

21^e édition des Journées scientifiques
du Regroupement francophone pour la recherche et la formation sur le béton
(RF)²B

Polytechnique Montréal, Montréal, Canada
5 et 6 juillet 2023

FLUAGE EN COMPRESSION D'UN BETON ATTEINT DE REACTION ALCALI-GRANULATS AVANCEE

C. Lacombe^{A,B}, T. Vidal^A, A. Sellier^A, C. Noret^B, P. Anthiniac^B,
A LMDC, Université de Toulouse, UPS, INSA, Toulouse, France
B Tractebel Engineering, Paris France

RÉSUMÉ : De nombreux ouvrages sont atteints de la Réaction Alkali-Granulats (RAG) à travers le monde. Cette pathologie se caractérise par la formation d'un gel gonflant qui entraîne la fissuration du béton et remet en cause leur durabilité et leur comportement structural. Afin de mieux appréhender les couplages RAG et fluage, une étude comparative a investigué les comportements d'un béton atteint de RAG et d'un béton non réactif sous compression uniaxiale maintenue. Les conditions nécessaires au développement de la RAG ont été conservées durant la phase de fluage. Le chargement correspondant à 30% de la résistance en compression des bétons a été appliqué après que le béton ait développé les trois quarts de son potentiel de gonflement. Les déformations radiales et orthoradiales ont été mesurées par fibres optiques. Les résultats montrent une résorption de 56,1% des gonflements dans la direction chargée, associée à un report total des déformations dans les directions libres.

1. INTRODUCTION

La Réaction Alkali-Granulats est une pathologie endogène du béton présente dans de nombreux ouvrages construits avant qu'elle n'ait été identifiée. Diamond (1975) a défini les 3 conditions nécessaires à son apparition et à son développement :

- une quantité suffisante d'alcalins, à savoir supérieure à 5 kg/m³ de béton selon (FD P18-464),
- des granulats classés comme Réactifs ou Potentiellement Réactifs selon la norme (NF P18-594),
- une humidité relative interne élevée, soit au-delà de 70% selon (Poole, 1992).

La réaction chimique produit un gel silico-alcalin expansif qui entraîne à l'échelle mésoscopique des contraintes de traction dans et autour des granulats réactifs. Ces contraintes provoquent l'apparition de microfissures de la matrice cimentaire. Au fur et à mesure de l'évolution de la réaction et du volume croissant des gels produits, ses effets deviennent observables à l'échelle macroscopique avec une fissuration en surface et un gonflement mesurable avec des systèmes de mesures d'extensométrie. Cet endommagement provoque une diminution du module d'élasticité du béton d'après la synthèse de plusieurs études par (Mohammadi et al., 2020). L'effet est moindre sur la résistance en compression, qui ne serait affectée que pour des gonflements significatifs de l'ordre de 0,2 à 1,3% (Godart et Le Roux, 2008).

Cette réaction est influencée par les conditions Thermo-Hydro-Mécaniques auxquelles est soumise la structure en béton. La température augmente la cinétique de la réaction, alors qu'un séchage peut entraîner l'arrêt de la réaction lorsque le taux d'humidité interne n'est plus suffisamment élevé. L'application d'un chargement de compression peut modifier le gonflement de RAG. Charlwood (1994) a ainsi observé sur

