de 8 % pour la direction verticale.

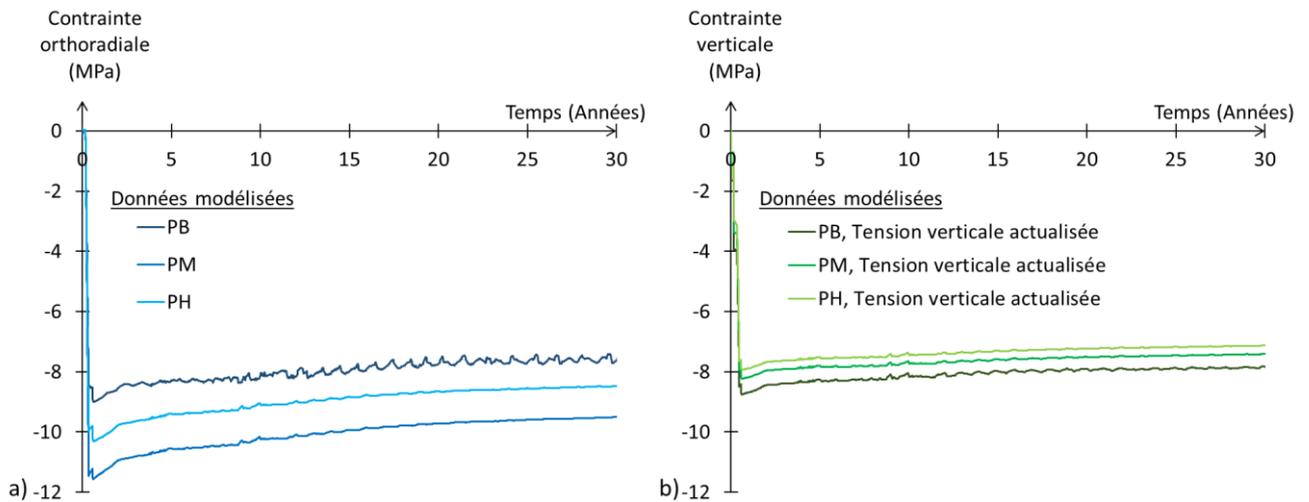


Figure II-15 Evolution des contraintes dans le voile, a) Contraintes orthoradiales (x), b) Contraintes verticales (z)

L'état de contrainte du voile étant cohérent avec les données de l'ouvrage, ses déformations peuvent maintenant être étudiées. Afin de définir les points de suivi numérique, la position verticale supposée des capteurs in situ est reportée sur le maillage. Cette position étant au centre d'un élément fini de notre maillage, les déformations aux 8 nœuds de cet élément sont récupérées et moyennées pour être comparées avec les déformations expérimentales du capteur (Figure II-16). Celles-ci sont présentées pour les directions orthoradiale et verticale respectivement sur les Figure II-17-a et Figure II-17-b.

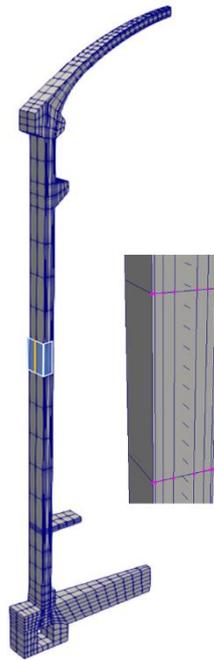


Figure II-16 Position des points de suivi du voile

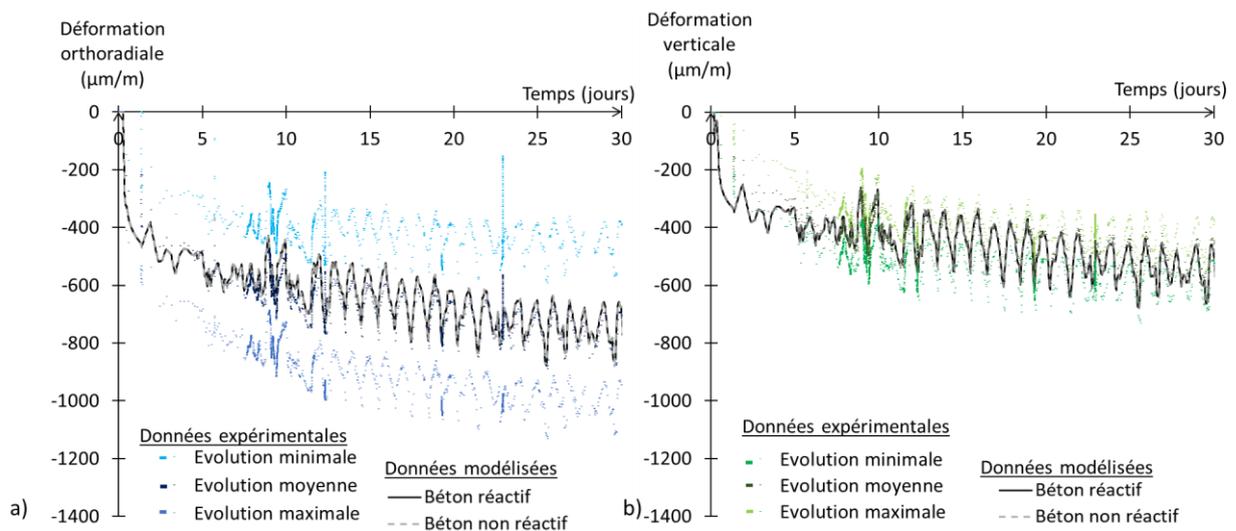


Figure II-17 Evolutions des déformations du voile pour les cas non réactif et réactif, a) Evolution orthoradiale, b) Evolution verticale

Comparées aux évolutions obtenues lors du précalage sur un seul élément en conditions endogènes (Figure II-5), les déformations obtenues sont plus proches des données expérimentales grâce à des états de contraintes plus cohérents assurés par l'évolution de la configuration d'étude, mais aussi en raison du plus grand réalisme de l'état hydrique. Dans les deux directions évaluées, les différences de déformations calculées pour les cas réactif et non réactif sont inférieures à $5\mu\text{m/m}$.

▪ *Comportement du radier*

A la différence des autres déformations différées propres au béton (fluage, retrait), les paramètres gérant la RGI n'ont pas été pré-calés sur un cas simplifié, en raison principalement de l'hétérogénéité des champs hydriques et de contraintes dans le radier. Les paramètres de la RGI ont donc été directement évalués sur le maillage de l'enceinte et sont présentés dans le Tableau 20.

Il est à noter que pour ce calage, seule l'amplitude et la cinétique ont été calibrées. En effet, du fait des conditions hydriques et structurales, le départ de gonflement est conforme à la cinétique réelle sans recourir au paramètre de latence introduit au chapitre 2.

Caractéristiques	Symbole	Valeurs	Unité
Seuil de saturation minimal pour la réaction	$S_r^{th,RGI}$		90 %
Volume maximal créable	$\Phi^{RGI,\infty}$		0.035 -
Volume des vides	Φ_{RGI}^v		0.00875 -
Temps caractéristique de la réaction	τ_{ref}^{RGI}		2000 jours
Avancement latent	A_{LAT}		0 -

Tableau 20 Paramétrage pour modélisation de la RGI

Enfin, et de la même façon que pour le voile, des points de suivi numériques sont fixés sur le maillage au niveau du radier. Afin d'obtenir un rendu moyen des déformations, trois positions radiales sont étudiées, selon les mêmes positions verticales supposées qu'in situ (Figure I-9-b), et présentées sur le maillage en Figure II-18. Les évolutions des déformations orthoradiales et radiales obtenues durant les trente ans sont présentées pour les deux cas (réactif et non réactif) en Figure II-19-a et en Figure II-19-b.

