

Modélisation numérique du chevêtre du viaduc de Fozière

I. Introduction

Ce chapitre présente l'application à un cas réel relativement simple du modèle RGIB implanté dans CESAR-LCPC. Le cas du viaduc de Fozière s'est avéré un bon exemple pour mettre en évidence l'enjeu des différents couplages et fonctionnalités qui ont été développés dans cette thèse et implantés dans le module RGIB de CESAR-LCPC. En effet, ce pont a fait l'objet de plusieurs années de suivi et d'expertises, ce qui a permis de collecter les données nécessaires pour mener les calculs. De plus, dans cet ouvrage, un apport d'eau localisé au sein du chevêtre atteint de RSI permet de mettre en évidence le rôle du couplage hydrique sur le gonflement. Dans un premier temps, on fait une description de l'ouvrage et de sa pathologie. Ensuite, on présente les différents calculs qui constituent les données d'entrée du modèle mécanique : le calcul thermique au jeune âge, le champ de température durant la vie de l'ouvrage et le calcul hydrique. Le calcul mécanique est enfin présenté d'une façon progressive pour mettre en évidence l'apport de chaque couplage.

II. Présentation de l'ouvrage

1) Géométrie de l'ouvrage

Cet ouvrage est un viaduc de type VIPP (Viaduc à travées Indépendantes à Poutres Précontraintes). Il a été construit pendant les années 1980-1981. L'ouvrage fait 121 m de longueur et 13 m de largeur. Il est constitué de trois travées, chaque travée est composée de cinq poutres, longues de 40 m avec un talon de 0.70 m de large. Ce viaduc s'appuie sur deux culées (Nord, Sud) et deux piles (Nord, Sud). La culée Nord est fondée sur un massif de béton, tandis que la culée Sud repose sur le rocher. Les deux piles sont fondées sur semelles. Elles sont composées d'un fût de section polygonale inscrit dans un rectangle de 3,1 x 7,5 m d'une hauteur de 14,5 m pour la pile Nord et de 9,28 m pour la pile Sud. Ces deux fûts sont surmontés par un chevêtre de 14 m de longueur et de 3,5 m de largeur, sur une hauteur qui varie de 1,1 à 2 m (Divet 2001).

L'ouvrage ne comporte pas de système d'évacuation des eaux de pluies. Certaines parties d'ouvrage sont donc fortement exposées à un environnement humide. Sur la figure 7-1 nous pouvons voir en premier plan, la pile sud surmontée par son chevêtre et le tablier.



Figure 7-1 Vue du viaduc de Fozière

Selon le rapport d'inspection détaillée de 1997 (LRPC d'Aix-en-Provence 1997), la partie visiblement la plus endommagée de l'ouvrage est le chevetre de la pile Sud. Cette partie a donc été choisie pour l'étude.

2) Détection des désordres

Après 9 ans d'exploitation (1989), un réseau de fissures est détecté sur les piles et les chevêtres. Une nouvelle inspection détaillée effectuée en 1997 montre que le réseau de fissures des chevêtres s'est nettement développé et témoigne d'une situation préoccupante pour la pérennité de l'ouvrage. Le chevetre de la pile Sud présente une fissuration verticale dense sur les deux faces avec une ouverture maximale variant de 0,2 mm à 1,7 mm (figure 7-2 et figure 7-3). Cependant le phénomène apparaît assez localisé puisque l'ouverture maximale des fissures est de 0,3 mm, excepté à l'about Est du chevetre où l'ouverture atteint 1,7 mm. De plus, dans cette zone, le réseau de fissures est plus dense.

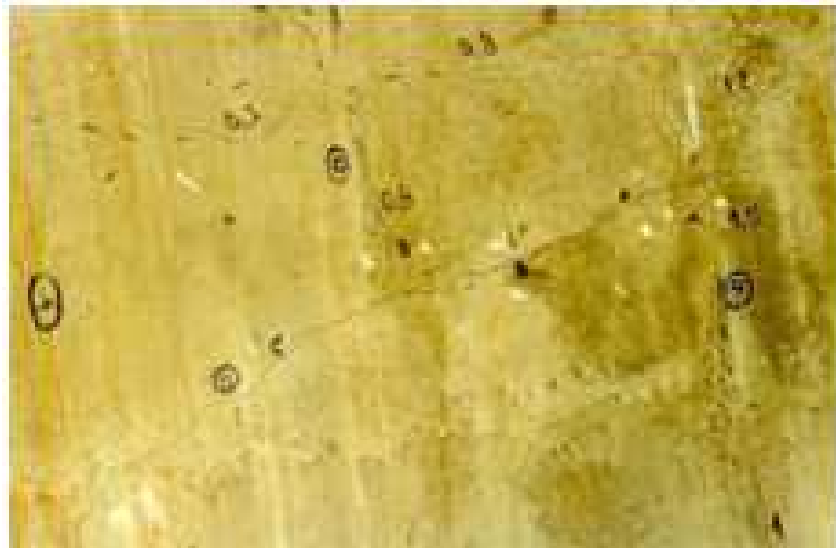


Figure 7-2 Réseau de fissures au niveau du chevêtre de la pile sud (Divet 2001)



Figure 7-3 Détail d'une fissure observée sur le chevêtre de la pile sud. (Divet 2001)

Les fissures du chevêtre de la pile Sud présentent des coulures de calcite indiquant des circulations d'eau au sein du béton. Cette fissuration est plus dense dans la partie Est de la structure que dans la partie Ouest. Cette différence de fissuration semble due à un gradient hydrique entre les deux côtés de l'ouvrage. En effet la partie Est de la structure est soumise à davantage d'humidité en raison du relief alentour ce qui favorise une humidité persistante du côté du versant. Ajoutons à cela la conception du système d'évacuation d'eau, qui permet une stagnation d'eau au dessus de la partie Est du chevêtre, causée par la convexité du tracé en plan de l'ouvrage. Cette bonne corrélation entre les ruissellements et la dégradation du béton confirme l'importance du couplage entre humidité et gonflement. Les relevés de la fissuration, établis en 1989 et 1997 pour le chevêtre de la pile Sud, sont présentés sur la figure 7-4. Ce schéma illustre l'évolution rapide des désordres apparents sur les deux faces de l'ouvrage entre 1989 et 1997.

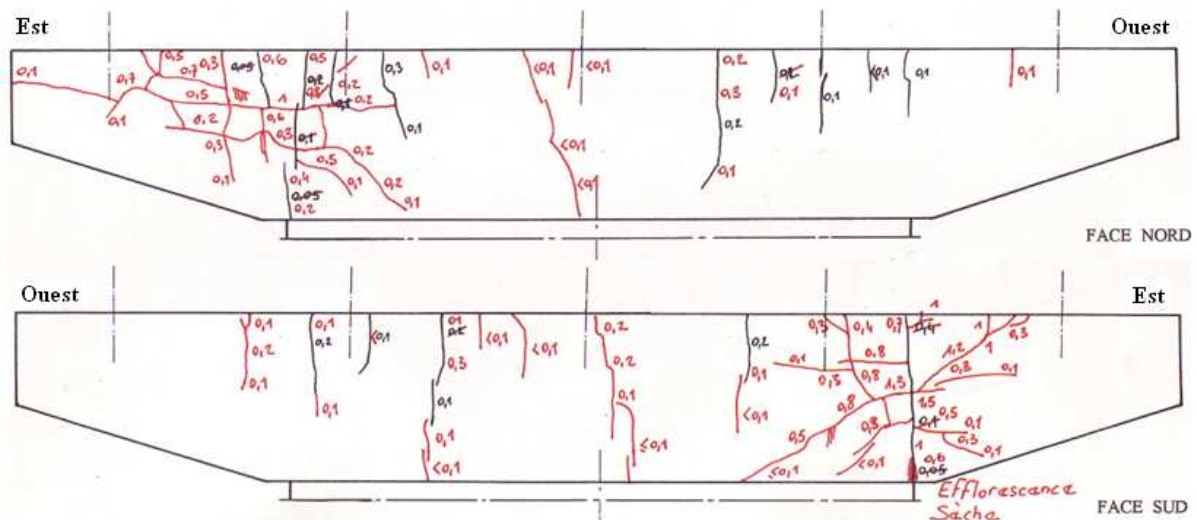


Figure 7-4 Relevé comparatif de fissures sur le chevêtre de la pile Sud en rouge 1997 et Noir 1989

3) Diagnostic des désordres

i. Composition chimique et minéralogique du béton

L'étude de la composition chimique a été effectuée par (Divet 2001) et (Pavoine 2003), cette étude s'est basée à la fois sur les données recueillies à partir de procès verbaux d'essais de convenue du dossier de l'ouvrage et aussi des analyses réalisées sur carottes.

Le ciment utilisé à l'époque est un CPA 55 R. Les granulats utilisés sont silico-calcaires et une fraction de sable calcaire intervient également dans la composition du béton. L'analyse complète du béton a permis d'estimer que les fractions siliceuses et calcaires des granulats représentent respectivement 42 et 33% (en masse) du béton (Divet 2001). La formule du béton (tableau 7.1) prévue par le procès-verbal pour les piles et les chevêtres de cet ouvrage, spécifie que le dosage en ciment de ces pièces massives est de 350 kg/m³ pour un rapport E/C de 0,47.

Matériaux	Dosage en (kg/m ³)
Gravier 10/20	810
Gravier 4/10	395
Sable 0/4	555
Sable 0/3	140
Eau	165
Ciment	350

Tableau 7-1 Formulation théorique du béton du viaduc de Fozzière

La caractérisation des liants utilisés dans l'ouvrage a été effectuée dans le cadre des travaux de (Divet 2001). La composition chimique du ciment (tableau 7-2) a été obtenue à partir de la base de données du LCPC sur les ciments utilisés en France. La composition potentielle des ciments a été calculée à partir de la formule de Bogue en prenant en compte la silice hydraulique, la chaux libre et le carbonate de calcium présents dans le ciment. Ces résultats sont présentés dans le (tableau7-3).

Eléments	SiO ₂	Al ₂ O ₃	Fe ₂ O ₃	CaO	MgO	Na ₂ O	K ₂ O	SO ₃	Na ₂ O _{équi}
(% massique)	20.5	5.3	2.5	64.5	1.1	0.3	1.2	2.6	1.1
Na ₂ O _{équi} =Na ₂ O+0.6 K ₂ O									

Tableau 7-2 Composition chimique du ciment utilisé pour le du béton du chevêtre du viaduc

Minéraux majoritaire du ciment	C ₃ S	C ₂ S	C ₃ A	C ₄ AF	Gypse	Chaux libre	Carbonate de calcium
Composition chimique du ciment (% massique)	20.5	5.3	2.5	64.5	1.1	0.3	1.2

Tableau 7-3 Composition minéralogique selon la formule de Bogue

Le ciment utilisé contient une teneur en alcalins relativement élevée (supérieur à 0.6% NA_2O_{eq}) par contre les teneurs en SO_3 et C_3A ne sont pas excessivement élevées (SO_3 de l'ordre de 2.6% et C_3A de l'ordre de 2.5%).

Les granulats et sables (2 catégories) sont issus des mêmes gisements. Les granulats et sable (0/4) proviennent d'une roche à base de gneiss rubané constitué de quartz (30%), de feldspaths (20%), de lits micacés + oxydes (30%) et de matériaux phylliteux (20%). Ces granulats sont non réactifs vis-à-vis de l'alcali-réaction (AFNOR NF P 18-590, 1986). Le sable jaune est calcaire. L'existence de granulats siliceux de type quartz en particulier favorise la formation d'ettringite potentiellement expansive au niveau de l'interface pâte/granulats.

ii. Suivi de l'ouvrage

La totalité du chevêtre Sud du viaduc de Fozrière a été équipée au cours de l'année 2000 de bases de distancemétrie à fil invar. Vingt plots ont été scellés, les bases ont été implantées dans les trois directions, la longueur entre les bases varie de 0.8 à 14 m. À l'issue d'une période de deux années, seul l'about Est montre une évolution des déformations. Cette évolution est de l'ordre de 0.2 mm/m/an. Les autres zones du chevêtre ne présentent qu'une très faible fissuration et aucune évolution significative des déformations n'est observée.

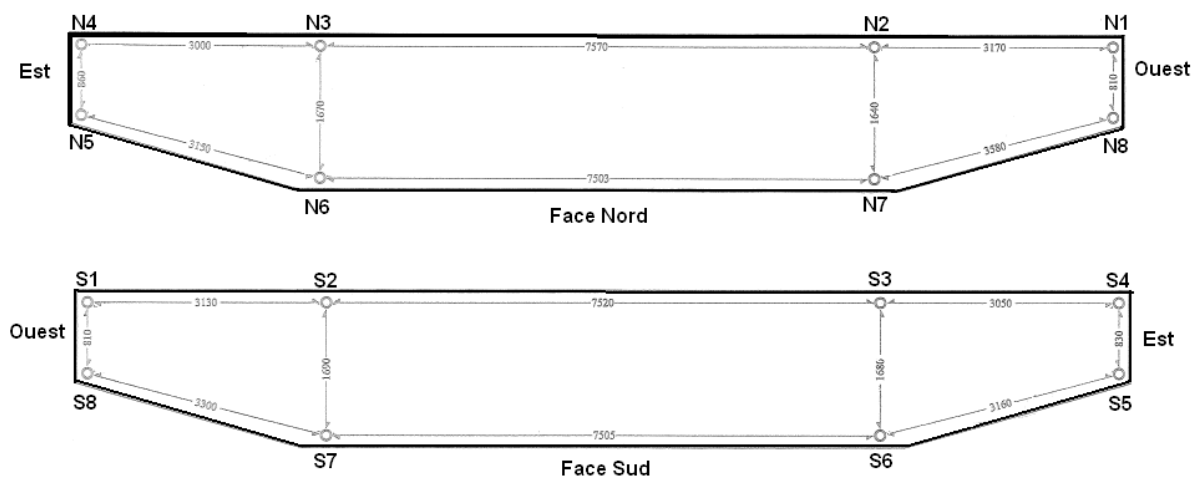


Figure 7-5 Schéma d'implantation des plots de distancemétrie

Vu que l'expansion s'effectue essentiellement du côté Est de la structure, on représente dans la figure 7-6 les relevés distancemétriques de cette partie Est seulement.