ouvrages qu'une contrainte supérieure à 8 MPa empêchait le gonflement dans la direction chargée, sans toutefois arrêter la réaction. En effet, d'autres chercheurs ont mis en évidence qu'elle pouvait se poursuivre entraînant des reports de gonflement dans les directions libres (Larive, 1997 ; Multon, 2003 ; Smaoui, 2003). Le couplage fluage en compression et RAG, qui correspond aux conditions in situ des ouvrages atteints de cette pathologie, a fait l'objet d'études. Lorsque le chargement est appliqué avant l'initiation de la réaction, la déformation dans la direction de compression n'est pas modifiée par la RAG (Multon, 2003) quelle que soit la valeur de la contrainte. En fonction des études, le report de gonflement observé dans les directions libres peut être total (Larive 1998, Multon 2003, Smaoui 2003) ou partiel (Le Roux et al, 1992), la déformation volumique n'étant dès lors plus constante. Bien qu'elle soit représentative des conditions de certains ouvrages, peu d'études ont traité le cas où le chargement est appliqué alors que la RAG est déjà initiée. Reinhardt et al (2022) ont étudié le comportement de plusieurs bétons réactifs, caractérisés par des potentiels de gonflements distincts, chargés après avoir développé différentes valeurs d'expansion. Ils constatent que les déformations de fluage à court terme des bétons réactifs sont supérieures à celles du béton sain et qu'elles sont d'autant plus élevées que la cinétique de gonflement à l'instant du chargement est importante. Néanmoins, le fluage à long terme devient comparable à celui du béton non réactif. Lacombe et al (2022) obtiennent des résultats similaires.

Dans certaines structures, telles que les ouvrages hydrauliques de type barrage voute, les gonflements libres de RAG peuvent, lorsqu'ils deviennent significatifs, se trouver gênés par les massifs d'appuis. Il en résulte une mise en compression de l'ouvrage ultérieure à l'initiation de la RAG et à ses gonflements. Bien que des études aient tenté de reproduire cette chronologie (Reinhardt et al., 2022 ; Lacombe et al., 2022), les difficultés expérimentales n'ont pas permis de maintenir des conditions, notamment une humidité suffisante nécessaires au développement de la RAG durant la phase sous chargement. La présente étude a ainsi pour objectif d'étudier le comportement d'un béton réactif soumis à une chronologie de conditions représentatives des ouvrages hydrauliques de type barrage voute. Dans cette optique, un programme expérimental original a été construit afin de réaliser des essais de fluage en compression uniaxiale sur béton non réactif de référence et sur un béton réactif atteint d'une RAG avancée, tout en maintenant des conditions hydriques et thermiques favorisant la poursuite du développement de la RAG pendant la phase sous charge. Un système de mesures réparties par capteurs à fibres optiques noyées, dans le béton résistant aux conditions sévères, appliquées pour favoriser et accélérer la cinétique de RAG, a été utilisé afin d'enregistrer les déformations dans les directions libres et de chargement. En parallèle, les déformations d'éprouvettes non chargées et conservées dans les mêmes conditions thermiques, hydriques et chimiques ont été enregistrées.

2. DESCRIPTION DU PROGRAMME EXPÉRIMENTAL

2.1 Matériaux

Les gonflements de RAG étant principalement provoqués par les gravillons de plus fort potentiel d'expansion, le choix a été fait de ne différencier les deux formulations que par leur réactivité. Les deux gravillons sont des calcaires concassés, issu de la carrière de Gaurain (France) pour celui identifié comme potentiellement réactif (R) au sens de la norme (NF P18-594, 2015), et de la carrière du Boulonnais pour celui non réactif (NR). Outre leur minéralogie comparable, les propriétés physiques et mécaniques, en lien avec leur minéralogie, sont relativement équivalentes. Grâce à des mesures sur carottes de roche originelle des carrières, les modules d'élasticité ont été déterminés. Ils sont comparables, avec une valeur de $80,0 \text{ GPa} \pm 2 \text{ GPa}$ pour le calcaire du Boulonnais (Makani et al., 2011) dont sont extraits le sable et gravillon non réactifs et de $78,6 \text{ GPa} \pm 2 \text{ GPa}$ pour celui du gravillon réactif (Lacombe et al., 2022). Enfin, les gravillons ont été tamisés afin que leurs classes granulaires soient identiques, à savoir 4-10 mm, et que leurs courbes granulométriques soient les plus proches possibles. L'ensemble de ces données permettaient ainsi d'envisager que les bétons soient les plus semblables possibles, afin que les différences identifiées de comportement puissent être attribuées à la seule RAG et ses couplages avec le fluage. Le sable utilisé est un calcaire non réactif issu de la même carrière que le gravillon non réactif et est de classe 0-4 mm.