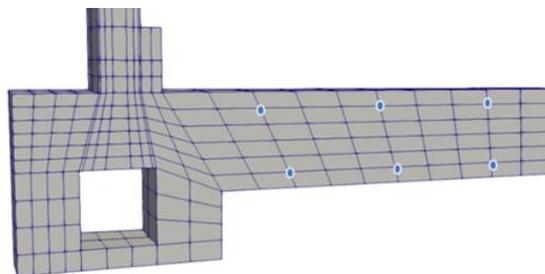


Figure II-18 Radier, position des points de suivi des déformations

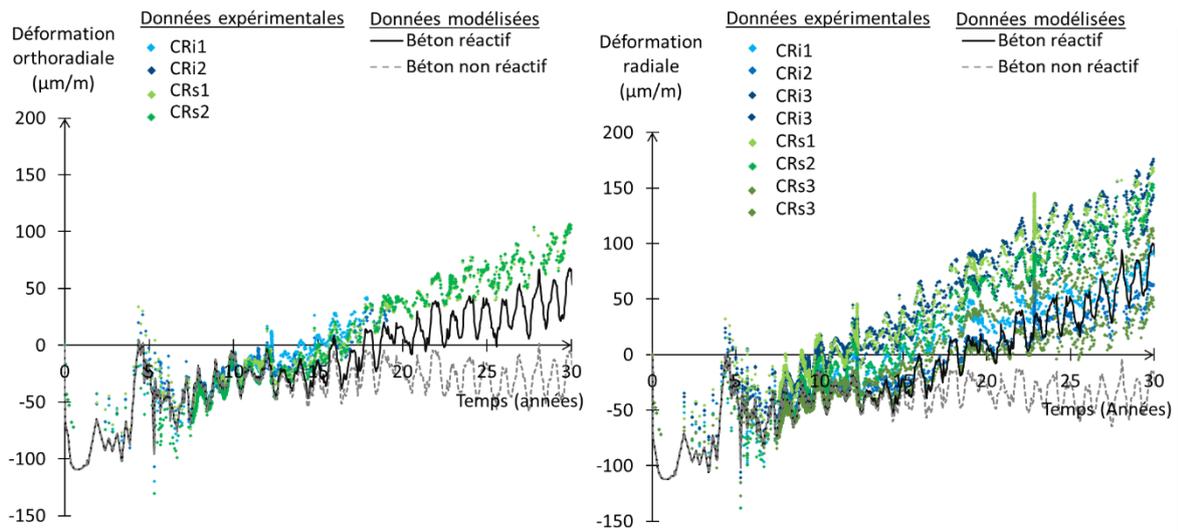


Figure II-19 Evolutions des déformations du radier, a) En direction orthoradiale, b) En direction radiale

Bien que la réaction s’initie dès le premier pas de temps, la similarité initiale des comportements réactif et non réactif est notable. Durant les premières décennies, la pression générée par la RGI n’est pas assez importante pour impacter le comportement du béton armé. A l’issue de cette première période, le gonflement de la matrice s’initie et les évolutions comportementales des bétons réactifs et sains diffèrent.

De plus, pour le béton réactif, la différence de déformations obtenues entre les deux directions est notable. En effet, l’impact de l’anisotropie des ratios de ferrailage se traduit par une anisotropie de gonflement.

Afin de quantifier l’impact de la RGI, les contraintes dans le béton et dans les armatures sont comparées pour les cas sains et réactifs. Différents points de suivi numérique sont fixés sur le maillage et sont présentés en Figure II-20.

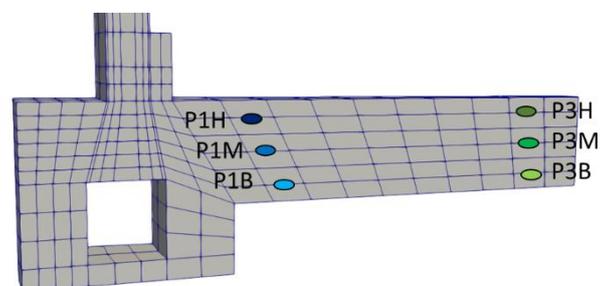


Figure II-20 Radier, positions des points de suivi des contraintes

Dans un premier temps, seules les contraintes des points centraux P3 sont analysées. Les contraintes en direction radiale sont présentées au niveau du béton et des acier (Figure I-6-b), respectivement sur les Figure II-21-a et Figure II-21-b. De plus, les résultats sont analysés à trois dates (5 ans, 20 ans et 27 ans). Les cartes hydriques à ces différentes dates sont imprimées et présentées en parallèle des évolutions des contraintes respectivement en Figure II-21-c, Figure II-21-d, et en Figure II-21-e.

Durant les 5 premières années, seul le retrait sollicite le béton armé du radier. Le béton est alors mis en tension par la présence des aciers qui empêche le retrait d'avoir lieu librement et les aciers sont comprimés en retour. En parallèle, la reprise d'eau, générée en surface basse du radier en contact avec la nappe, évolue et se diffuse au sein du béton. Ce regain en eau conduit à une réduction du retrait restant limitée mais permettant néanmoins de s'opposer localement au phénomène de retrait et ainsi de réduire la tension du point bas P3B. A cet instant, le gonflement de RGI est encore négligeable à cause d'une humidité trop limitée (Figure II-21-c) induisant le même comportement que dans le cas sain. Ce n'est que lorsque l'humidité est suffisante que les mécanismes de la RGI pourront avoir lieu de façon significative. La surface basse étant source de la re-saturation, son gonflement va rapidement se développer induisant de nouveau l'augmentation de la contrainte de traction de la zone avoisinante. Cette évolution est visible en ce point entre 10 et 12 ans environ, où la contrainte de béton augmente de nouveau. Par suite, lorsque le gonflement de cette zone s'initie, les aciers viennent directement s'opposer au gonflement induisant la mise en compression du béton. A 20 ans, bien que toujours limitée spatialement, la diffusion resature progressivement le bas du radier (Figure II-21-d). L'impact sur le point bas est plus marqué, les aciers s'opposant à un gonflement plus important sont en tension, et viennent donc d'autant plus comprimer le béton de cette zone. Enfin à 27 ans (Figure II-21-e), le champ hydrique impacte une plus grande hauteur du radier, induisant la sollicitation des armatures en zone médiane (P3M sur la Figure II-21-b). Ainsi, plus le point de mesure est loin de la surface basse re-saturante (Figure II-9), plus la sollicitation de la matrice par le gonflement est tardive et limitée en amplitude à un instant donné.