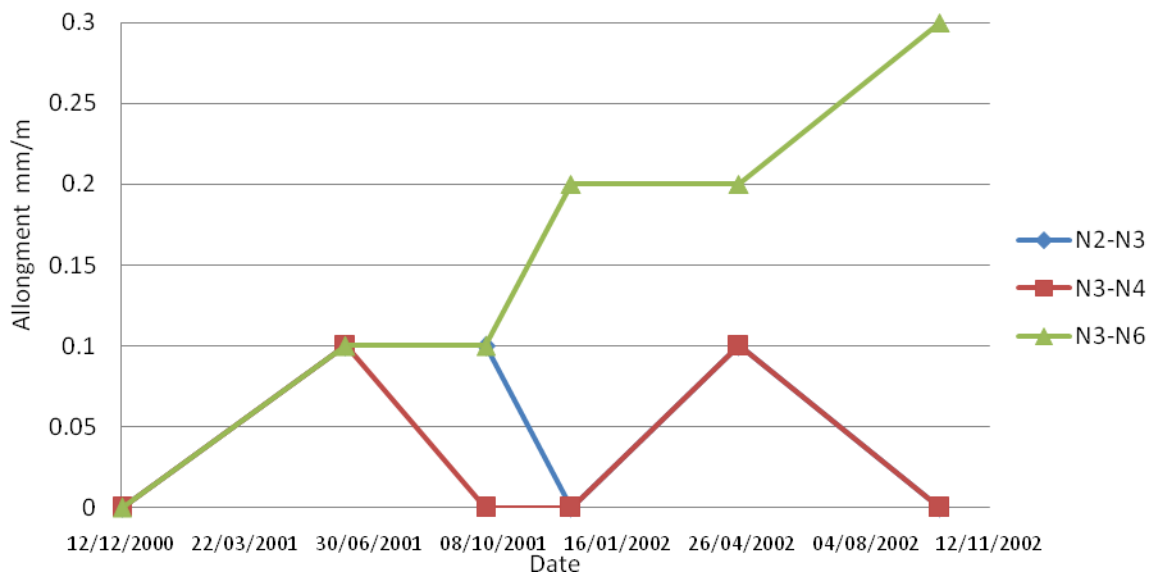


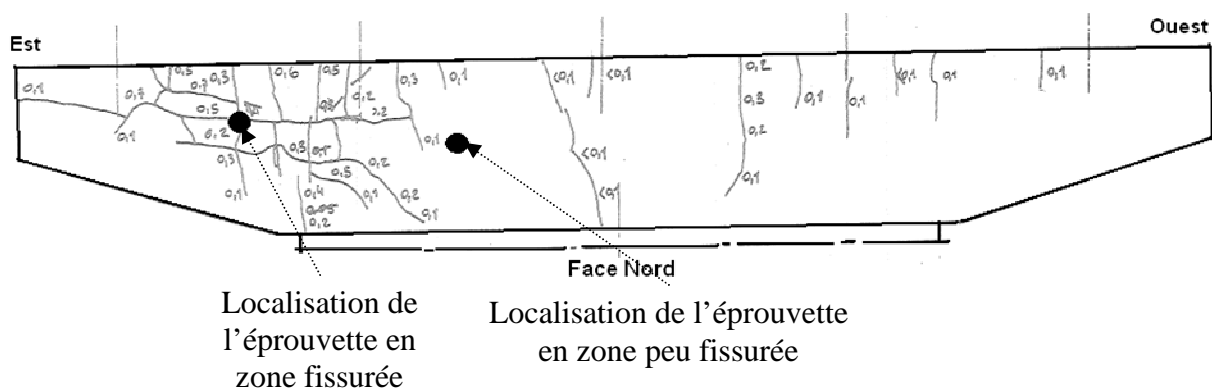
Figure 7-6 Relevé de distancemétrie dans la partie Est du chevêtre (face Nord)

Ces relevés de distancemétrie incluent aussi les variations saisonnières de température, cette variation de température est remarquable sur le distancemètre situé entre N3 et N4. En faisant une correction par rapport à cette variation, on remarque que, entre 08/10/2001 et 16/01/2002, il y a eu un déplacement de 0.1mm/m, et qu'entre 26/04/2002 et 12/11/2002 on a eu aussi un déplacement vertical de 0.1 mm/m. Ainsi, en première approximation, on peut estimer que le gonflement s'effectue à une vitesse de l'ordre de 0.2mm/m/an. Cette valeur n'est pas totalement exacte vu que le gonflement n'est pas linéaire en fonction du temps, mais elle nous sert comme un ordre de grandeur dans nos comparaisons.

Des mesures d'indice de fissuration en utilisant la méthode (LPC n°47 1997) ont été aussi effectuées sur deux bases de mesure. Ces mesures ont été effectuées en décembre 2000. La première base est située en zone fissurée, elle a révélé un IF=1.64mm/m. La deuxième située en zone non fissurée a révélé un IF=0.55mm/m.

iii. Essais d'expansion résiduelle

L'essai d'expansion résiduelle (LCPC 2003) a été appliqué sur deux carottes prélevées dans le chevêtre de la pile Sud du viaduc de Fozzière. Ces carottes sont issues de deux zones de l'ouvrage, plus ou moins altérées. Dans la figure 7-7 on représente la position des éprouvettes extraites de l'ouvrage.



La profondeur de carottage est de 60 cm. Le suivi de ces éprouvettes a été effectué sur une durée de presque un an. Les résultats du suivi des l'expansion longitudinale de deux éprouvettes sont donnés sur la figure 7-8.

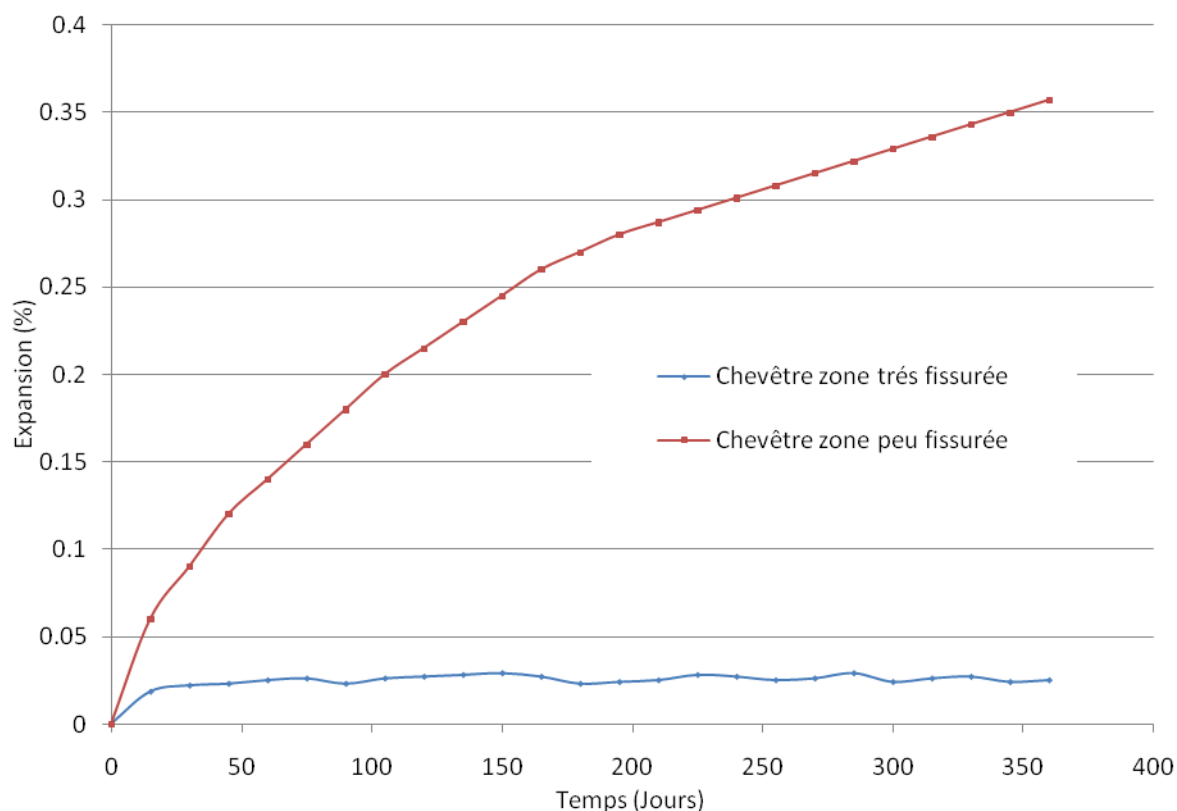


Figure 7-8 Expansion résiduelle des éprouvettes en béton extraites de l'ouvrage

Les carottes ont un comportement différent selon la zone de prélèvement. Le gonflement résiduel important est mesuré sur l'éprouvette prélevée dans la zone peu fissurée du chevêtre tandis que la carotte prélevée dans la zone très fissurée du chevêtre ne gonfle pas.

La carotte de la zone très fissurée semble avoir atteint le palier de gonflement sur site, alors que celle extraite de la zone peu fissurée a un potentiel de réactivité important qui peut se réaliser à long terme. Sur l'ouvrage, ces zones sont plus ou moins exposées à l'humidité. En l'absence d'un système de drainage efficace, la zone la plus fissurée est le siège des stagnations d'eau tandis que la partie peu fissurée est uniquement exposée à la pluie.

Des essais sur béton reconstitué, représentatif de l'ouvrage ont aussi été effectués, ils montrent une expansion non négligeable détectée après 250 jours d'immersion. Cette expansion atteint 0,1% (Pavoine 2003).

Il y a eu également des observations au MEB pour des échantillons de béton extraits de cet ouvrage. Dans la figure 7-9 on présente des observations faites par (Divet 1999) dans le cadre du diagnostic de cet ouvrage.

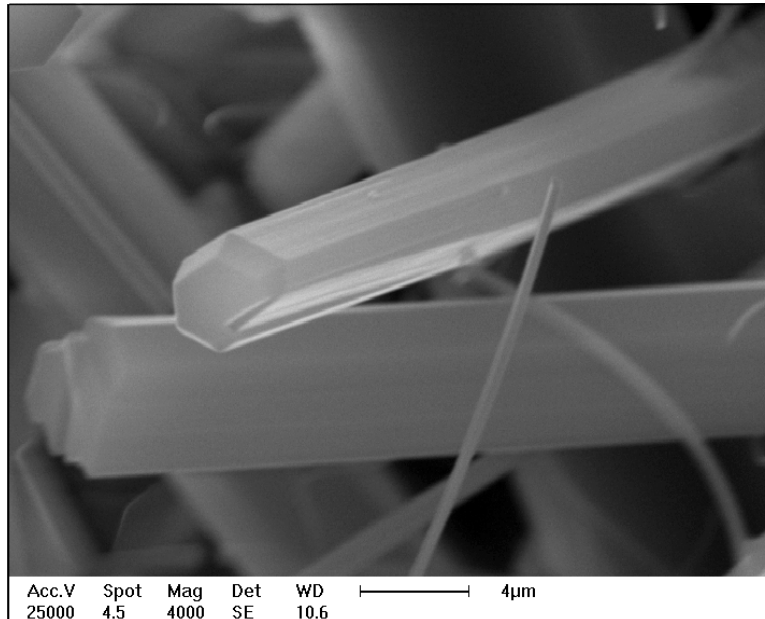


Figure 7-9 Détail des aiguilles d'ettringite formées dans la porosité du béton extrait du viaduc de Fozrière (Divet 1999)

La figure 7-9 montre que l'ettringite se présente en cristaux aciculaires plus ou moins orientés et, le plus souvent, perpendiculairement aux surfaces sur lesquelles elles se développent. (Pavoine 2003) a également effectué des observations au MEB sur carottes ou béton reconstitué et il a bien identifié l'existence d'une ettringite massive comprimée, plaquée entre le granulat et la pâte de ciment. Dans la figure 7-10, on présente une observation effectuée par le MEB sur un échantillon de béton extrait du chevêtre du viaduc de Fozrière (Pavoine 2003).