Un même ciment Portland ordinaire de classe CEM I 52.5 N CE PM-ES-CP2 NF est incorporé. Pour accélérer la RAG, l'eau de gâchage a été dopée avec de l'hydroxyde de sodium NaOH, de manière à obtenir

une teneur en alcalins actifs de 1,25% de la masse de ciment, soit une quantité d'alcalins équivalente $\text{Na}_2\text{O}_{\text{eq}}$ de 5,125 kg/m^3 correspondant au seuil défini par le fascicule FD P18-464 (2014). Cet ajout d'alcalins a été calculé en tenant compte de la teneur initiale du ciment et de l'apport négligeable par les granulats (inférieur à 0,002%).

2.2 Formulations des bétons

Comme indiqué, les deux formulations de béton, réactif (R) et non réactif (NR) sont présentées dans le Tableau 1, ne diffèrent que par la réactivité du gravillon. Tous les paramètres de formulation sont identiques. Le rapport E_{eff}/C était de 0,46 afin de cibler une classe de résistance d'environ 40 MPa représentative des bétons d'ouvrages.

Tableau 1. Formulations des bétons non réactif (NR) et réactif (R).

Constituants et paramètres de formulations		Béton NR	Béton R
Sable (S) NR 0-4 mm		720 kg/m^3	
Gravillon (G)	NR 4-10 mm	1088 kg/m^3	
	R 4-10 mm		1084 kg/m^3
Ciment (C)		410 kg/m^3	
E_{eff}/C		0,46	
Rapport G/S		1,5	
Teneur totale en alcalins		5,125 kg/m^3	

2.3 Chronologies des conditions Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques

Dans le cas des barrages voutes, les efforts liés à la poussée hydrostatique sont transmis aux appuis de rive par compression de béton. Lorsque la RAG est avancée, les importants gonflements vont alors être restreints, ce qui va entraîner une augmentation significative des contraintes de compression dans le béton. Afin d'être représentatif de cette situation pour ce type d'ouvrages, la campagne d'essais couplant fluage et RAG se caractérise par l'application d'un chargement de compression uniaxiale maintenu sur un béton atteint d'une RAG avancée, c'est-à-dire avec des gonflements importants par rapport à son potentiel de gonflement. La chronologie des conditions Thermo-Hydro-Chemo-Mécaniques (THCM) se décompose en 4 phases (Figure 1). Ces phases font suite au démoulage de l'ensemble des échantillons un jour après coulage.

- **Phase 1** : Durant cette phase de cure, les échantillons sont immergés dans une solution de soude $\text{Na}(\text{OH})$ à 20°C dosée à 1 mol/l, afin d'initier et d'accélérer la réaction tout en limitant la lixiviation des alcalins. Cette condition est conservée jusqu'à l'âge de $t_{12}=28$ jours, permettant ainsi de s'assurer d'une hydratation stabilisée du béton.
- **Phase 2** : Les échantillons sont maintenus dans la solution de soude et chauffés à 38°C jusqu'à $t_{23}=138$ jours afin d'accélérer la RAG. La fin de cette phase a été définie de manière à ce que la réaction soit significativement avancée, à savoir lorsqu'entre 2/3 et 3/4 du potentiel de gonflement libre aient été atteints, d'après une étude préliminaire.
- **Phase 3** : Durant cette phase, une partie des échantillons toujours immergés dans la solution de soude à 38°C est soumise à une contrainte de compression uniaxiale de 13,6 MPa correspondant à 30% de la résistance en compression du béton non réactif, et maintenue dans le temps. Les autres éprouvettes sont laissées libres de tout chargement pour suivre les déformations en condition libre de tout chargement. La fin de cette phase correspond à la date de $t_{34}=369$ jours après coulage, ce qui représente une durée de fluage de 231 jours.
- **Phase 4** : Les échantillons sont déchargés à 369 jours après coulage, permettant de suivre la recouvrance des deux bétons dans des conditions thermiques, chimiques et hydriques identiques aux 2 précédentes phases jusqu'à 400 jours.