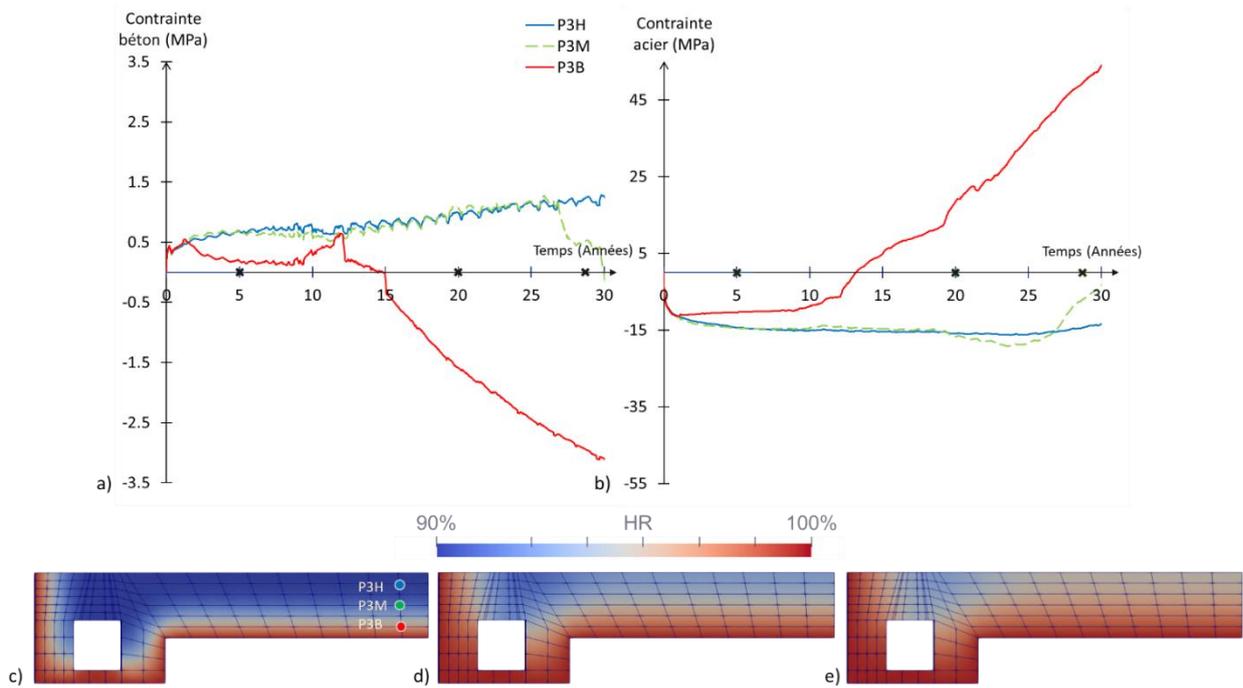


Figure II-21 Evolutions des contraintes radiales a) Dans le béton, b) Dans les armatures ;
Cartes hydriques obtenues à a) 5ans, b) 20 ans, c) 27ans

Afin de souligner des effets de structures, les contraintes radiales sur les autres points (Figure II-20) sont présentées dans le béton et dans les armatures respectivement en Figure II-22-a et en Figure II-22-b.

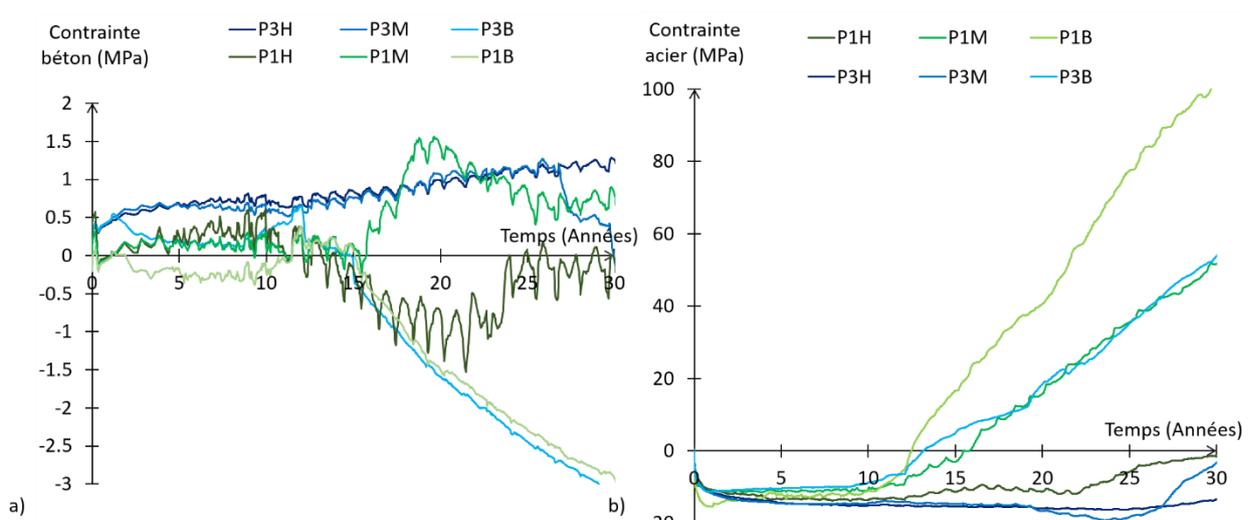


Figure II-22 Evolution des contraintes radiales du radier, a) Dans le béton, b) Dans les armatures

Concernant les contraintes du béton (Figure II-22-a), et aux trois hauteurs considérées, il est notable que les évolutions des contraintes aux points P1 sont moins monotones que celles des points P3. Ces variations sont induites par des effets structuraux causés par le lien du radier et du voile. En effet, de par leur position radiale plus proche du voile, ces points subissent en plus d'un blocage structural induit par le voile, un impact de sa précontrainte qui, en réduisant le diamètre de l'enceinte, engendre une rotation du bas du voile vers l'intérieur de l'enceinte et donc un moment d'encastrement du radier (Figure II-13). Avec l'évolution du fluage dans le temps, cette zone de cisaillement est de plus en plus marquée. Cet effet est plus facilement observable sur les contraintes des armatures (Figure II-22-b), où les sollicitations subies par les points P1 induisent des mises en tension plus importantes que sur les points P3. Ces différentes évolutions permettent de comprendre l'hétérogénéité du comportement de la structure, induite par le couplage de la RGI et des effets mécaniques.

- *Endommagement de la structure*

Enfin, les endommagements peuvent être observés. En un premier temps, les endommagements diffus, induit par la poromécanique de la RGI sont étudiés. La carte obtenue à 30 ans est présentée en Figure II-23-a et est mise en parallèle de la carte d'avancement au même âge (Figure II-23-b). De la même façon que pour le gonflement généré et pour les contraintes induites, ce champ est principalement piloté par le champ de teneur en eau (Figure II-12).

Ces différentes constatations soulignent à nouveau l'importance des considérations hydriques. Dans ce cas d'étude, la condition de prise d'eau par la face inférieure induit un gradient significatif de microfissuration.

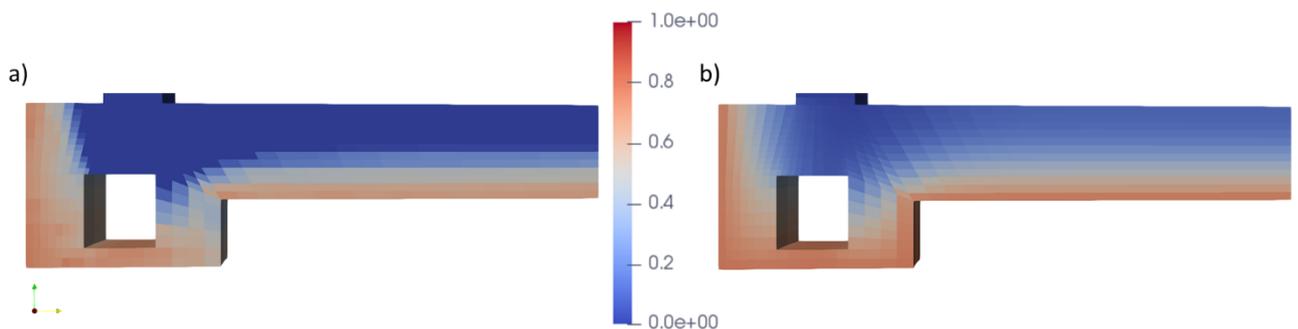


Figure II-23 Carte du cas réactif obtenue à 30 ans, a) Cartographie des endommagements D_{tg0} , b) Cartographie de l'avancement

Enfin, les cartes des endommagements structuraux sont comparées et discutées. A l'issue du calcul, le radier présente des fissures non traversantes dans les deux cas (réactif et non réactif).