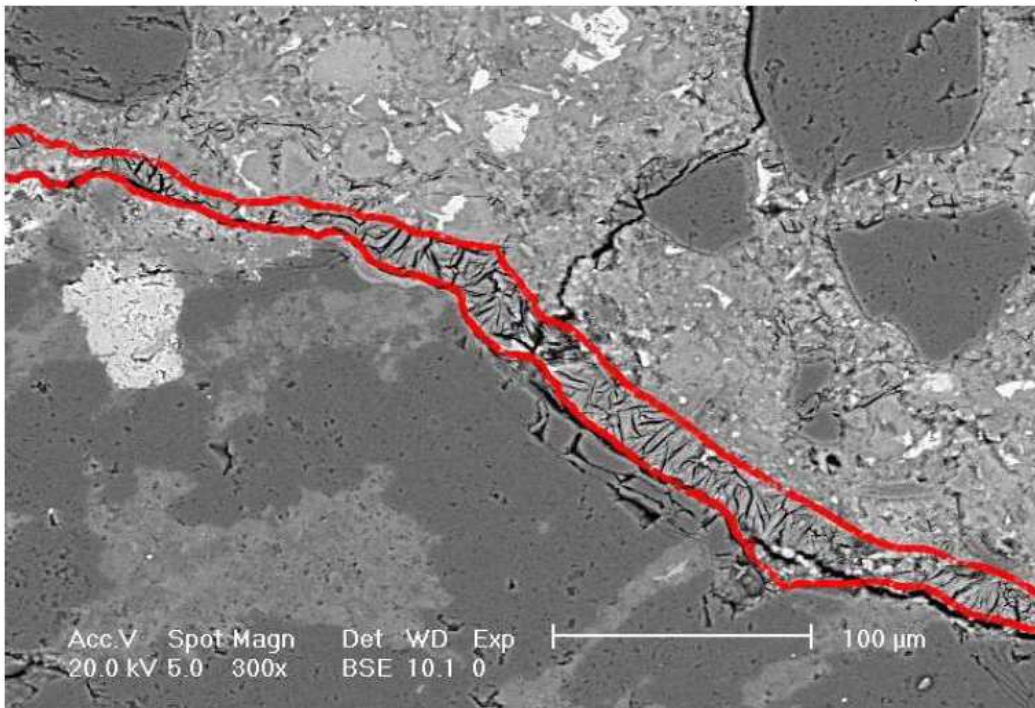


Figure 7-10 Observation effectuée par le MEB d'une ettringite comprimée à l'interface pâte granulat (Pavoine 2003)

La zone rouge dans la figure 7-10 délimite approximativement la couche d'ettringite formée entre la pâte et le granulat.

Aussi dans le cadre du diagnostique de l'ouvrage (Pavoine 2003), des calculs thermiques de la température atteinte au jeune âge montrent que celle-ci a dépassé 70°C pendant une durée assez long. Nous allons revenir aux résultats et interprétations des calculs thermiques au jeune âge dans le cadre des calculs préliminaires du module RGIB.

Les résultats de ce diagnostique montrent bien que le chevêtre du viaduc est atteint d'une RSI expansive. L'application du module RGIB à cet ouvrage permet d'illustrer les fonctionnalités successives de l'outil de calcul en suivant la méthodologie exposée précédemment.

III. Calage des paramètres de gonflement

Le calage des paramètres de gonflement est effectué sur les résultats des expansions résiduelles. Le suivi du gonflement du béton reconstitué a donné un résultat d'amplitude inférieure à celui de l'expansion résiduelle. En effet, au cours des analyses faites par (Pavoine 2003) le gonflement d'un béton reconstitué a atteint 0.1% après 250 jours d'expansion alors que le gonflement d'un béton déterminé par l'essai d'expansion résiduelle a atteint 0.35%. Cette différence semble essentiellement due à des imprécisions dans la composition du béton reconstitué utilisée, vue qu l'ouvrage est assez ancien et qu'il est très difficile de connaître la composition de son béton et du ciment avec exactitude.

L'éprouvette extraite de l'ouvrage est soumise à deux phases d'histoire hydrique. Au cours de la première, *in-situ*, l'éprouvette est soumise aux conditions environnementales d'humidité et de température. La deuxième, en laboratoire, consiste en deux cycles d'humidification séchage ; chaque cycle s'étend sur une durée de 14 jours et il est composé des deux phases suivantes :

- Séchage pendant 7 jours dans l'enceinte à 38°C et HR<30%
- Immersion pendant 7 jours dans l'eau à 20°C.

Après les cycles les éprouvettes sont conservées dans l'eau. En faisant un calcul de diffusion hydrique de l'éprouvette, on peut déterminer l'évolution de l'humidité dans l'échantillon dans le centre de la section médiane de l'éprouvette. Cette évolution est représentée dans la figure 7-11.

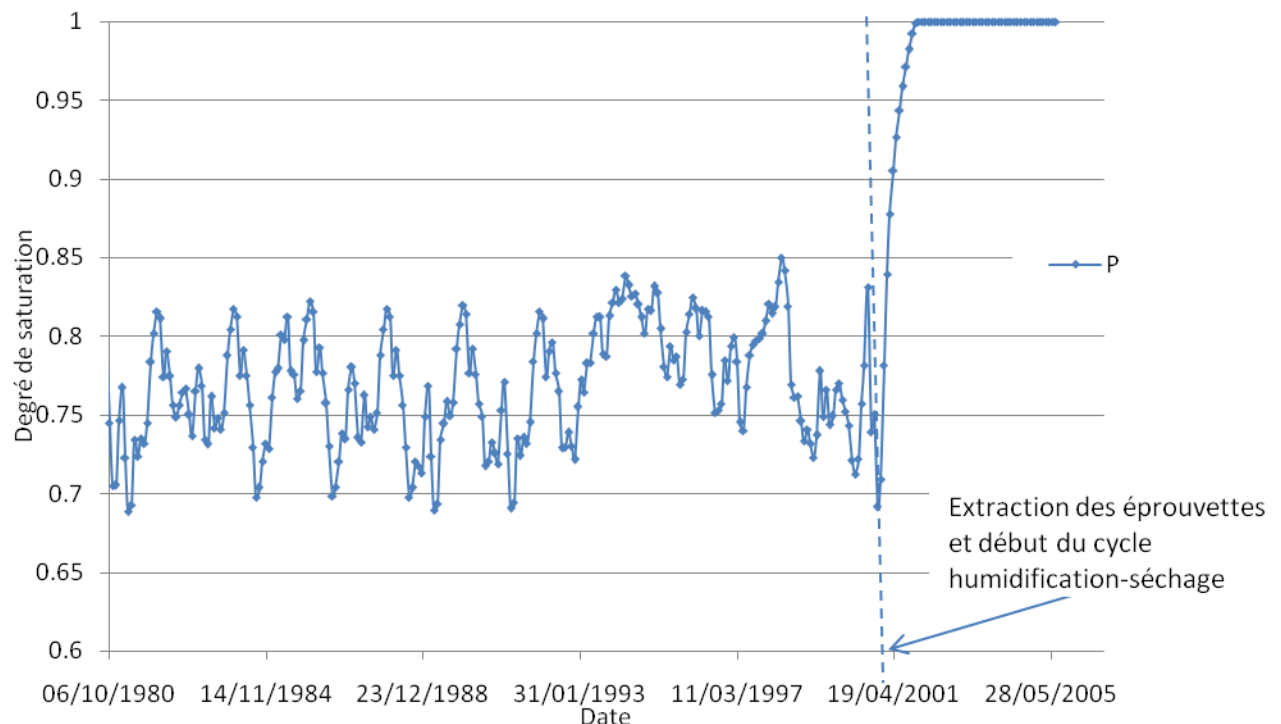


Figure 7-11 Histoire hydrique de l'éprouvette extraite de l'ouvrage

On applique la méthode développée par (Li et al. 2004) vis-à-vis de cette éprouvette représentative et de la section du chevêtre du viaduc. Au niveau de l'éprouvette, on note G_c le groupe de paramètres (ε_{∞}^0 , τ_c^0 , τ_l^0 , δ^0 , φ^0). Cet ensemble est identifié à travers le calcul chimico-élastique en utilisant une série d'indicateurs mécaniques (en postulant l'expansion initiale de l'éprouvette ε_{c0}) et en tenant compte de son histoire hydrique (tableau 7-4).

ε_{c0} (%)	ε_{∞} (%)	τ_c (Jours)	τ_l (Jours)	δ (Jours)	φ (Jours)
0.35	0.92	96	208	23	35
0.38	0.94	98	206	23	35
0.41	0.97	100	204	24	36
0.55	1.01	102	202	25	36
0.58	1.02	104	200	26	37

Tableau 7-4 Ensemble de groupe de paramètres chimico-mécaniques

La deuxième étape de calcul consiste à faire un calage à l'échelle de la structure qui permet de sélectionner le jeu (ε_{∞}^0 , τ_c^0 , τ_l^0 , δ^0 , φ^0) le plus approprié. Pour cela on fait un calcul aux éléments finis avec CESAR-LCPC sur l'ensemble du chevêtre. Ces calculs nous permettent d'avoir les déformations irréversibles que l'ont traduit en indice de fissuration au niveau des zones où l'indicateur est disponible grâce au suivi de l'ouvrage. Dans la figure 7-12 on présente les déformations irréversibles calculées par CESAR-LCPC en utilisant l'ensemble des paramètres du tableau 7-4 et la mesure de l'indice de fissuration faite en décembre 2001.

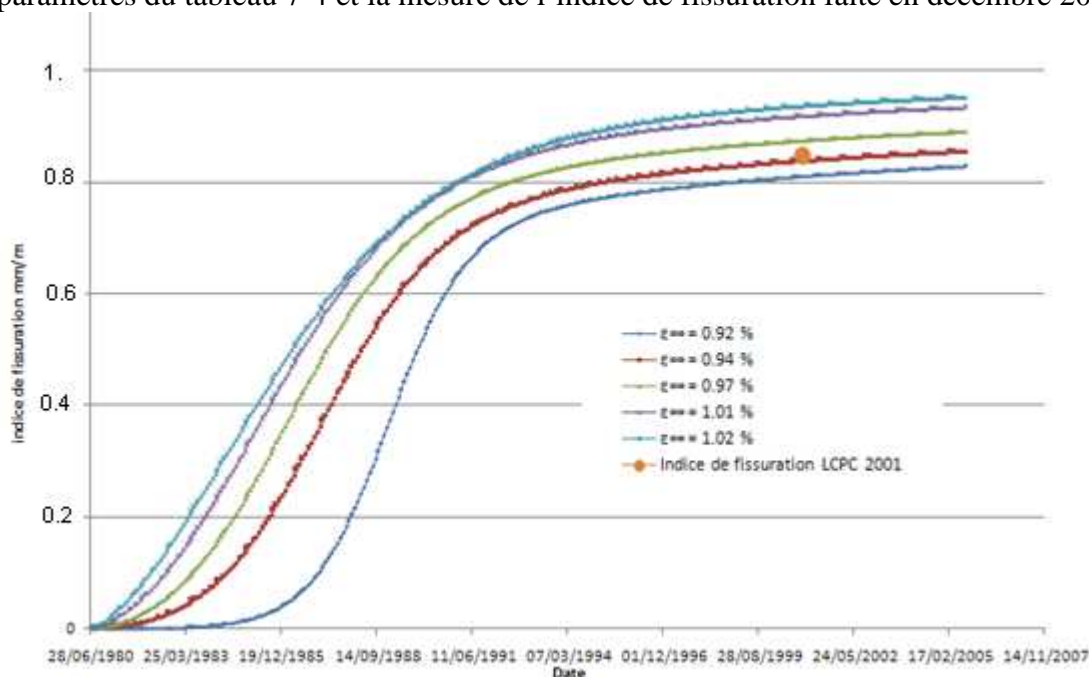


Figure 7-12 Calage au niveau de la structure

La courbe qui présente $\varepsilon_{\infty}=0.94\%$ comme potentiel de gonflement semble la plus adéquate pour représenter l'expansion dans la structure. Ainsi les paramètres d'avancement qu'on va prendre en compte sont présentés dans le tableau 7-5.

ε_{∞} (%)	τ_c (Jours)	τ_l (Jours)	δ (Jours)	φ (Jours)
0.94	98	206	23	35

Tableau 7-5 Groupe de paramètres à prendre en compte dans le calcul

On note que ce jeu de paramètres correspond à $\varepsilon_{c0}=0.38\%$, la différence $\varepsilon_{\infty} - \varepsilon_{c0}=0.56\%$ traduit bien une expansion résiduelle très significative pour les zones du chevêtre apparaissant comme peu fissurée. Mais il faut bien se rappeler que ce potentiel de gonflement est associé à un béton extrait de l'intérieur du chevêtre à une profondeur moyenne de 0.6 m, donc ce potentiel ne peut en aucun cas refléter l'état de fissuration du chevêtre.

La deuxième étape de calibrage consiste à caler la loi du potentiel de gonflement. Pour cela on a fait un calcul thermique au jeune âge et on a essayé de reconstruire l'histoire thermique de l'éprouvette. L'éprouvette extraite est située à 60 cm de profondeur, la hauteur de l'éprouvette est de 20 cm. On recherche donc l'histoire thermique de la zone (au centre de l'éprouvette) située à 50 cm de profondeur. A la suite d'un calcul thermique au jeune âge en utilisant le module TEXO de CESAR-LCPC on peut déterminer l'évolution de la température au centre de cette zone, on note cette évolution $T^{\#}(t)$. Cette évolution est représentée par la figure 7-13. Le détail de ces calculs thermiques au jeune âge en termes de type de maillage, de conditions limite et de chargement est présenté dans le cadre de présentation des calculs préliminaires du module RGIB.