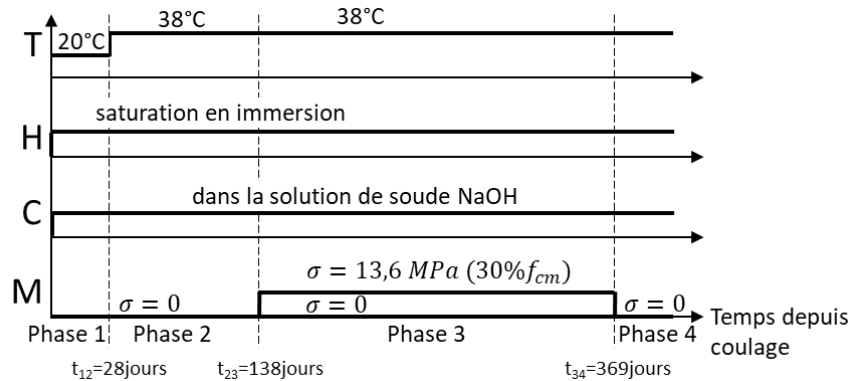


Figure 1. Conditions THCM appliquées aux bétons durant les 4 phases du programme expérimental.

2.4 Descriptifs des éprouvettes et des dispositifs d'essais

Tous les corps d'épreuve étaient des cylindres de 11,28 cm de diamètre et de 22 cm de hauteur qui ont subi la même cure définie en phase 1 des conditions THCM. Pour chaque béton, 8 éprouvettes ont été utilisées pour la caractérisation mécanique, module d'élasticité et résistance en compression, soit 4 à chacune des 2 échéances, à savoir à la fin de la phase 1 et au début de la phase 3 avant la mise en charge. Pour chaque béton, 3 échantillons ont été soumis aux 4 phases du programme. Pendant la phase 3, 2 éprouvettes parmi les 3 ont été chargées alors que la 3^e servait de suivi des déformations dans le cas non chargé.

Durant les phases 1 et 2 d'immersion dans la solution de soude respectivement à 20°C puis à 38°C, les échantillons ont été placés dans des bacs équipés de cordon chauffant. La cinétique de chauffage était lente afin de ne pas provoquer d'endommagement thermique du béton. Durant la phase 3, les 3 échantillons des 2 bétons ont été transvasés dans des récipients cylindriques remplis de la même solution. Ceux destinés aux essais sous charge ont été positionnés sur 2 bâtis de fluage, chacun de ces bâtis étant utilisé pour les 2 éprouvettes d'un même béton. Ces bâtis étaient positionnés à l'intérieur d'une enceinte climatique de 1 m³, afin de maintenir la température de 38°C, avec un taux d'hygrométrie élevée de 98% limitant l'évaporation de la solution de soude. Ces bâtis sont munis d'un vérin hydraulique relié à un accumulateur d'azote permettant de compenser les pertes de pression et de maintenir ainsi le chargement dans le temps. L'échantillon non chargé de chaque béton était placé à côté des bâtis à l'intérieur de l'enceinte.