Les cartographies d'endommagement sont présentées pour le radier en Figure II-24-a et Figure II-24-b respectivement pour les cas non réactif et réactif.

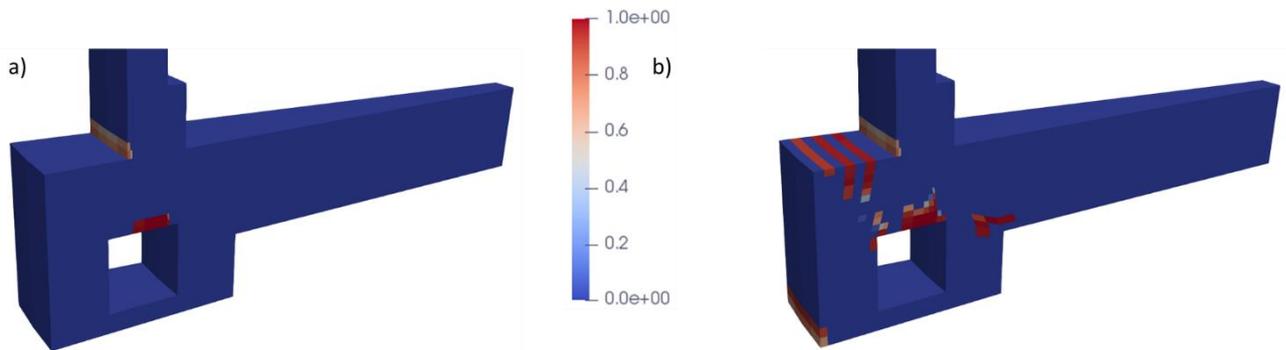


Figure II-24 Endommagement structureux du radier à 30 ans, a) Cas non réactif, b) Cas réactif

Afin de mieux comprendre l'origine de ces fissurations, les cartes sont tracées à différents temps. Apparaissant aux dates de fin de mise en précontrainte (Figure II-25), les fissures du cas non réactif trouvent leur origine dans la mise en tension des câbles de précontrainte et dans la flexion de la zone d'encastrement du voile sur le radier. La fissuration de la galerie de précontrainte peut être directement reliée à l'ancrage des câbles droits créant une concentration de contrainte non réaliste (Figure II-25-a), tandis que celle derrière le gousset peut être expliquée par le phénomène de flexion (Figure II-25-b).

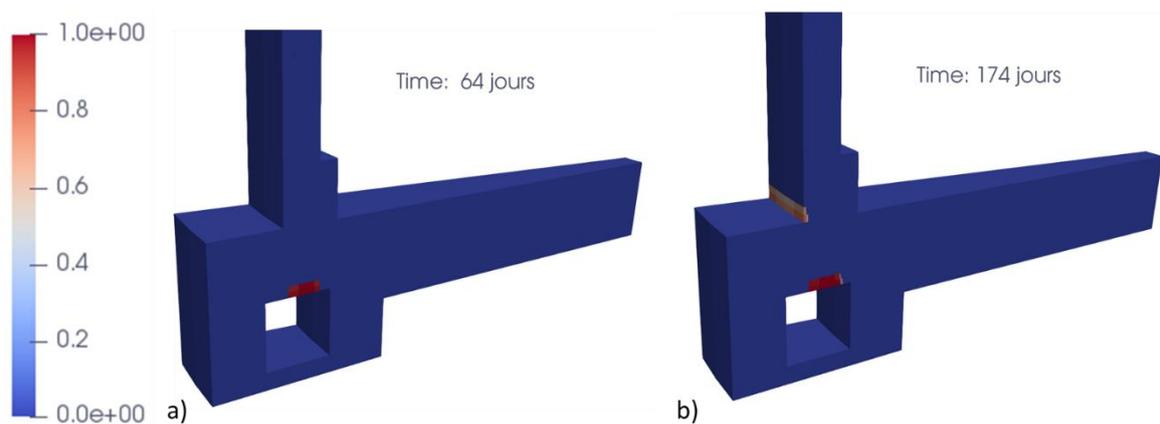


Figure II-25 Evolution initiale de la fissuration du cas non réactif, a) 64 jours (fin de la mise en précontrainte verticale), b) 174 jours, (fin de la mise en précontrainte gamma)

La RGI induit une augmentation de cet endommagement de flexion au niveau de la zone d'encastrement, comme le montre la Figure II-26. Ce phénomène paraît assez logique puisque le voile ne gonfle pas alors que le radier gonfle, cela engendre un déplacement radial vers

l'extérieur du bas du voile, et donc un accroissement du moment d'encastrement voile-radier. Ce dernier se traduit par un accroissement des fissures de flexion, sans qu'aucune d'entre elles ne soit traversante à 30 ans.

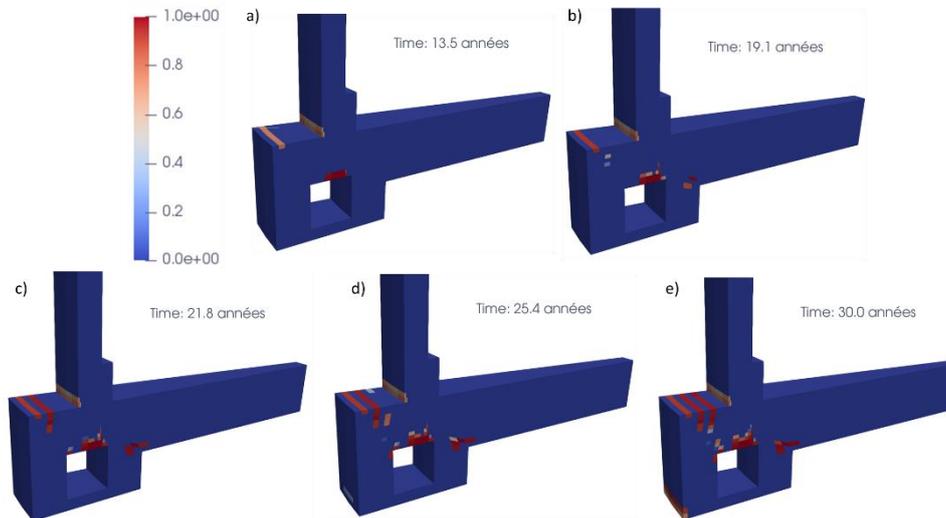


Figure II-26 Evolution de l'endommagement du cas réactif, a) 13.5 ans, b) 19.1 ans, c) 21.8 ans, d) 25.4 ans, e) 30.0 ans

Concernant l'endommagement du dôme, les cartes sont quasiment les mêmes pour le cas réactif et pour le cas sain. L'évolution de l'endommagement du cas réactif est présentée à différentes échéances en Figure II-27. Dans les deux cas, la fissuration s'initie peu après la phase de mise en précontrainte (500 jours en face supérieure et 450 jours en face inférieure). Une fois initiée, cette fissuration se stabilise (après 1000 jours) et n'évolue plus jusqu'à la fin de la durée du calcul).