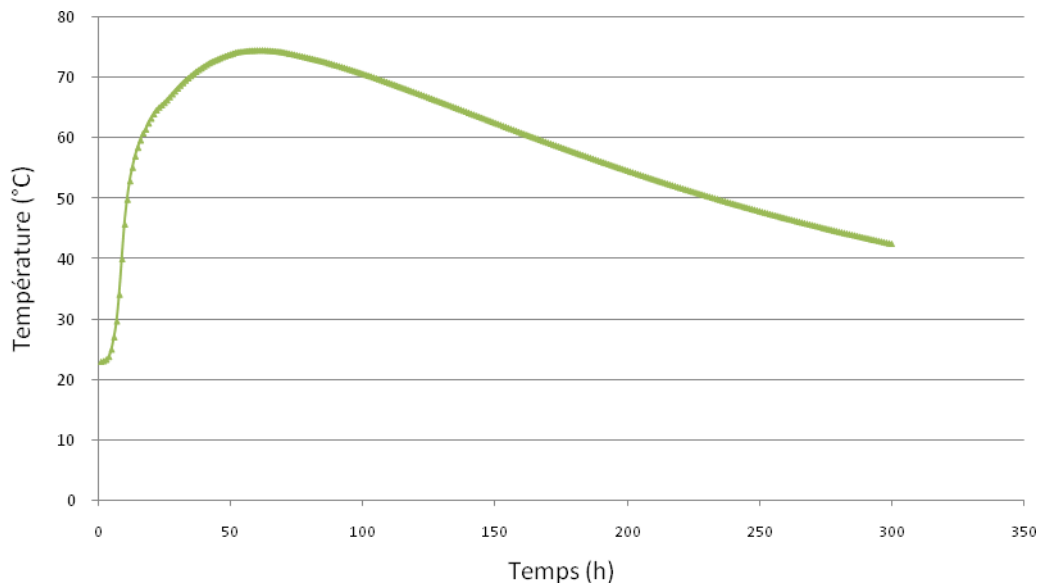


Figure 7-13 Variation de la température reconstruite par le calcul au point d'extraction de l'éprouvette

En faisant un recalcul thermique, on peut reconstruire l'histoire thermique au jeune âge de la structure au point où on a fait l'extraction de l'éprouvette. En faisant l'hypothèse que l'énergie d'activation et la température seuil sont des paramètres fixes, on adopte comme valeurs de ces deux paramètres celles qui ont été trouvées à la suite du calibrage effectué dans la partie 2 chapitre 2. Ainsi $E=408 \text{ J.mol}^{-1}$ et $T_0 = 54^\circ\text{C}$. On peut calculer la quantité caractérisant la modulation du potentiel de gonflement par I_0 sous la forme suivante :

$$I_0 = \int_{T(t) \geq T_0} e^{-\left(\frac{E}{R} \left(\frac{1}{T^{\#}(t)} - \frac{1}{T_0}\right)\right)} dt = 6.05 \text{ h} \quad (7.1)$$

Connaissant le potentiel de gonflement d'une éprouvette extraite de l'ouvrage $\varepsilon_{\infty}^0 = 0.94\%$ et sa quantité $I_0 = 6.05 \text{ h}$, on peut calculer le coefficient $\alpha = \frac{\varepsilon_{\infty}^0}{I_0} = 1.44 \cdot 10^{-3} \text{ h}^{-1}$. On utilisera ainsi ces différentes valeurs dans le calcul mécanique.

En comparant cette valeur de α à la valeur déjà trouvée dans la partie 2 chapitre 2, on remarque que cette valeur trouvée pour le viaduc de Fozière est légèrement supérieure à celle trouvée dans l'étude expérimentale. En faisant l'hypothèse que le coefficient α ne dépend que

de la composition du ciment on peut admettre que le béton du chevêtre est légèrement plus réactif que l'autre béton fabriqué en laboratoire.

IV. Calculs numériques préliminaires

1) Maillage

Les différents calculs nécessaires à la modélisation de la RSI vont s'appuyer sur le même maillage. En raison des symétries du problème, seule une moitié du chevêtre est modélisée. Le maillage est constitué de 5990 éléments hexaédriques à 8 nœuds ce qui constitue un total de 6270 nœuds. Pour le calcul thermique au jeune âge, on ajoute à cette base 558 éléments d'échange plans pour modéliser les échanges de chaleur convectifs. Ces éléments sont aussi utilisés pour le calcul de diffusion hydrique.

Enfin, pour l'étape du calcul mécanique, on superpose aux éléments de volume 830 éléments de type barre qui représentent les armatures du béton.

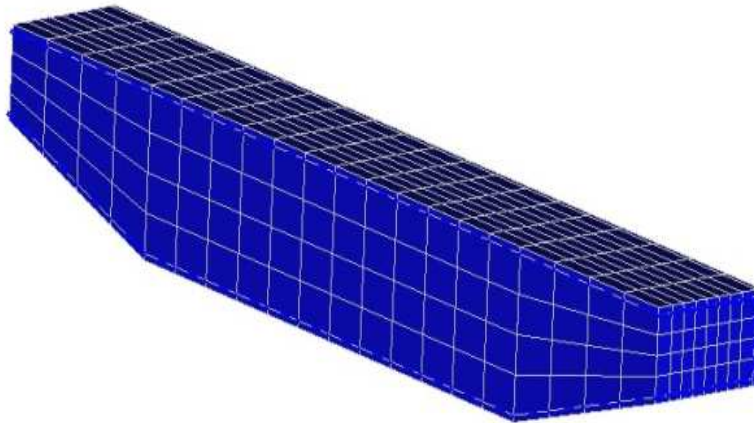


Figure 7-14 Modèle numérique développé pour les calculs de diffusion et mécanique

Pour des raisons de simplification et de limitation de la durée des calculs le ferrailage du modèle est une représentation approchée de la réalité. On a opté pour un lit latéral, supérieur et inférieur alors qu'en réalité il y a aussi des barres inclinées en partie inférieure et des épingles pour reprendre l'effort tranchant. Par contre le ratio d'acier utilisé sur ouvrage est le même que dans le modèle numérique. Dans la suite on détaillera les différentes données des calculs hydrique et mécanique.

2) Calcul thermique au jeune âge

Les propriétés du béton ont été obtenues en réalisant des essais quasi-adiabatiques avec des matériaux similaires à ceux utilisés à l'époque de la construction (1980). La chaleur d'hydratation moyenne du béton mesurée est de 43,3 kJ/mol. La pièce de béton a un volume total de 77 m³, coulée en une seule étape d'environ 5 heures. Le coffrage est en bois contre-plaqué d'épaisseur 20 mm, le coefficient d'échange thermique béton/coffrage est $\lambda=9,18$ kJ/h/m²/K. Le coffrage a été enlevé après 7 jours de maturation. Cette pièce a été coulée durant la période estivale. La température moyenne à l'ombre, dans la localité voisine, enregistrée pendant la fabrication du chevêtre, est de $23,5 \pm 2^\circ\text{C}$ (données météo France). Le béton est supposé très ferrillé, les caractéristiques thermiques prises sont celles d'un béton standard : une capacité calorifique $C=2400$ kJ/m³/K et une conductivité thermique considérée isotrope $K_x=K_y=K_z=6$ kJ/h/m/K et $K_{xy}=K_{xz}=K_{yz}=0$ kJ/h/m/K. (TEXO 2003)

La simulation numérique des effets thermiques été entreprise à l'aide du modèle TEXO, qui fait partie du programme CESAR LCPC (Humbert et al. 2005). Elle permet d'estimer l'évolution des champs de température et l'avancement de la réaction d'hydratation dans les premières heures après le coulage d'un béton. Des comparaisons avec l'échauffement de pièces massives enregistré à partir de thermocouples coulés dans la masse montrent que cette méthode permet d'approcher l'échauffement réel avec une incertitude de 10 % lorsque des essais adiabatiques ont été réalisés auparavant sur le béton (Clément 2001 a-b-c).

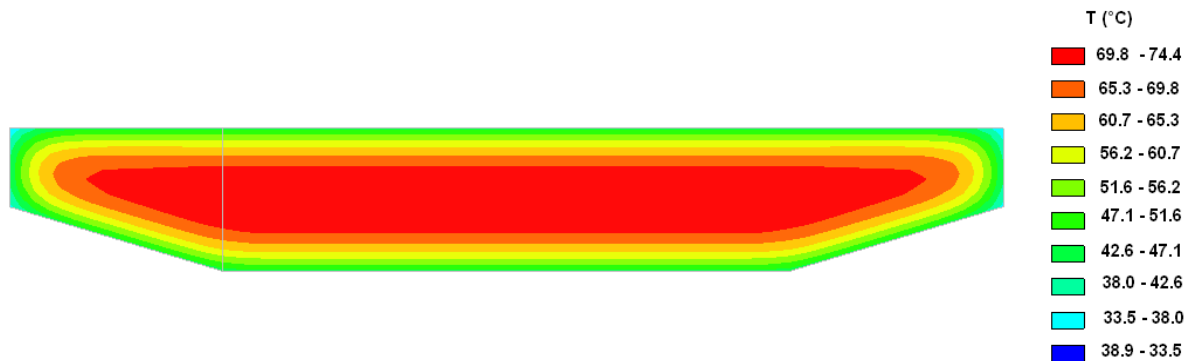


Figure 7-15. Iso-valeurs de la température dans le chevêtre 54h après le coulage

A partir des résultats du calcul thermique effectué, la température maximale atteinte à cœur de la pièce en béton au cours de l'échauffement avoisine 74°C au centre et 58°C à l'extrémité. Dans la figure 7-16, on représente l'évolution de la température de différents points du chevêtre durant les 300 heures qui suivent le coulage.

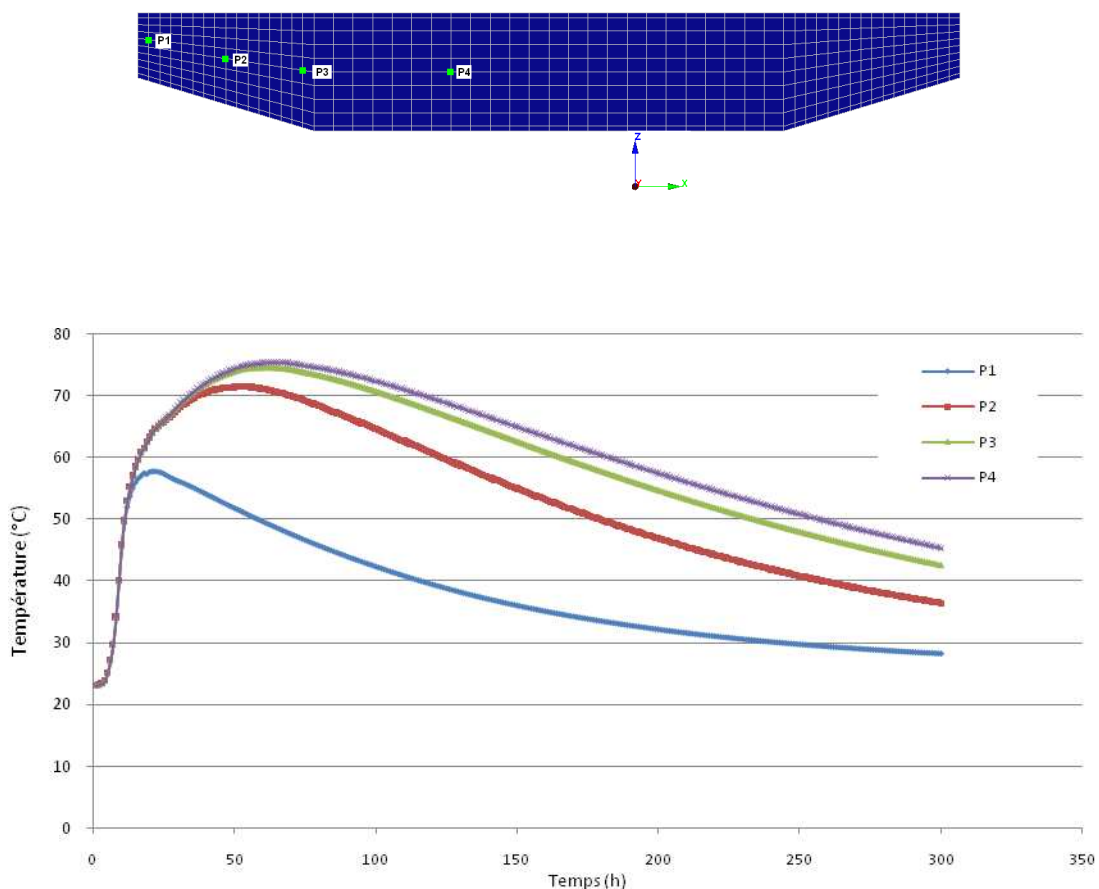


Figure 7-16 Variations de la température au jeune âge dans le chevêtre

Les résultats de la figure 7 -16 montrent que la durée de maintien à haute température ($>70^{\circ}\text{C}$) est de l'ordre de 3 jours au cœur de l'ouvrage. La durée du refroidissement est très longue et se prolonge sur plusieurs semaines. À l'instant où l'échauffement de la pièce est maximal, il existe un gradient de température important ($> 30^{\circ}\text{C}$) entre la surface et le cœur. Ce gradient de température peut créer des fissurations dans les zones latérales de l'ouvrage. Mais cette fissuration a du rester très limitée vu que le ferrailage de peau utilisé est assez dense, ce qui réduit d'une façon considérable le risque d'ouvertures de fissure visibles (d'ailleurs non signalées dans le dossier retraçant le suivi de la construction de l'ouvrage).