2.5 Mesures des déformations

Compte tenu des conditions sévères de conservation pour des systèmes traditionnels de mesure (jauges, capteur LVDT), et de la nécessité de relever les déformations dans les directions de chargement et libre (radiale et/ou orthoradiale), le choix s'est porté sur l'utilisation d'un système de mesures réparties par fibres optiques avec interrogateur par rétrodiffusion Rayleigh. Le câble optique a été sélectionné notamment sur le critère de sa résistance aux conditions THCM du programme d'essais. Ce type d'interrogateur atteint une précision de $\pm 1 \mu\text{m}$ pour une résolution spatiale de 0,65 mm. Le positionnement de la fibre optique dans l'éprouvette cylindrique est représenté sur la Figure 2. Il permet ainsi d'enregistrer la déformation axiale verticale dans le sens de chargement de compression, et dans la direction libre orthoradiale suivant 3 plans horizontaux afin de vérifier une dispersion liée à l'éventuelle hétérogénéité du béton. A chaque échéance, la valeur représentée correspond à la moyenne des déformations enregistrées sur une base de mesure de 5 cm pour chaque direction. La dispersion entre les 3 plans de mesure étant négligeable, les résultats des mesures orthoradiales présentées par la suite correspondent à la moyenne des mesures selon ces plans.

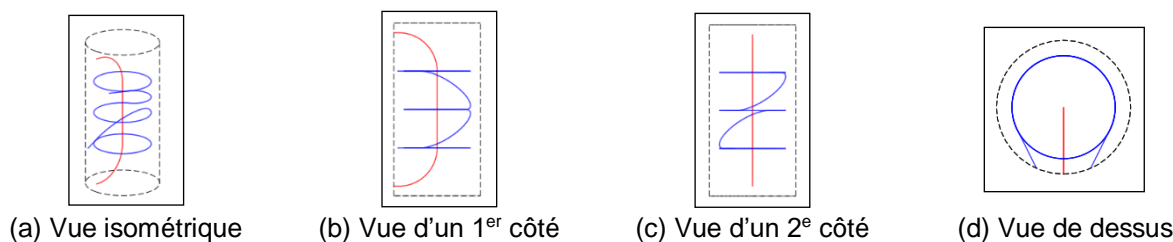


Figure 2. Dispositions longitudinale (bleu) et orthoradiale (rouge) du capteur à fibres optiques.

3. RÉSULTATS

3.1 Propriétés mécaniques des bétons

Les valeurs moyennes de résistance en compression et de module d'élasticité pour chaque formulation sont présentées dans le Tableau 2 pour deux échéances : la fin de phase 1 de cure à 28 jours en immersion dans la solution de soude à 20°C, et la fin de la phase 2 en immersion dans la solution de soude à 38°C qui précède le chargement de fluage à 138 jours de la phase 3. La mesure à cette échéance a ainsi permis de définir la contrainte de compression uniaxiale à appliquer qui correspond à 30% de la résistance la plus faible des deux bétons, de manière à rester dans le domaine du fluage linéaire avec le chargement.

Tableau 2. Propriétés mécaniques des deux bétons non réactifs NR et réactifs R à deux échéances.

Propriétés	Échéance	NR	R	(R-NR)/NR
Résistance à la compression (MPa)	Fin Phase 1 : cure à 28 jours	37,6 ± 0,9	42,4 ± 0,4	+12,9%
	Fin Phase 2 : avant chargement à 138 jours	45,2 ± 1,4	51,9 ± 0,8	+14,7%
	Évolution entre les 2 échéances	+20,3%	+22,3%	+1,9%
Module d'élasticité (GPa)	Fin Phase 1 : Fin de 1 cure à 28 jours	38,2 ± 0,9	36,1 ± 0,1	-5,7%
	Fin Phase 2 : avant chargement à 138 jours	40,5 ± 0,8	33,6 ± 0,4	-17,0%
	Évolution entre les 2 échéances	+6,0%	-6,7%	-12,7%