Du fait que cette fissuration soit aussi présente pour le cas du béton non réactif, son origine semble liée à la mise en tension des câbles gamma présents dans le dôme. De plus, les inspections visuelles réalisées sur sites n'attestent pas de telle fissuration.

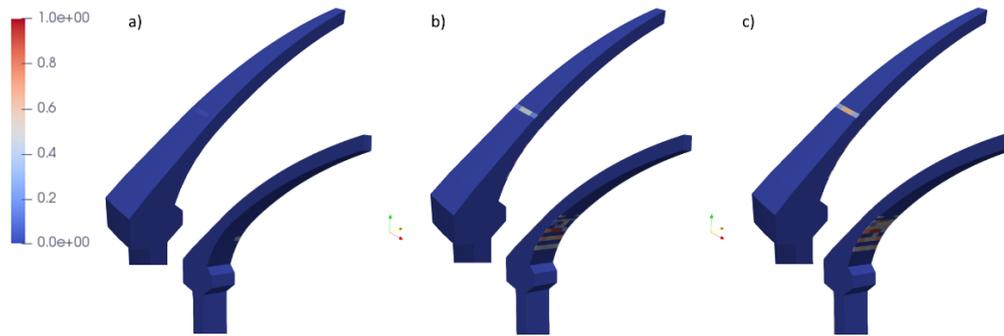


Figure II-27 Endommagements structuraux du dôme, a) 500 jours, b) 1500 jours, c) 30 ans

II.2.2.2. Prédiction du comportement à 60 ans

Il s'agit maintenant de prédire l'évolution de l'état de la structure jusqu'à un âge de 60 ans. Les calculs sont étendus jusqu'à cette nouvelle échéance, en répétant l'évolution thermique mesurée (Figure I-11) sur la partie stabilisée des 30 premières années et en maintenant les conditions aux limites hydriques et mécaniques. Les résultats du voile et du radier sont à nouveau comparés pour les cas du béton réactif et du béton non réactif. Utilisant un monoprocesseur Intel Xeon® E5 de 3.7Ghz, le calcul mécanique de ces 60 ans est d'environ 3,6 heures pour le cas non réactif et de 7 heures pour le cas réactif.

a) Comportement thermo-hydrique

Afin de rendre compte de l'évolution hydrique entre 30 ans (fin de la période utilisée pour les calages) et 60 ans, les cartographies globales et celle du radier sont présentées à 30 et à 60 ans respectivement sur les Figure II-28-a, Figure II-28-b, Figure II-28-c et Figure II-28-d. De façon globale, il est à noter que même à l'issue de soixante ans, le champ hydrique de la structure est resté hétérogène, des gradients subsistent dans le voile en raison des conditions aux limites, alors que les gradients s'atténuent dans le radier au profit d'une re-saturation quasi complète de ce dernier (Figure II-28-d).

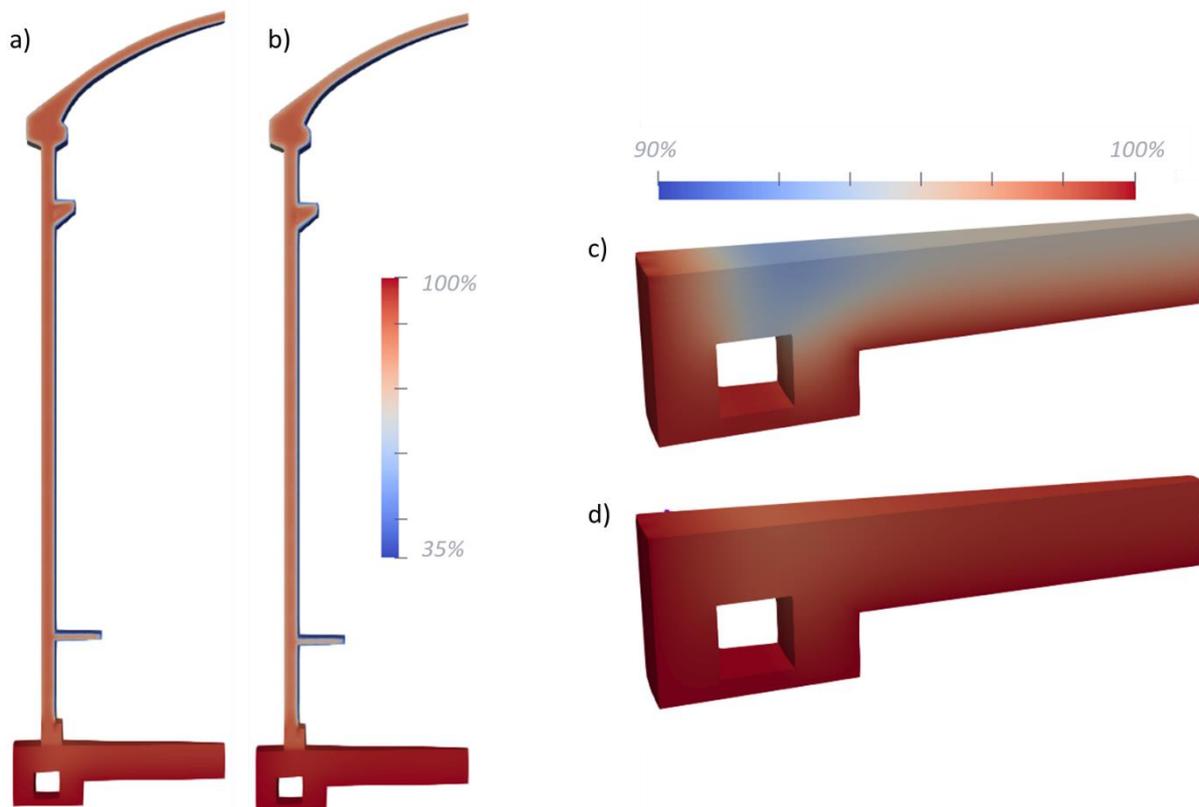


Figure II-28 Cartographie hydriques, a) Globale, obtenue à 30 ans, b) Globale, obtenue à 60 ans, c) Radier, obtenue à 30 ans, d) Radier, obtenue à 60 ans

b) Comportement mécanique

La principale évolution étant au niveau du radier, les déformées, amplifiées par 20, des cas non réactif (en bleu) et réactif (en rouge) obtenues à 30 ans et à 60 ans sont présentées en Figure II-29-a et en Figure II-29-b. En effet, outre le fluage et son impact structural, le seul phénomène majeur se déroulant durant ces 30 ans supplémentaires est le phénomène de RGI du cas réactif, se limitant à la structure du radier.