La pile du viaduc n'est pas concernée par ce type d'échauffement vu que le coulage est effectué par des levées successives de volume relativement faible. En outre sa géométrie polygonale et creuse a permis un plus grand contact entre la surface du béton et l'environnement extérieur ce qui a réduit l'échauffement du béton.

3) Calcul hydrique durant la vie de l'ouvrage

Les conditions d'humidité environnante sont fournies par Météo-France pour le Site de Soumont distant de 4.5 km de l'ouvrage. Suite à des constatations sur place, il a été noté que la partie Est est plus exposée à l'humidité que la partie Ouest. Ainsi, pour concevoir les conditions aux limites en termes de taux de saturation en eau, on considère qu'on se place dans un environnement à une humidité ambiante qui entraîne un séchage à long terme de la structure. La partie Ouest n'est pas soumise à l'intempérie, donc on a une diffusion de l'eau par des pores moins encombrés ce qui laisse le système évoluer, lorsque l'humidité augmente, vers une absorption d'eau de l'extérieur. Ainsi on est dans un régime de sorption et on lit la valeur du degré de saturation sur la courbe de sorption. Alors que dans la partie Est on a une persistance de l'eau liquide, l'eau tend donc à s'évaporer plus lentement de cette partie du chevet, ainsi on lit le degré de saturation sur la courbe de désorption. Il faut noter que cette hypothèse de conditions aux limites en saturation est adoptée faute de disposer de mesures expérimentales directes du gradient d'humidité entre les deux faces. On trouvera une discussion similaire sur la difficile détermination des conditions aux limites hydriques pour le recalcul d'une structure en (Grimal 2008).

Les isothermes de sorption désorption utilisés dans notre modélisation sont celles relatifs à un béton ordinaire. Ces courbes sont issues des expérimentations faites dans le cadre de la thèse de (Baroghel-Bouny 1994).

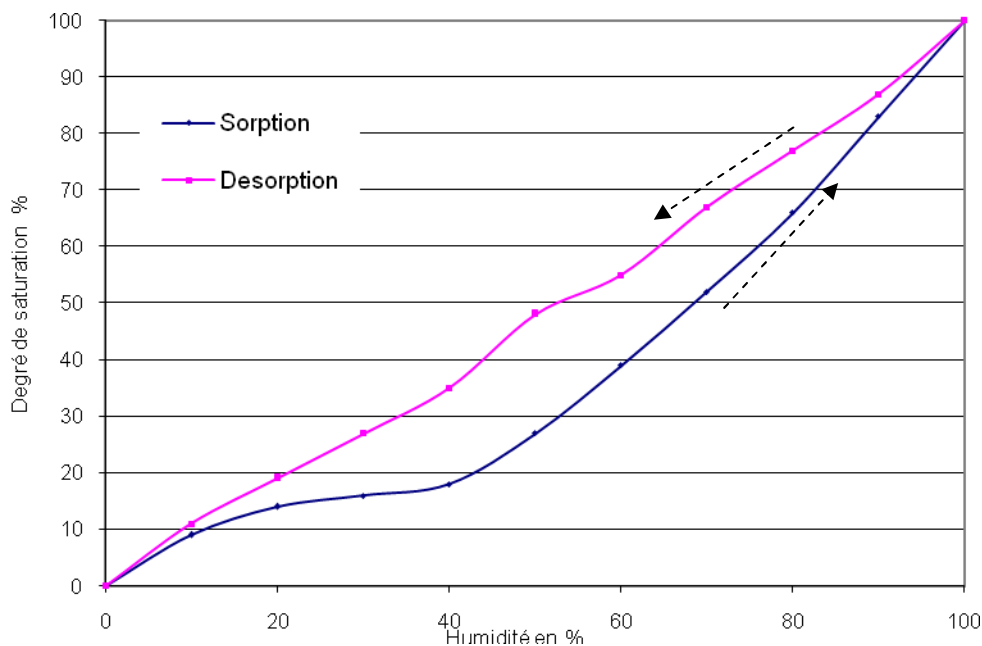


Figure 7-17 Isotherme de sorption-désorption pour un béton ordinaire (Baroghel-Bouny 1994)

Des éléments d'échange ont été placés sur les parois de l'ouvrage afin de simuler l'échange hydrique qui se fait entre la structure et l'environnement extérieur. Faute de données assez précises sur cet échange, on considère qu'il suit une loi de Newton linéaire. Le coefficient d'échange est $\lambda = 6 \cdot 10^{-9}$ m/s ce qui correspond à des faces d'ouvrage exposées à un environnement ventilé. (CESAR 2005)

Le calcul est réalisé par le module DTNL (Piau 1991) qui résout l'équation de la diffusion en régime transitoire dans le code d'éléments finis CESAR-LCPC (Humbert et 2005). Le calcul est effectué avec 300 pas de temps, chaque pas correspond à un mois dans la vie de l'ouvrage. La totalité des calculs s'effectue sur une durée de 25 ans.

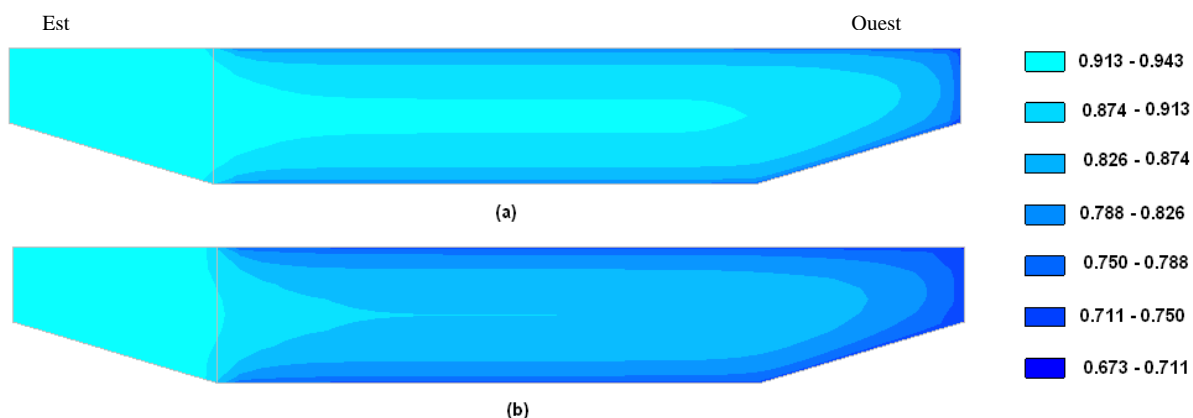


Figure 7-18 Etat de saturation dans l'ouvrage après 10 ans (a) après 20 ans (b)

Durant ces 25 ans, on considère que la température de la structure n'a aucune influence sur l'évolution de la pathologie. On néglige également les effets thermoélastiques dont on suppose d'ils peuvent être déduits des mesures, pour se concentrer sur l'analyse associée au gonflement induit par la RSI.

V. Calcul mécanique RGIB

1) Propriétés des matériaux :

i. Béton

Le béton utilisé a une résistance moyenne à la compression à 28 jours de 50 MPa. Cette valeur est extraite des procès verbaux des essais de contrôle effectués lors de la réalisation de l'ouvrage. En ce qui concerne le module d'Young du béton, on n'a pas trouvé de référence qui permet de déterminer la valeur exacte du module, pour cela on a utilisé la formule du (BAEL 91 1999) (AFNOR NF EN 1992-2, 2007).

$$E = 11000 \sqrt[3]{f_c} \quad (7.2)$$

Avec f_c la résistance caractéristique du béton.

Ainsi on a un module d'Young moyen $E = 40000$ MPa. Par défaut on a adopté $\nu=0.2$ comme coefficient de Poisson.

ii. Armatures

Les armatures passives du chevêtre sont modélisées explicitement par des éléments barres de section équivalente, dans les trois directions. Le module d'Young de l'acier est pris égal à 200 GPa, l'adhérence acier-béton est supposée parfaite, ceci se traduit par une coïncidence entre les nœuds des éléments tridimensionnels et les nœuds des éléments barres. Une représentation du maillage utilisé pour représenter les armatures d'acier est donnée dans la figure 7-19. Le nombre de barres d'acier utilisées dans le modèle numérique n'est pas conforme au plan de ferrailage, par contre le ratio d'acier utilisé dans les sections du chevêtre est conforme à la réalité. Cette réduction du nombre de barres permet une diminution du nombre de nœuds du maillage ce qui aboutit à une réduction du temps de résolution du problème.

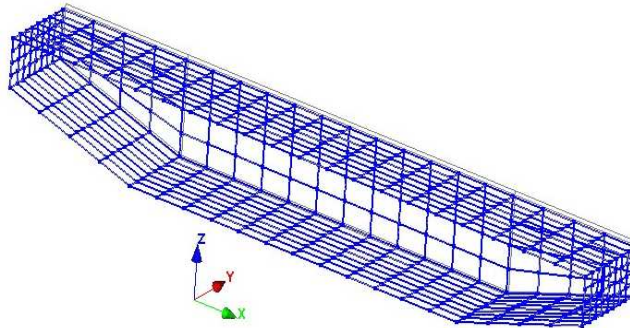


Figure 7-19 Eléments barres du modèle numérique

2) Chargement

Les calculs ont été effectués en combinaison d'état limite de service (ELS) permanent. Ainsi dans notre calcul on tient compte de deux types d'action :

- Le poids propre de la structure, évalué à partir du poids volumique g de 25 kN/m^3 .
- L'action du tablier : le tablier repose sur le chevêtre par l'intermédiaire de cinq appareils d'appuis de dimension $20 \text{ cm} \times 20 \text{ cm}$, la force verticale exercée par le tablier sur le chevêtre est différente selon l'emplacement le long de chevêtre. Une représentation de la position des différentes charges et de leurs emplacements est montrée dans la figure 7-20. Cette représentation est tirée de la note de calcul de réparation de l'ouvrage (Viaduc de Fozière 2006).

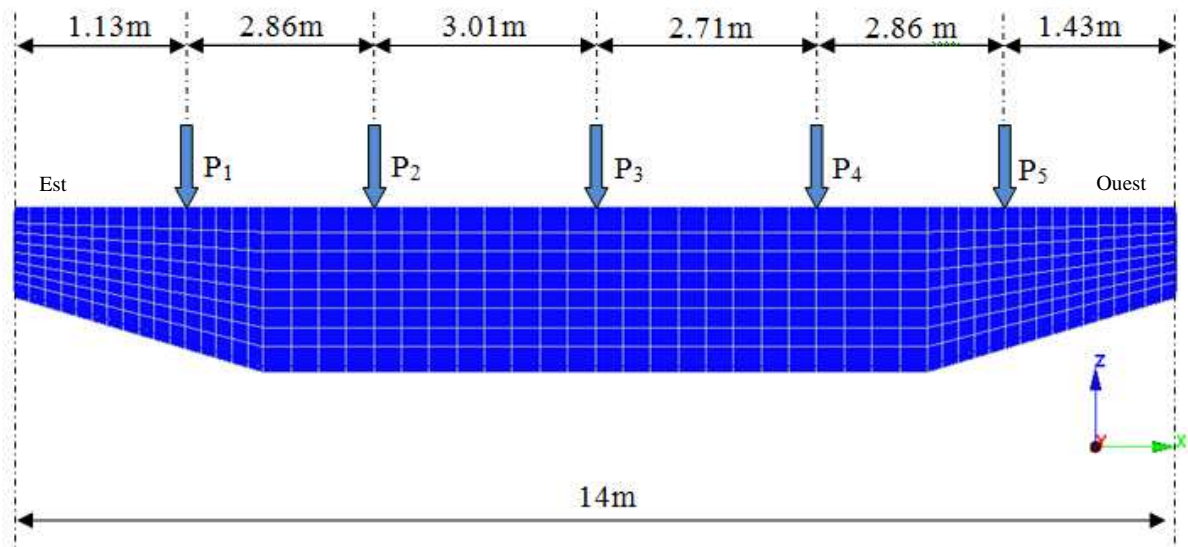


Figure 7-20 Répartition des charges sur le chevêtre du viaduc

Les pressions P_1 , P_2 , P_3 , P_4 et P_5 sont respectivement égales à 6.12 MN/m^2 , 5.88 MN/m^2 , 6.03 MN/m^2 , 6.19 MN/m^2 et 6.69 MN/m^2 .

Les conditions aux limites qu'on a adoptées dans les calculs mécaniques consistent à bloquer les déplacements U (selon x) et W (selon z) au niveau de la surface de contact entre le chevêtre et la pile.

L'ouvrage a été construit en 1980 donc son âge est de l'ordre de 25 ans. Vu que nos calculs vont s'étaler sur toute la vie de l'ouvrage, on a divisé cette durée en 300 incréments. Un incréments de temps de calcul représente ainsi un mois de vie de l'ouvrage réel. Cette discrétisation constitue un compromis entre la durée des calculs et la finesse nécessaire pour tenir compte des fluctuations climatique. Dans cette série de calculs, on n'a par ailleurs pas prolongé la prévision de l'état de la structure au delà de 25 ans, sachant que ces chevêtres ont fait l'objet d'une réparation majeure par substitution du béton en 2006.

Dans ce qui suit on notera les déplacements selon l'axe x par U , les déplacements selon l'axe y par V , les déplacements selon l'axe z par W . La convention de signe est la suivante : les contraintes de traction sont positives et les contraintes de compression sont négatives.