Les résistances en compression sont conformes à la classe visée de 40 MPa couramment utilisée dans les ouvrages. A 28 jours, la résistance en compression du béton R est sensiblement supérieure à celle du béton NR. Les formulations ne se distinguant que par le type de gravillons, cet écart pourrait avoir pour origine une moindre adhérence des gravillons non réactifs avec la matrice cimentaire, bien que leur minéralogie soit proche de celle des réactifs. Comme indiqué précédemment, la contrainte de fluage de compression correspond à 30% de la résistance moyenne en compression la plus faible des deux bétons mesurée à 138 jours pour rester dans le domaine du fluage linéaire avec le chargement pour les deux formulations. La valeur de cette résistance, à savoir celle du béton NR, étant de 45,2 MPa, la contrainte de fluage appliquée était donc de 13,6 MPa. Concernant les modules d'élasticité, la valeur plus élevée pour le béton NR à la fin de la cure pourrait s'expliquer par la rigidité légèrement supérieure des gravillons non réactifs. A la fin de la phase 2, alors que le module d'élasticité du béton non réactif augmente de 6,0 %, la progression de la RAG illustrée par les évolutions des déformations (Figure 3) affecte celui du béton R avec une diminution de 6,7% entre les deux échéances.

3.2 Évolutions des déformations différées

Les évolutions des déformations dans les directions axiale du chargement de compression et orthoradiale libre sont représentées sur la Figure 3 durant les 4 phases pour l'échantillon non chargé et ceux chargés durant la phase 3, respectivement sur la Figure 3a et la Figure 3b. La Figure 4 met en évidence l'effet de la RAG en représentant la différence des déformations entre le béton réactif et le non réactif pour chaque direction pour le cas libre de tout chargement (Figure 4a) et pour le cas chargé durant la phase 3 (Figure 4b).

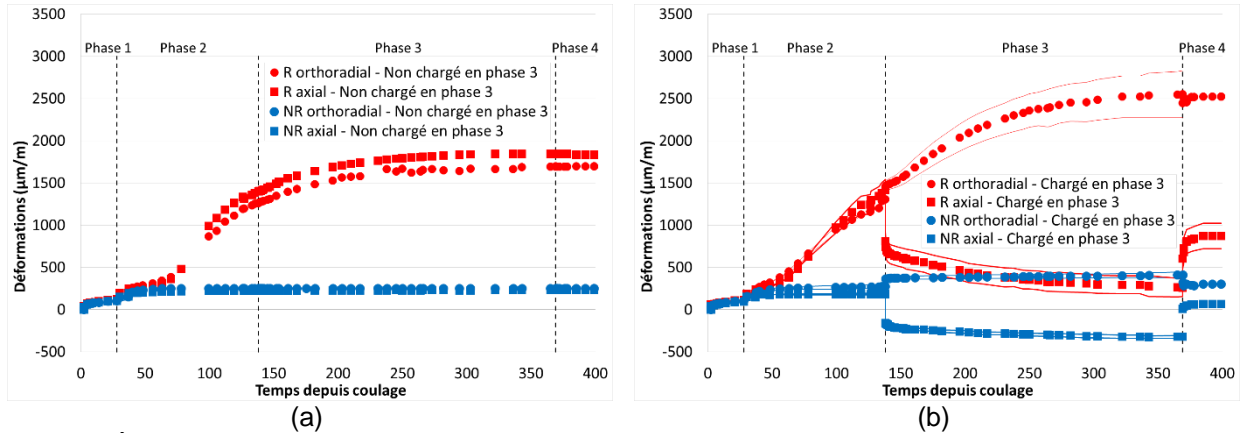


Figure 3. Évolutions pour les deux bétons (Réactif R et Non Réactif NR) des déformations de l'éprouvette non chargée durant tout l'essai dans les deux directions axiale et orthoradiale (a), et des déformations moyennes des deux éprouvettes chargées durant la phase 3 dans les deux mêmes directions (b) (traits fins correspondant aux valeurs maximale et minimale).