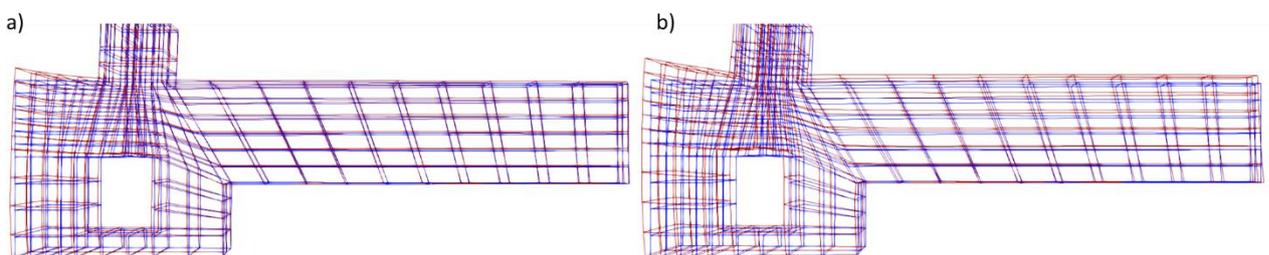


Figure II-29 Déformée du radier, configuration réactive (rouge) vs configuration non réactive (bleu), a) Obtenues à 30 ans, b) Obtenues à 60 ans

▪ *Comportement du voile*

Les mêmes points d'observation que ceux utilisés dans la précédente analyse sont étudiés (Figure II-16). Les évolutions des déformations du voile en direction orthoradiale et verticale sont suivies et présentées en Figure II-30-a et en Figure II-30-b. De la même façon, les contraintes orthoradiale et verticale (Figure II-14-a) sont présentées en Figure II-31-a et Figure II-31-b. Comparée à la contrainte obtenue en fin de mise en précontrainte, les 30 ans d'exploitation supplémentaire n'ont induit qu'une réduction de l'ordre de 17 % de la contrainte orthoradiale et de 10% de la contrainte verticale.

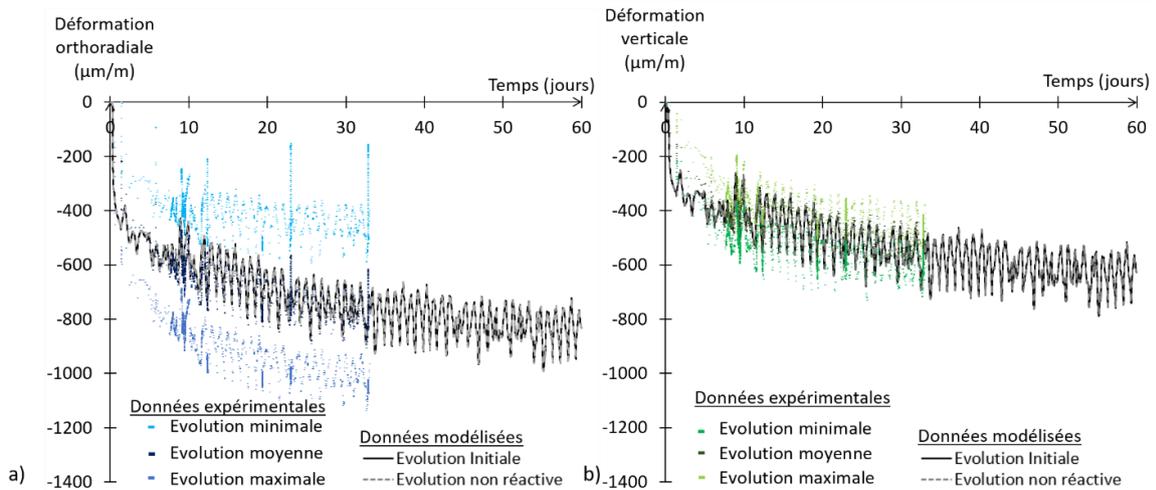


Figure II-30 Déformations du voile étendues à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction verticale

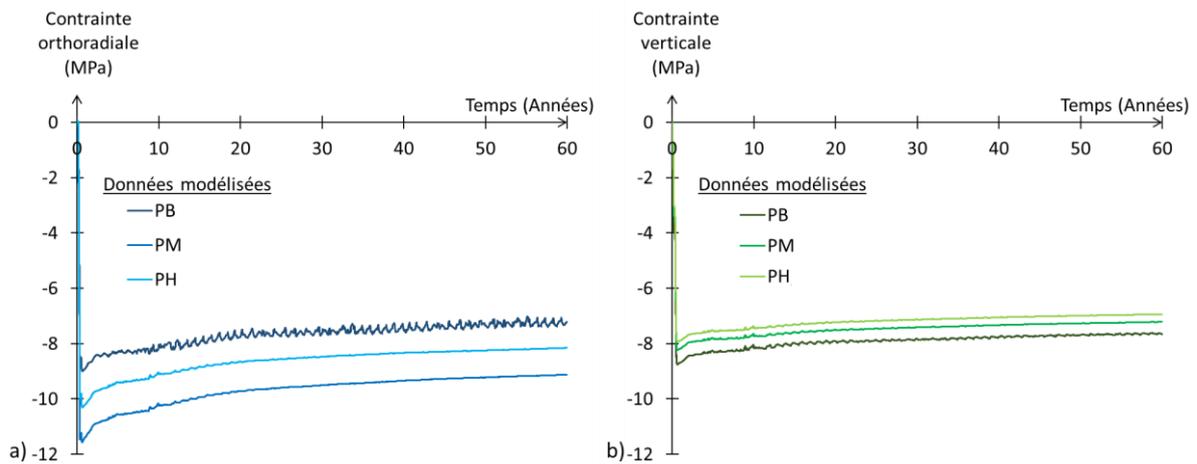


Figure II-31 Contraintes du voile étendues à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction verticale

▪ *Comportement du radier*

L'évolution des déformations du radier jusqu'à 60 ans sont présentées pour la direction orthoradiale et radiale en Figure II-32-a et Figure II-32-b. A l'issue du calcul, le gonflement moyen du radier dans les direction radiale et orthoradiale est d'environ trois fois la valeur atteinte à 30 ans.

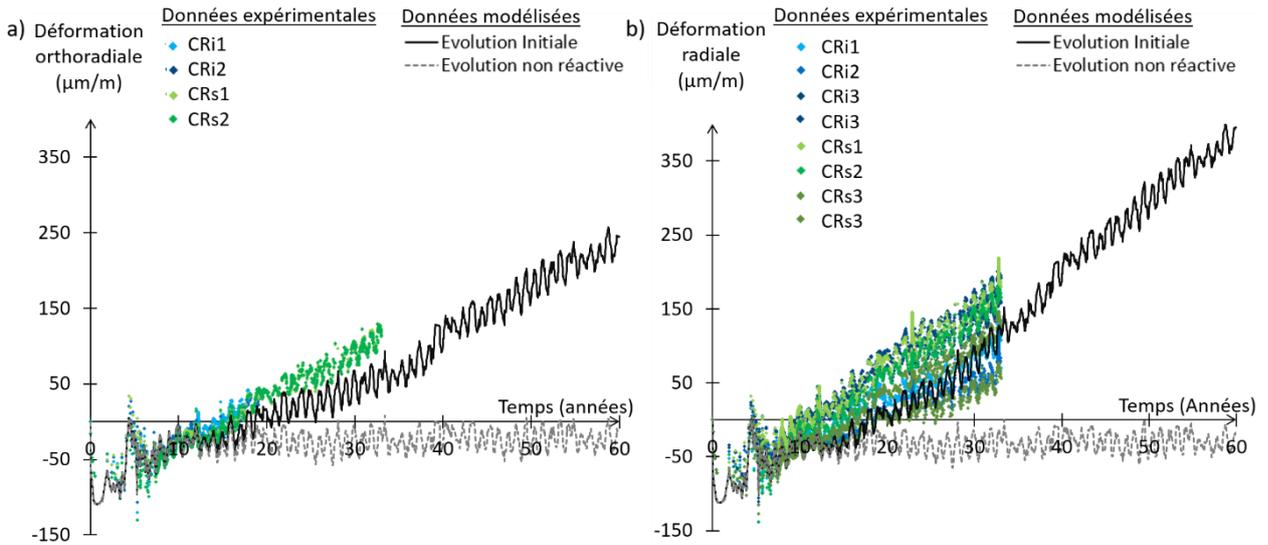


Figure II-32 Evolution des déformations du radier jusqu'à 60 ans, a) Direction orthoradiale, b) Direction radiale

▪ *Endommagement*

Les cartes d'endommagement structurel sont comparées à 30 ans et 60 ans pour les cas non réactif et réactif respectivement en Figure II-33-a et Figure II-33-c et en Figure II-33-b et Figure II-33-d. L'effet de flexion en pied de voile devient plus important en raison du gonflement du radier. La comparaison des cartographies d'endommagement des bétons réactifs à 30 ans (Figure II-33-b) et à 60 ans (Figure II-33-d) permet de visualiser la conséquence de cet effet qui se traduit par une augmentation de la fissuration au voisinage de la zone du gousset bas, sans que les fissures ne traversent toutefois.