3) L'état après chargement

Dans ce qui suit, on représente les calculs mécaniques de la structure juste après l'application des charges extérieures c'est-à-dire environ 100 jours après le coulage. Cette date représente le deuxième incréments du calcul par élément finis. On considère que le gonflement induit par la RSI n'a pas encore d'effet sur le comportement mécanique de la structure. Les iso-valeurs de déplacement selon la direction horizontale et verticale sont présentés respectivement dans la figure 7-21 et figure 7-22.

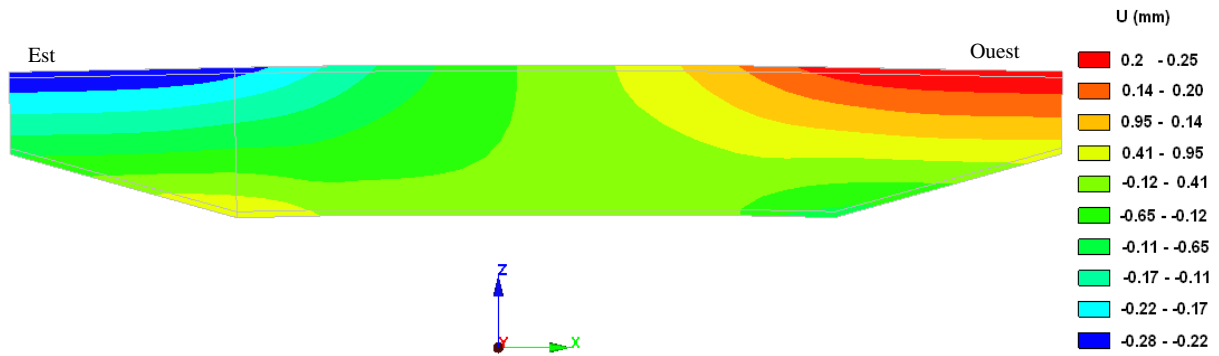


Figure 7-21 Iso-valeurs des déplacements selon x

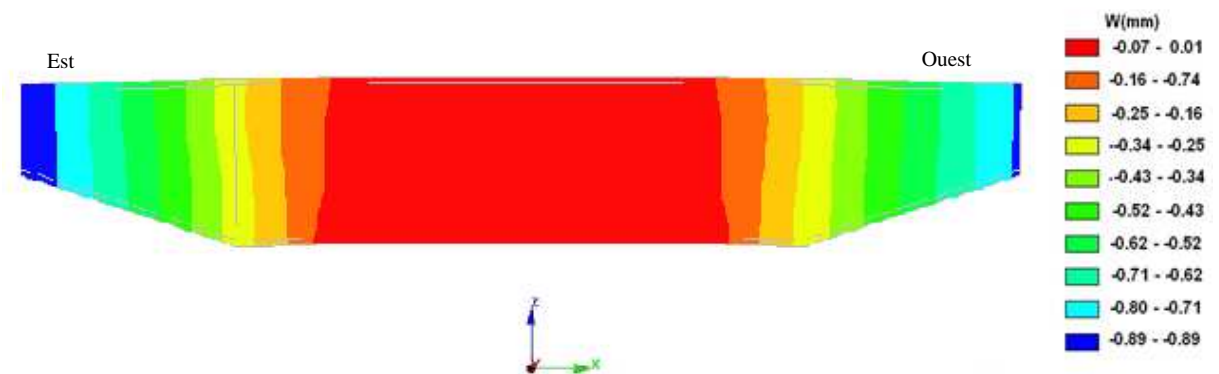


Figure 7-22 Iso-valeurs des déplacements selon l'axe z

Les déplacements verticaux et horizontaux de la structure sont petits. Ils ne dépassent pas 0,2 mm horizontalement et 0,9 mm verticalement. De plus, la non-homogénéité des forces appliquées sur la structure implique une flèche légèrement plus importante du côté Est que du côté Ouest de la structure.

Les iso-valeurs de contrainte transversale dans la structure sont données dans la figure 7-23.

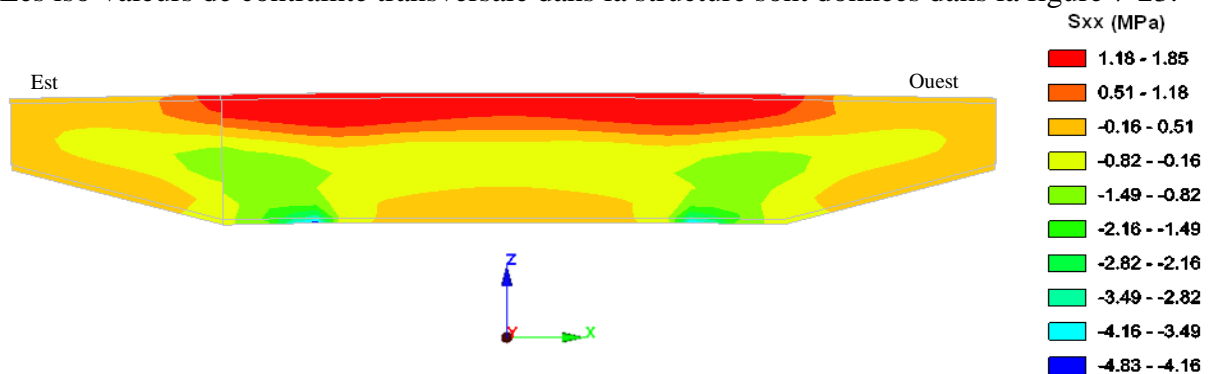


Figure 7-23 Iso-valeurs des contraintes sigma xx

La partie supérieure de la structure est soumise à une contrainte de traction de l'ordre de 1.85MPa. La partie inférieure du chevêtre est soumise à des contraintes de compression qui sont globalement inférieures à -5 MPa. On remarque aussi une concentration de contrainte de l'ordre de -4.83 MPa au niveau de la jonction entre la pile et la semelle, cette erreur est induite par l'application de la condition limite d'encastrement entre la pile et le chevêtre. Cette condition ne représente pas la réalité vu que le béton de la pile peut se déformer avec le chevêtre. Cette erreur très locale peut être négligée à ce stade préliminaire.

Cet état de la structure sera considéré comme un état de référence. Ainsi dans ce qui suit, on étudiera les évolutions de l'état de contraintes qui seront principalement dues aux déformations engendrées par le développement de la réaction.

4) Potentiel de gonflement dans la structure

En faisant une coupe transversale de l'ouvrage, Les iso-valeurs du potentiel de gonflement dans cette coupe sont représentées par la figure 7-24 :

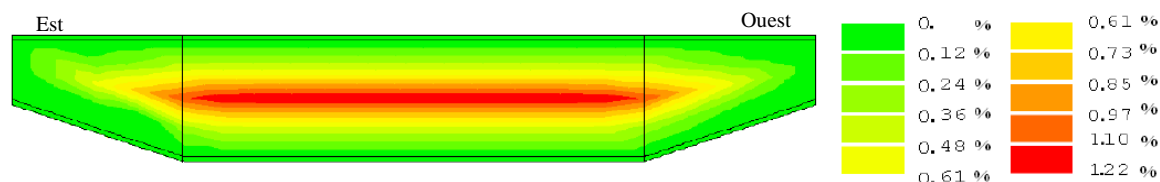


Figure 7-24 Iso-valeurs du potentiel de gonflement

La figure 7-24 nous donne une idée sur la variation du potentiel de gonflement dans la structure. Les parties latérales n'ont pas tendance à gonfler vu que l'échauffement thermique qui y a été subi au jeune âge n'est pas très important et n'a pas dépassé la valeur seuil de température. Plus on pénètre au cœur du chevêtre plus le potentiel augmente. On rappelle ici qu'on a calibré la loi du potentiel sur un résultat d'éprouvette extraite de la partie Est de l'ouvrage en zone peu fissurée (voir la figure 7-7). On retrouve bien dans cette zone le potentiel de gonflement égale à 0.97%. En allant plus vers le centre de chevêtre le potentiel atteint une valeur maximale de 1.22%.

5) Etat actuel de la structure sans prise en compte du couplage contrainte/gonflement, du retrait ni de l'endommagement

L'état « actuel » correspond à l'état après 22 ans de vie de la structure, c'est-à-dire à la fin de l'année 2002, il coïncide avec la date pour la quelle les résultats de mesure d'expansion résiduelle sur éprouvettes et les mesures distance métrique sur ouvrage sont disponible.

À l'état « actuel », les calculs numériques de l'ouvrage montrent que l'évolution de la RSI provoque des déplacements horizontaux et verticaux illustrés sur la carte des iso-valeurs présentées dans la figure 7-25 et la figure 7-26.

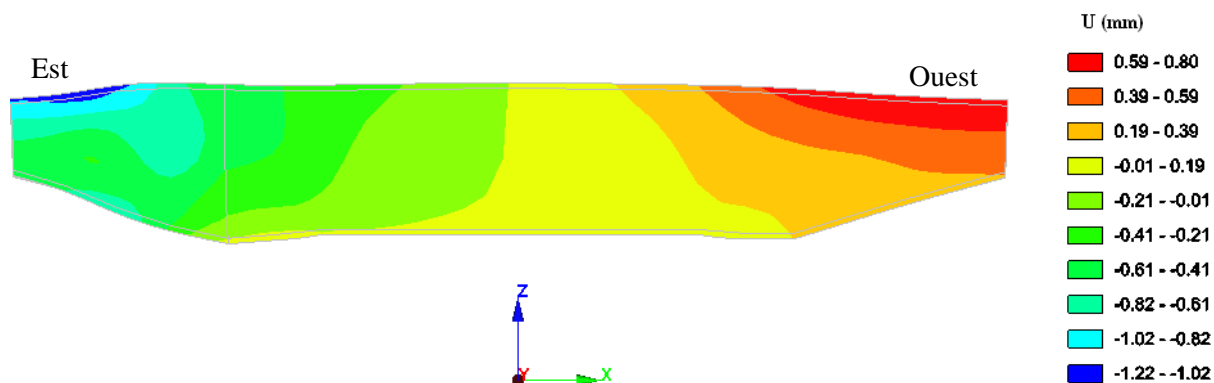


Figure 7-25 Iso-valeurs de déplacement horizontal de la structure

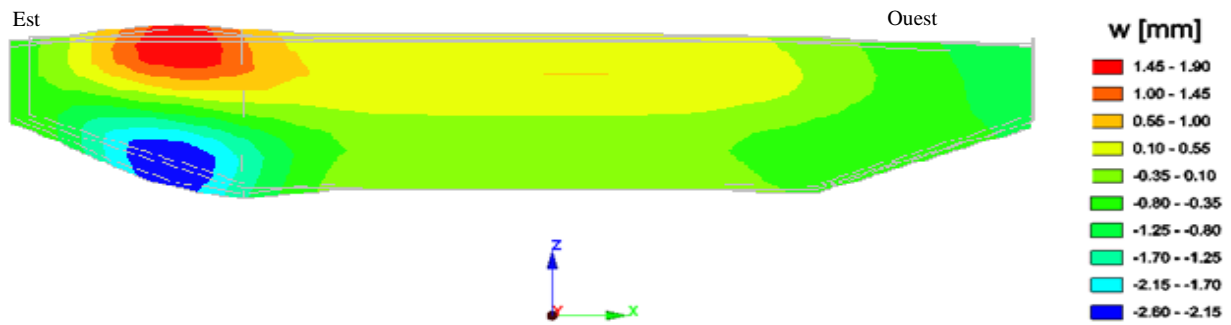


Figure 7-26 Iso-valeurs de déplacement vertical dans la structure

A ce stade, l'orientation du gonflement ne tient pas compte de l'effet de la contrainte verticale sur l'anisotropie de gonflement. Ainsi, l'expansion induite par la RSI se fait bien dans la partie Est, provoquant un déplacement horizontal de l'ordre de 1.22 mm et vertical de l'ordre de 1.55 mm de la partie supérieure. Ce déplacement tient compte du chargement initial qui est de l'ordre de 0.25 mm verticalement. Ce qui équivaut à un gonflement vertical net (induit seulement par la RSI) de la partie supérieure de l'ordre de 1.3 mm.

De la même façon la partie inférieure gonfle de 2.2 mm environ ; en faisant une correction de 0.46 mm par rapport à l'état initial, on a une déformation nette de l'ordre de 1.8 mm.

La partie inférieure gonfle plus que la partie supérieure. Ceci est dû uniquement à la forme géométrique de la partie inférieure de l'ouvrage.

6) Calcul avec prise en compte du couplage contrainte/expansion

Par manque de données expérimentales sur l'influence du sens du coulage du béton sur les directions de gonflement on ne va pas tenir compte dans notre étude d'une éventuelle anisotropie intrinsèque.

On va en revanche tenir compte exclusivement de l'anisotropie induite par l'état de contrainte. On considère pour le calibrage de la loi de couplage une valeur de la résistance en traction du béton de l'ordre de grandeur déterminé par la formule du (BAEL91 1991) (AFNOR NF EN1992-2 2007) $f_{t28} = 0.6 + 0.06f_{c28} = 3.6 \text{ MPa}$. Les iso-valeurs des déplacements sont représentées dans la figure 7-27 et la figure 7-28.