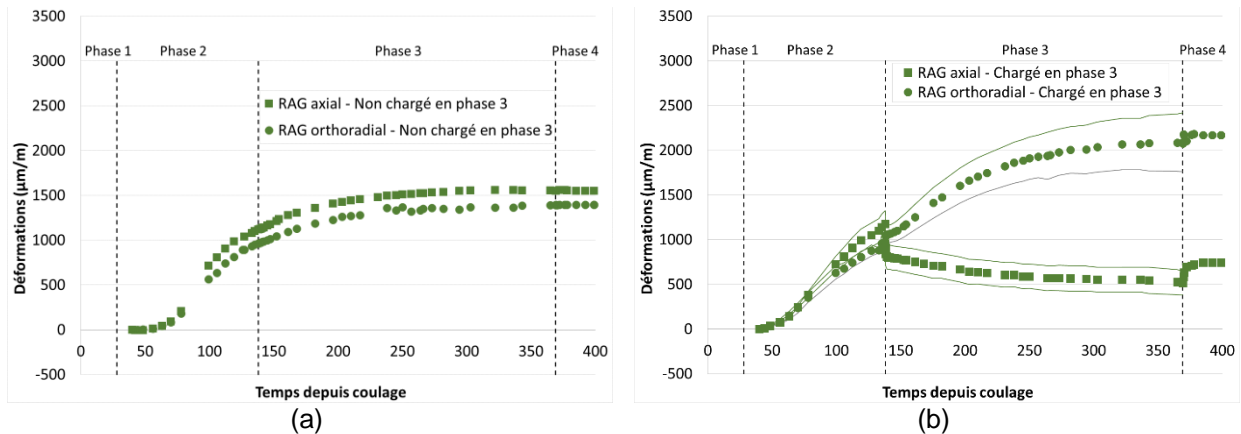


Figure 4. Évolutions des différences entre les déformations mesurées sur les deux bétons (Réactif R et Non Réactif NR) attribuables à la RAG, pour l'éprouvette non chargée durant tout l'essai dans les deux directions axiale et orthoradiale (a), et pour les deux éprouvettes chargées durant la phase 3 dans les 2 mêmes directions (b) (traits fins correspondant aux valeurs maximale et minimale).

Pour les phases 1 et 2 sans chargement, les évolutions des déformations de l'éprouvette qui demeure libre de chargement pendant toute la durée de l'essai et des déformations moyennes mesurées sur les deux éprouvettes qui seront soumises au fluage durant la phase 3 sont similaires pour chaque direction considérée. Durant la phase 1, les deux bétons développent un gonflement hydrique isotrope similaire. Lors du chauffage à 38°C qui s'étale entre 28 et 40 jours en début de phase 2, les bétons se dilatent de manière isotrope (Figures 3 et 4). L'écart entre leurs valeurs de coefficient de dilatation thermique, 5,4 µm/m/K pour le béton NR et de 6,8 µm/m/K pour le béton R provient probablement des différences entre celles des gravillons, étant donné que les autres paramètres de formulation sont identiques. Après stabilisation de la température à 38°C, les gonflements hydrique et thermique du béton non réactif sont achevés. Le gonflement du béton réactif qui se poursuit met en évidence le développement de la RAG avec une évolution classique en sigmoïde. L'analyse de la Figure 4 montre une légère anisotropie du gonflement de RAG, avec des amplitudes supérieures dans la direction axiale.

En début de phase 3 (Figure 4a), le gonflement libre de RAG dans la direction axiale est de 1157 µm/m, et sa valeur stabilisée atteinte en fin de phase 3 est de 1552 µm/m. Le béton réactif avait donc atteint 74,5% de son potentiel de gonflement lors de l'application du chargement, conformément à l'objectif initial d'étudier