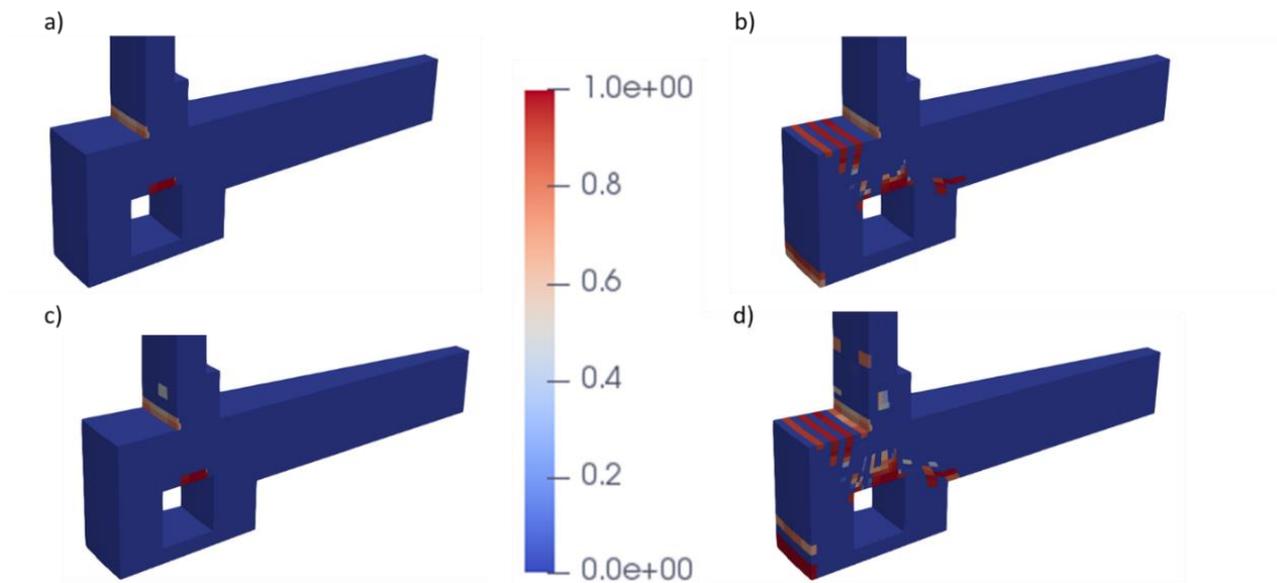


Figure II-33 Endommagement structuraux du radier, a) Cas non réactif 30 ans, b) Cas réactif 30 ans, c) Cas non réactif 60 ans, d) Cas réactif 60 ans

Les cartes d'endommagement diffus (micro fissuration due à la RGI) et d'avancement obtenues à 60 ans sont présentées en Figure II-34-a et en Figure II-34-b. De la même façon que pour les cartes obtenues à 30 ans, la corrélation avec l'état hydrique (Figure II-28-d) reste forte.

De par le manque de données expérimentales, ces cartes ne peuvent rendre quantitativement compte de l'évolution des critères de performances de la structure. Néanmoins, l'augmentation de la perméabilité et des capacités de transferts de ces zones endommagées peuvent-être attendues à partir d'un endommagement diffus de 20 % [Pichelin et al., 2020].

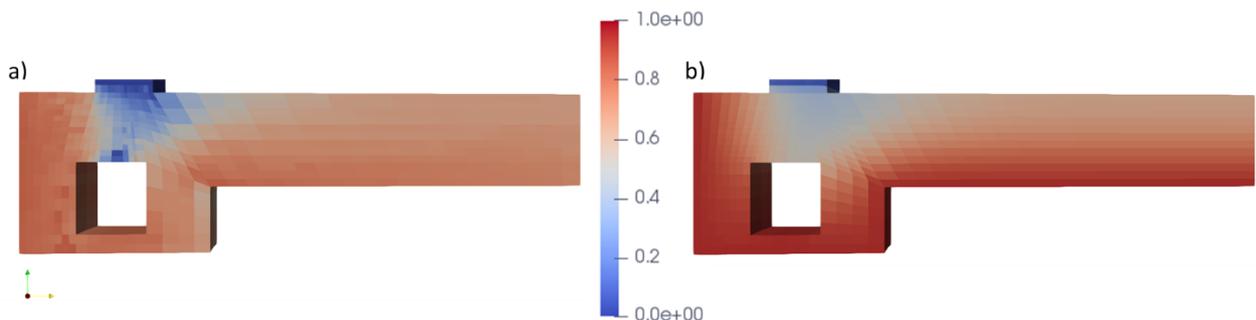


Figure II-34 Carte du cas réactif obtenue à 60 ans, a) Cartographie des endommagements D_{tg0} , b) Cartographie de l'avancement

c) Analyse paramétrique des effets de la RGI

Afin d'étudier l'impact des paramètres de la RGI sur la structure, l'amplitude du gonflement est modifiée. Pour cela, le volume potentiel maximal de gel créable $\Phi^{RGI,\infty}$ ainsi que le volume des vides Φ_{RGI}^v sont successivement augmentés ou diminués de 25 %. Les différents paramétrages utilisés sont présentés dans le Tableau 21, et les déformations du radier sont comparées pour les directions orthoradiale et radiale sur les Figure II-35-a et Figure II-35-b.

Caractéristiques	Symbole	Calage initial	+25%	-25%
Volume maximal créable	$\Phi^{RGI,\infty}$	0.035	0.04375	0.02625
Volume des vides	Φ_{RGI}^v	0.00875	0.0109	0.00656
Temps caractéristique de la réaction	τ_{ref}^{RGI}		2000	
Avancement latent	A_{LAT}		-	