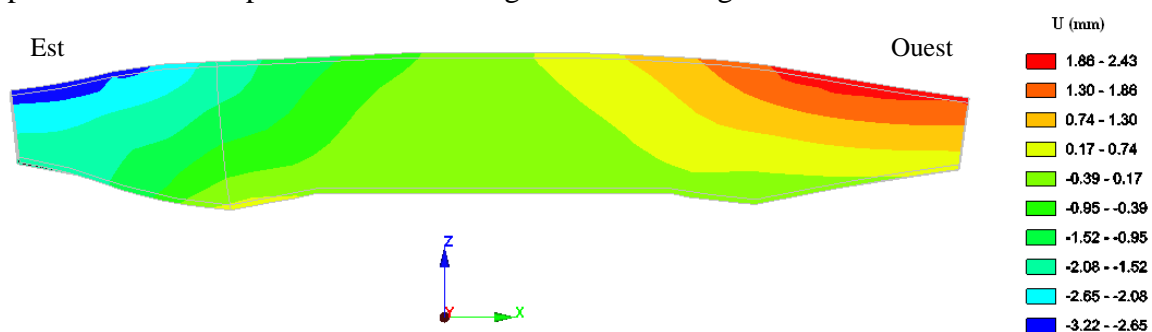


Figure 7-27 Iso-valeurs du déplacement selon l'axe x

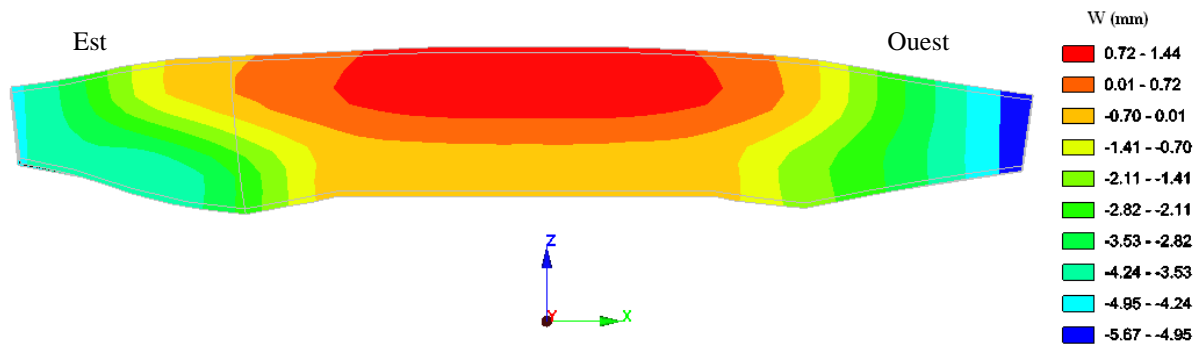


Figure 7-28 Iso-valeurs des déplacements selon l'axe vertical z

En comparant les cas « sans anisotropie » et « avec anisotropie », on remarque deux effets superposés. Premièrement, on a une augmentation du gonflement dans la direction longitudinale ce qui provoque un allongement de l'ouvrage de l'ordre de 2 mm du côté Ouest et de 3.2 mm du côté Est (figure 7-26). Le deuxième effet concerne la partie Est de la structure, la partie Est supérieure est soumise au chargement appliqué par la descente de charge sur les appareils d'appuis, cette application de charge provoque une orientation du gonflement dans la direction la moins chargée. Ainsi on a une amplification de gonflement dans la partie inférieure provoquant un déplacement vertical de la partie inférieure de l'ordre de 4 mm, alors que sans le couplage « contrainte-anisotropie gonflement » on a un déplacement de l'ordre de 2.5 mm (figure 7-27).

7) Cas avec prise en compte du couplage contrainte/expansion et du retrait et l'endommagement

On reprend le calcul précédent en tenant compte cette fois à la fois de l'anisotropie de gonflement, en fonction de l'état de contrainte, du retrait et de la réduction du module d'Young en fonction de l'avancement de la réaction. Les iso-valeurs des déplacements horizontaux sont représentées dans la figure 7-29.

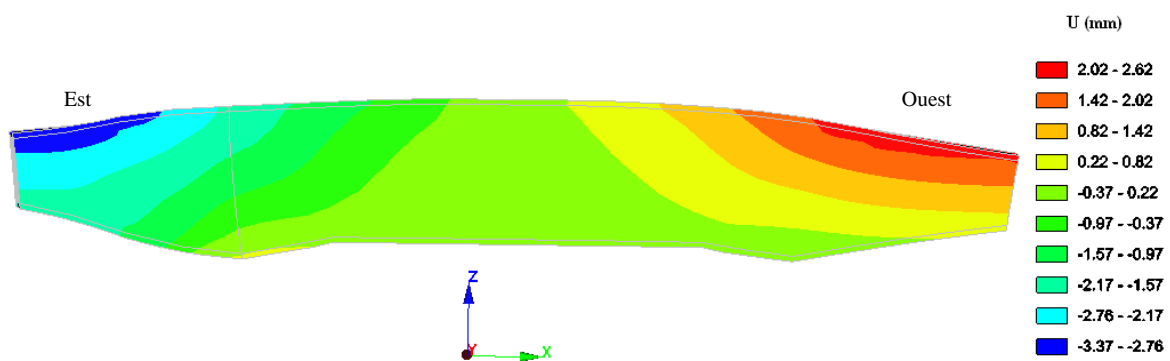


Figure 7-29 Iso-valeurs du déplacement horizontal dans la structure

Après 22 ans de vie de ouvrage, le déplacement horizontal est de l'ordre de 2.4mm dans la partie Ouest et de 3.2 mm dans la partie Est. En comparant ce résultats au cas précédent (on tient compte seulement de l'anisotropie) on trouve que le déplacement augmente très légèrement en passant de 3.22 à 3.37 mm.

Les iso-valeurs des déplacements verticaux sont représentées dans la figure 7-30.

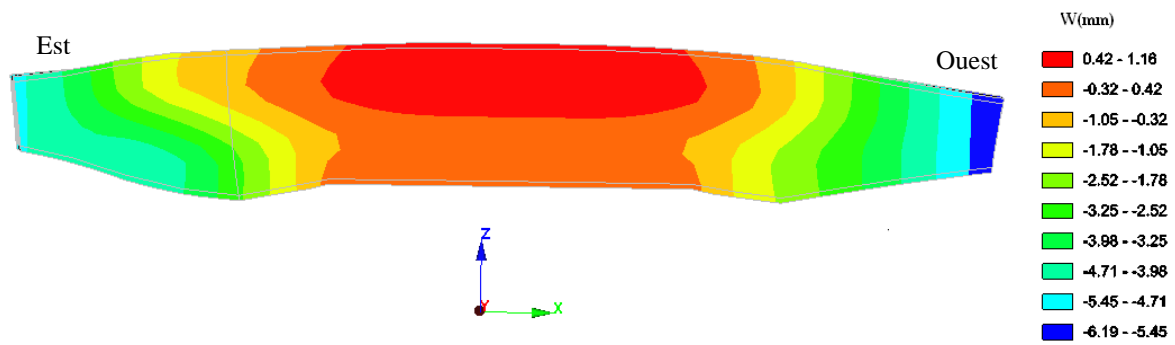


Figure 7-30 Iso-valeurs des déplacements verticaux

On remarque une amplification du déplacement verticale maximale des deux extrémités du chevêtre en passant de 5.6 mm si on ne tient compte que de l'anisotropie à 6.1 mm si on tient compte de tous les couplages. Cette amplification est très légère et elle est essentiellement liée à la variation du module de Young avec le gonflement induit par la RSI.

On représente sur La figure 7-31 les iso-valeurs de la contrainte σ_{xx} après 25 ans de vie d'ouvrage.

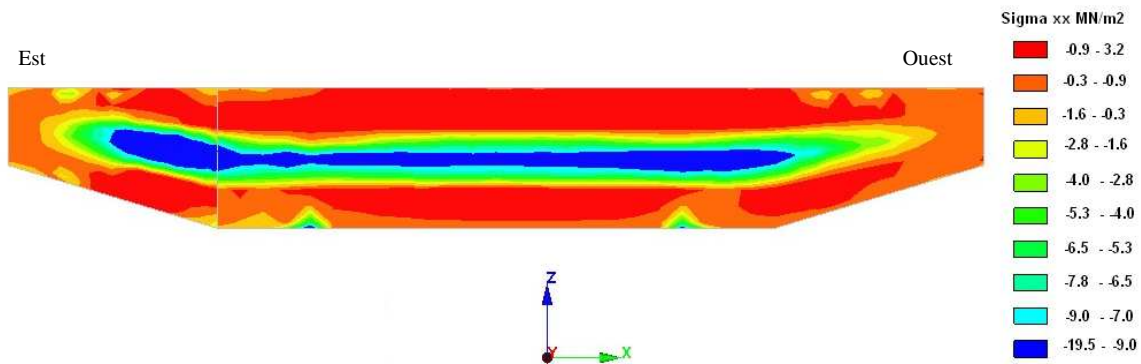


Figure 7-31 Iso-valeurs de la contrainte sigma xx dans le chevêtre

En analysant l'état de contrainte dans le chevêtre on remarque une contrainte de compression dans la zone centrale, cette compression est due à la formation d'ettringite qui provoque une déformation empêchée. Cette contrainte de compression est comprise entre -9 MPa et -19.5 MPa. Elle est plus forte du côté Est du chevêtre que du côté Ouest, par suite de l'apport hydrique plus important dans la partie Est. Le reste du chevêtre est le siège d'une contrainte de traction qui ne dépasse pas 3.2 MPa. On représente dans la figure 7-32 la variation de la contrainte dans quatre points du chevêtre.

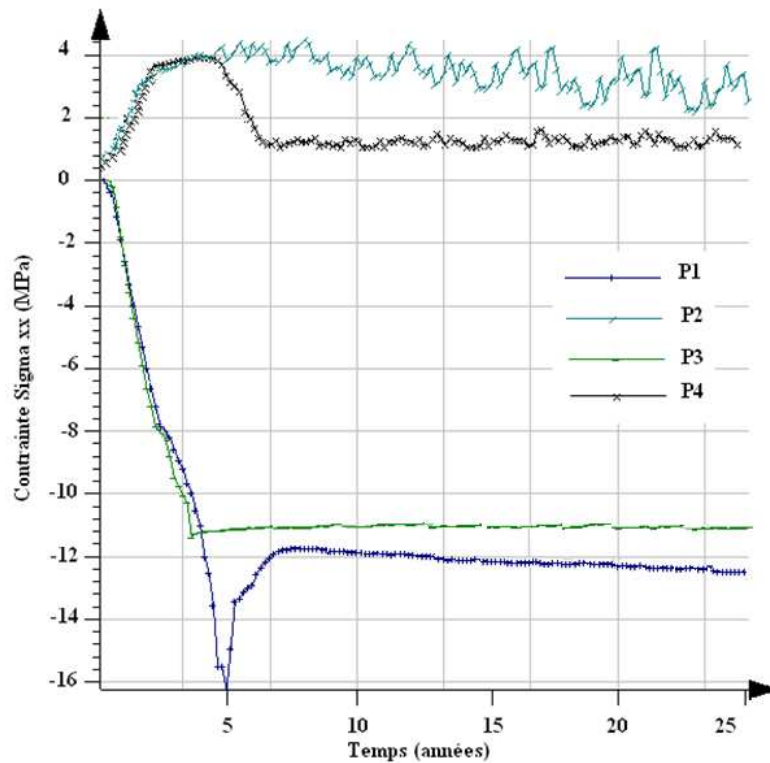
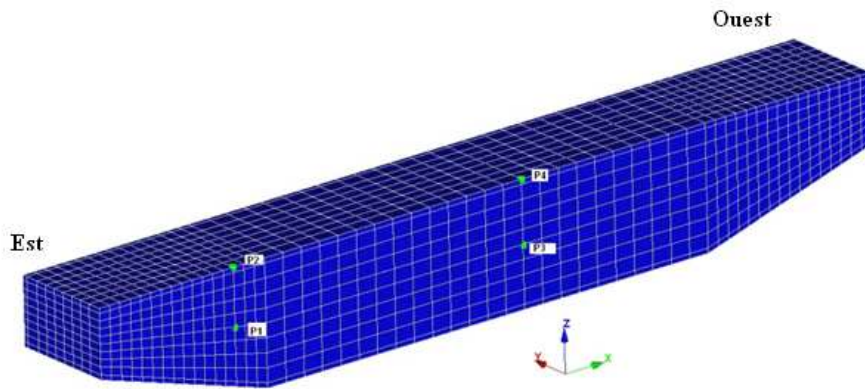


Figure 7-32 Variation de la contrainte en quelques points des chevêtres

La figure 7-32 montre que au point P1 la contrainte augmente jusqu'à atteindre un pic de -16.1 MPa au bout de 5 ans de vie de l'ouvrage. A cette date on observe un début d'ouverture de fissure, en effet la partie latérale atteint 3.6 MPa (point P2), cette fissuration relaxe les tractions dans l'ouvrage et la contrainte redescend pour rester presque stable à 1.2 MPa. Dans les zones centrales on remarque aussi une contrainte de compression de l'ordre de -12.5 MPa. Cette contrainte de compression engendre une traction dans la fibre supérieure centrale de l'ordre de 3.6 MPa. Cette traction n'est pas stable au cours du temps, en effet on remarque une légère fluctuation, ceci est du à la contrainte provoquée par le retrait de séchage qui a une grande influence dans cette partie centrale.

8) Analyse de l'état des aciers dans le chevêtre

On analyse la contrainte dans les aciers. Pour cela on choisit quatre zones, deux armatures dans la zone qui a subi le plus de gonflement et deux dans la zone qui n'a pas beaucoup gonflé. La disposition des armatures choisies est présentée dans la figure 7-33.

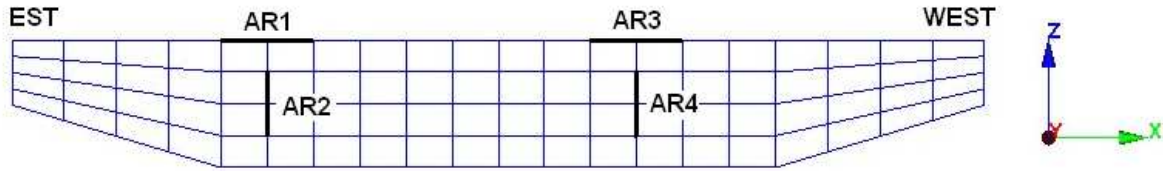


Figure 7-33 Localisation des armatures

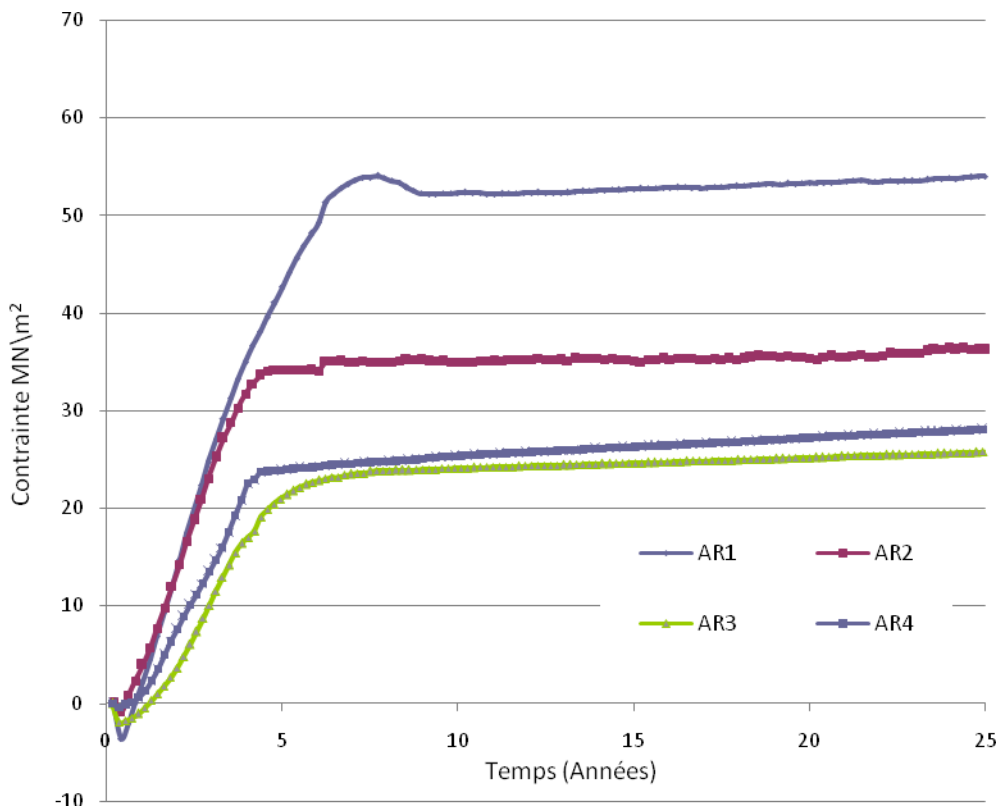


Figure 7-34 Evolution de la contrainte dans les armatures

On remarque une évolution assez significative de la contrainte dans l'armature (Figure 7-34), la contrainte dans les aciers verticaux passe d'une compression à une traction. Cette évolution change de pente après trois ans de vie de l'ouvrage sous l'effet de la fissuration et la stabilisation du gonflement. Aussi l'apport en eau de la partie Est de l'ouvrage a un effet assez significatif sur la contrainte, en effet la tension dans l'armature AR1 est de l'ordre de 60 MPa (cette armature est localisée dans la zone où il y a le plus de gonflement) alors que la tension de AR3 (armature située dans une zone qui n'a pas gonflé) est de l'ordre de 30 MPa. De même la contrainte dans AR2 est de 43 MPa alors que dans AR4 elle est de 32 MPa.

9) Tableau récapitulatif des déplacements en différents points

On illustre dans le tableau 7-6 un récapitulatif des différents cas déjà présentés, pour cela on présente les valeurs des composantes suivantes :

- Déplacement Vertical maximal en partie supérieur
- Déplacement Vertical maximal en partie inférieur
- Contrainte maximale au cœur du chevêtre
- Contrainte maximale dans la fibre supérieure

Les valeurs sont présentées dans l'état initial c'est dire juste après le chargement et dans l'état actuelle.

	Partie Est (Plus humide)		Partie Ouest	
Etat Initial	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.34 mm	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.35 mm
	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-0.34 mm	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-0.35 mm
	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-1.2 MPa	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-1.25 MPa
	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	-0.5 MPa	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	-0.5 MPa
Etat actuel sans anisotropie ni retrait ni endommagement	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-1.90 mm	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.1 mm
	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-2.45 mm	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-0.1 mm
	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-19 MPa	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-4 MPa
	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.6 MPa	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.6 MPa
Etat actuel avec anisotropie sans retrait ni endommagement	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.82 mm	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-1.5 mm
	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-4.4 mm	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-3.64 mm
	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-21 MPa	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-4.5 MPa
	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.6 MPa	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.6 MPa
Etat actuel anisotrope avec retrait et endommagement	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-0.88 mm	Déplacement Vertical maximal en partie sup.	-1.7 mm
	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-4.7 mm	Déplacement Vertical maximal en partie inf.	-3.26 mm
	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-15.2 MPa	Contrainte maximale au cœur du chevêtre	-4 MPa
	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.2 MPa	Contrainte maximale dans la fibre supérieure	3.2 MPa

Tableau 7-6 Tableau récapitulatif des résultats trouvés en quelques points de la structures

10) Comparaison avec les mesures in situ

En comparant les résultats numériques à ceux trouvées in-situ, on remarque une certaine ressemblance. En effet le distancemètre N3-N6 présenté dans la figure 7-6 placé verticalement au niveau de la partie Est a relevé une variation de gonflement de l'ordre de 0.12 mm/m/an, la longueur de distancemètre est de 1.68m, ceci donne un déplacement de distancemètre de 0.2 mm/an. Aussi le distancemètre horizontale de longueur 7.57 m placé entre N2 et N3 a relevé un déplacement de l'ordre de 0.1 mm/m/an ce qui équivalent à un déplacement de 0.15 mm/m. Ces mesures de distancemètre tiennent compte des variations saisonnières de

température. On présente dans la figure 7-35 la variation de distance entre les couples de points N3-N6 et N2-N3 calculée par le modèle et mesurée in situ.

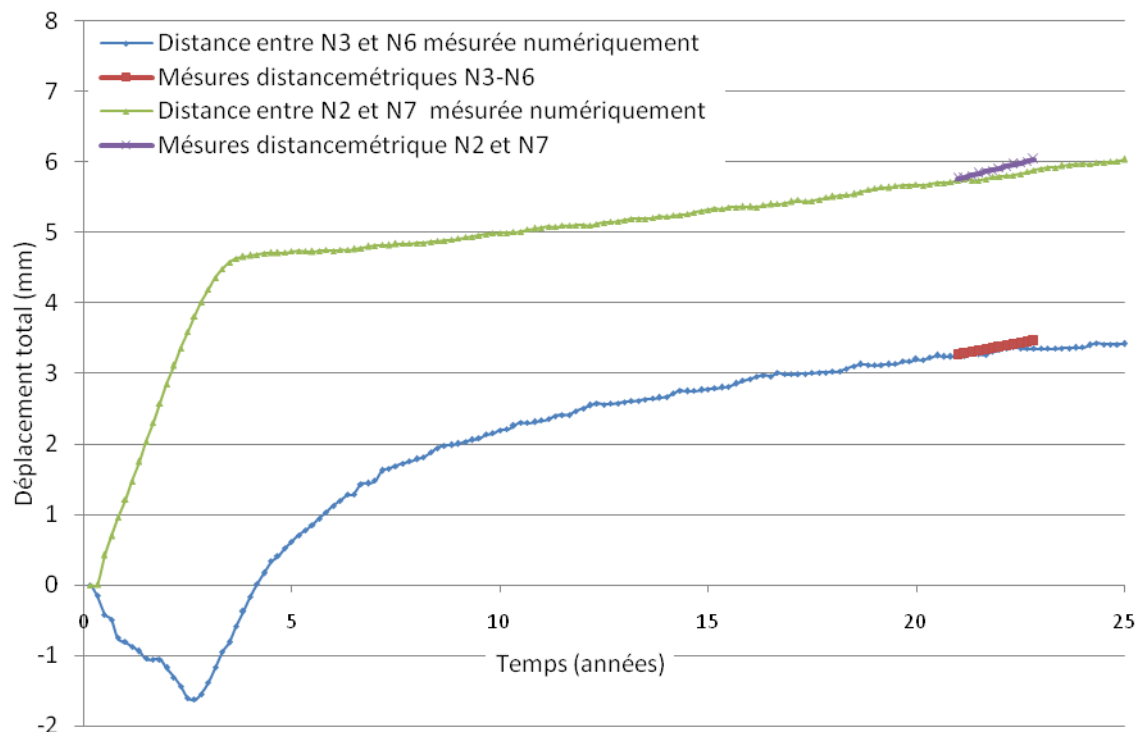


Figure 7-35 Comparaison entre les résultats trouvés numériquement et les mesurés in-situ

En analysant la variation de distance entre N3 et N6, on remarque une première phase avec une variation négative de la distance, ce qui veut dire que la distance entre points N3 et N6 diminue, ce rapprochement est induit par le retrait de séchage. Ensuite le gonflement induit une augmentation de cette variation de distance jusqu'à atteindre 3.2 mm. En comparant cette variation de distance calculée à celle mesurée, à partir de 21 ans de vie de l'ouvrage, on remarque une certaine ressemblance. En effet la pente calculée par le modèle est de l'ordre de 0,18 mm/an alors que celle mesurée est de l'ordre de 0.2 mm/an.

En ce qui concerne la variation de distance entre N2 et N7, elle commence à augmenter avec une vitesse assez constante jusqu'à atteindre 4.2 mm. Ensuite, la pente de cette variation change vue que le gonflement s'oriente essentiellement vers la partie inférieure de la structure (effet de contrainte sur le gonflement) et on a une pente de 0.12 mm/an, cette valeur est assez proche de celle trouvée in-situ qui est de l'ordre de 0.15 mm/an.

Une autre façon de vérifier nos calculs, consiste à déterminer la déformation irréversible qui donne une localisation de la fissuration susceptible à se former dans la structure. Dans la figure 7-36 on présente la déformation irréversible induite par le gonflement dans le cas du calcul chimico-élastoplastique endommageable en tenant compte du retrait et de l'anisotropie.

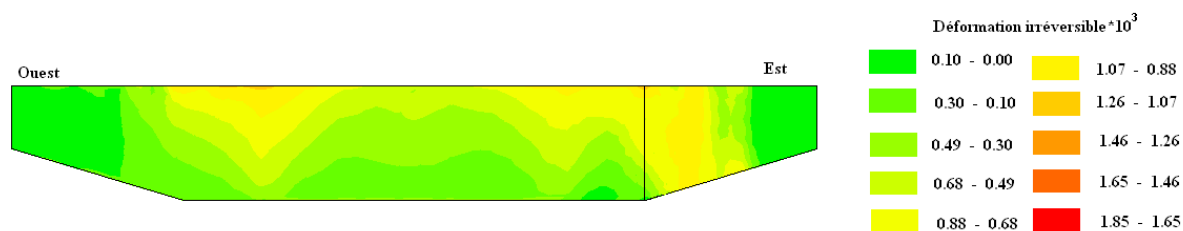


Figure 7-36 Déformation irréversible sur la face extérieure du chevêtre

En analysant la localisation de la déformation irréversible, on remarque qu'elle est localisée essentiellement dans deux zones. Tout d'abord la partie supérieure du chevêtre est soumise à une contrainte de traction induite à fois par la déformation chimique imposée et par le chargement extérieur. Ensuite, la partie Est de la structure est sujette à une déformation irréversible sur toute la face. Cette déformation irréversible est en partie responsable de la fissuration observable dans la structure. En faisant la comparaison entre ces résultats et le relevé de fissure (Figure 7-4), on remarque une certaine coïncidence en effet les fissures observables sur la structure sont dans la partie supérieure et dans le coté Est-ce qui concorde bien avec les résultats des calculs.

VI. Conclusion

On a étudié un exemple d'ouvrage réel qui consiste en un chevêtre d'un viaduc atteint de RSI. Ceci nous a permis de présenter l'enchaînement de la méthodologie de recalcul. L'organisation des données correspondant aux calculs successifs est indiquée en annexe. En commençant par le recueil d'informations in situ et en laboratoire, on a procédé au calage des paramètres. Après les calculs préliminaires, le calcul chimico-mécanique a été mené avec mise en œuvre progressive des couplages. On a ainsi mis en évidence dans la présentation des résultats les capacités du module à effectuer plusieurs configurations de calcul en utilisant différentes loi de couplage. La méthodologie adoptée durant la présentation des résultats est progressive, en ajoutant à chaque fois un phénomène qui peut influencer sur le gonflement. Les résultats trouvés sont très encourageants malgré la complexité du phénomène.