Tableau 21 Variation du paramétrage de gonflement

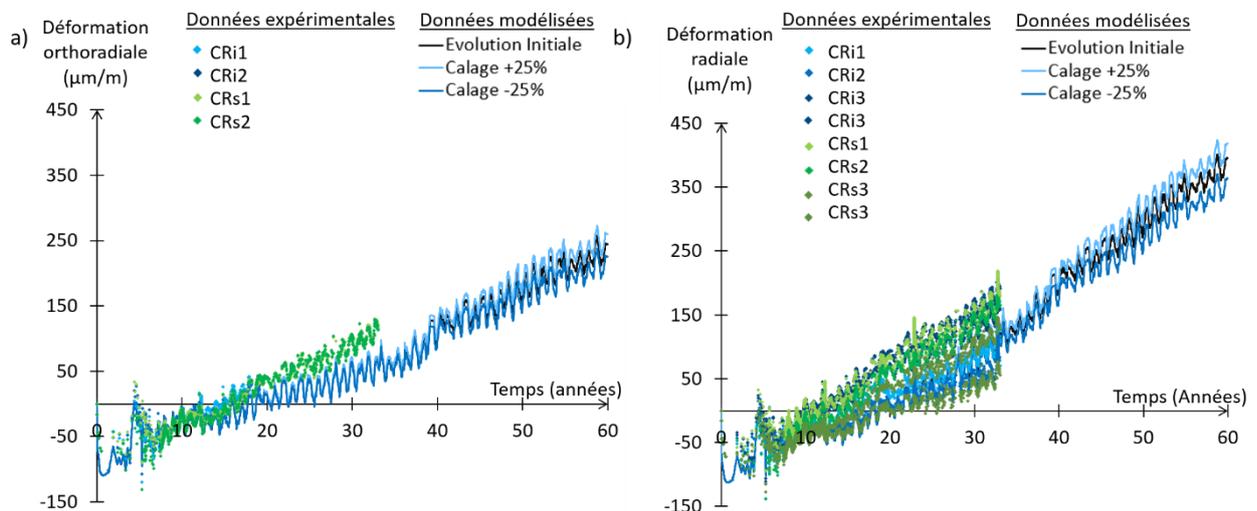


Figure II-35 Evolution des déformations induites par la variation de +/- 25% des amplitude de gonflement a) Direction orthoradiale b) Direction radiale

Bien que les paramètres d'amplitude aient variés de 25 %, l'expansion moyenne n'évolue pas dans le même rapport. A 60 ans, et comparé au calage initial, le calage à -25% induit des valeurs finales réduites de seulement 8 %. Le calage à +25% induit quant à lui une hausse de ces valeurs d'environ 6 %.

Les variations induites sur l'état de contrainte généré sur le béton et sur les armatures sont également comparées. Les contraintes en directions radiales sont observées au point central P3M (Figure II-20) et sont présentées pour le béton et pour les armatures en Figure II-36-a et

en Figure II-36-b. De la même façon que pour les déformations, les variations induites ne sont pas directement proportionnelles à la valeur de variation du potentiel de gonflement final. Si l'on compare les valeurs finales obtenues, le calage -25% induit une contrainte de béton réduite d'environ 8,5 % et une contrainte dans les armatures réduite de 10,5 %. Avec le calage à +25%, les augmentations sont de l'ordre de 7 % pour la contrainte du béton et les armatures.

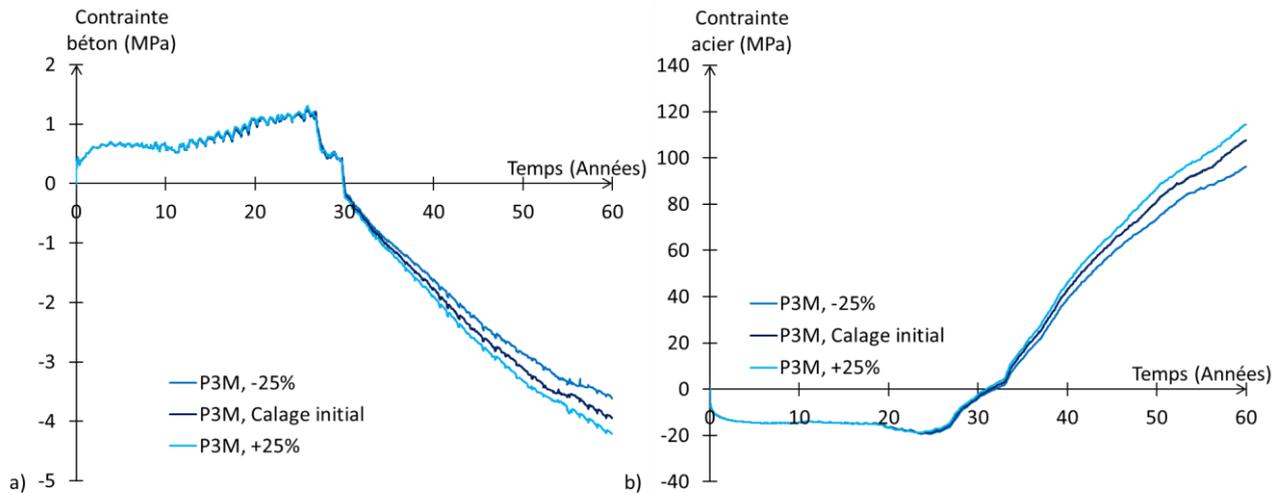


Figure II-36 Evolution des contraintes en direction radiale et orthoradiale par variation du paramétrage de gonflement a) Contraintes dans le béton, b) Contraintes axiales des armatures

Enfin les différentes cartographies d'endommagement diffus sont comparées en Figure II-37-a, Figure II-37-b et en Figure II-37-c. Bien que l'échelle ait été réduite, les variations sont difficilement notables entre les différentes cartes. En effet, les variations n'induisant pas d'évolution significative du gonflement moyen du radier dans le sens horizontal, les variations d'endommagement induit reste limitées. De façon générale les endommagements oscillent entre 0,5 et 0,85, avec un endommagement moyen de l'ordre de 0,6, 0,65 et 0,7 pour le calage à -25%, le calage initial et le calage à +25% respectivement.

Cette faible variation peut certainement être mise en relation avec le taux d'armature élevé du radier. En effet, face à la précontrainte chimique, développée par les aciers en s'opposant au gonflement, les variations de pression de gonflement internes induites par l'évolution du paramétrage ne sont pas assez significatives pour limiter ou accentuer l'endommagement induit.

Notons que ces endommagements diffus ont des conséquences limitées sur les propriétés de transfert.

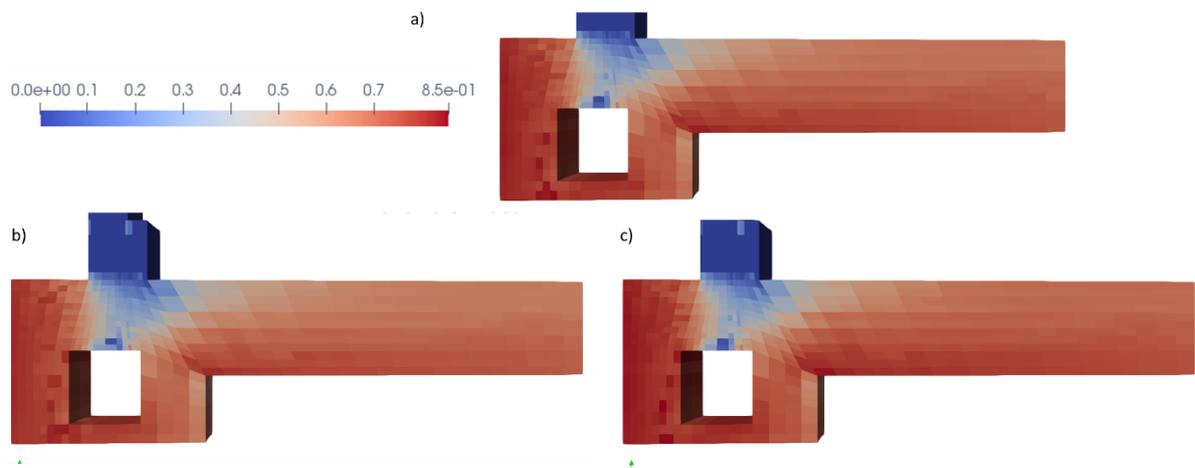


Figure II-37 Evolution des endommagements diffus (micro fissuration) de RGI par variation du paramétrage de gonflement, cartographie à 60 ans, a) Calage initial, b) -25%, c) +25%