le couplage du fluage avec une RAG avancée. En outre, la RAG continue à évoluer sous chargement durant la phase 3 grâce au maintien du béton R dans la solution de soude, comme visé pour être représentatif des conditions réelles dans les ouvrages (Figure 4b). L'analyse des déformations due à la RAG (Figure 4) montre que l'anisotropie constatée durant la précédente phase ne s'accroît pas pour l'éprouvette libre de chargement pendant la phase 3 (Figure 4a). Lors de l'application du chargement à 138 jours (Figure 3b), la déformation élastique dans la direction axiale atteint 335 $\mu\text{m/m}$ pour le béton NR alors qu'elle est de 403 $\mu\text{m/m}$ pour le béton R. Les modules d'élasticité associés sont ainsi de 40,6 GPa pour le béton NR et 33,7 GPa pour le béton R, soit similaires à ceux des essais de caractérisation. L'écart entre les valeurs des deux bétons pourrait être dû à une refermeture des microfissures induites par la RAG orientées dans les plans perpendiculaires à l'axe de chargement qui se sont ouvertes durant la précédente phase 2. Il en résulte que la déformation de RAG diminue de 22,4 % entre sa valeur avant chargement de 1175 $\mu\text{m/m}$ et sa valeur après chargement de 912 $\mu\text{m/m}$ (Figure 4b). La déformation orthoradiale due à l'effet Poisson est de 90 $\mu\text{m/m}$ et de 120 $\mu\text{m/m}$ respectivement pour la formulation NR et R. Ce surplus de déformation dans la direction libre pourrait s'expliquer par une plus grande ouverture des microfissures de RAG orientées selon l'axe de chargement et formées durant la phase 2, sous l'effet du chargement.

Pendant les 14 premiers jours sous chargement, la cinétique de fluage dans la direction de chargement du béton R est significativement supérieure à celle du béton NR (Figure 3b). Au-delà, elle diminue de manière concomitante avec l'atténuation de celle de la RAG observée sur l'éprouvette non chargée (Figure 4a), pour finalement devenir similaire à celle du béton NR en fin de phase 3 (Figure 3b). La résorption cumulée du gonflement de RAG due à la déformation de contraction élastique et de fluage durant les 14 premiers jours de chargement est de 33,9% d'après les valeurs avant (138 jours) et après 14 jours (152 jours), soit 1175 $\mu\text{m/m}$ et 777 $\mu\text{m/m}$ (Figure 4b). La résorption de gonflement par le chargement compression à l'issue de la phase 3, soit après 231 jours sous chargement, est de 56,1% selon la valeur de déformation de RAG de 516 $\mu\text{m/m}$ à 369 jours (Figure 4b).

A la mise en charge du début de la phase 3, les déformations orthoradiales sont respectivement de 90 $\mu\text{m/m}$ et 125 $\mu\text{m/m}$ pour le béton NR et le béton R, soit des valeurs de coefficient de Poisson de 0,27 et 0,31 (Figure 3). L'ouverture des fissures de RAG durant la précédente phase 2 et orientées parallèlement à l'axe de chargement est probablement à l'origine des déformations supérieures dans cette direction libre par rapport au cas du béton NR. Ces déformations orthoradiales différées du béton R chargés pendant les premiers 14 jours de la phase 3 sont semblables à celles du cas non chargé. Puis, elles deviennent significativement plus élevées. Ainsi, entre le début et la fin de cette phase, cette déformation augmente de 1109 $\mu\text{m/m}$ en configuration chargée, et de seulement 431 $\mu\text{m/m}$ pour l'éprouvette libre de tout chargement. Étant donné la contraction supérieure dans la direction de chargement du béton R, ce phénomène correspondrait à un report de déformation de la direction axiale chargée vers la direction orthoradiale libre. Les déformations orthoradiales différées du béton NR sont, quant à elles, quasiment constantes.

Lors du déchargement en début de phase 4 à 369 jours, les déformations de recouvrance élastique sont de 331 $\mu\text{m/m}$ et 393 $\mu\text{m/m}$ pour respectivement le béton NR et R, ce qui correspond à des valeurs de module d'élasticité de 41,1 GPa et de 34,6 GPa proches de celles évaluées à l'instant du chargement (Tableau 2). L'application du fluage couplé avec la RAG n'a donc pas amplifié l'endommagement macroscopique. L'évolution de la recouvrance différée dans la direction axiale est relativement classique. On observe néanmoins que l'amplitude est plus forte dans le cas du béton R, probablement causée par la réouverture des fissures de RAG initialement apparues durant la phase 2 de RAG sans chargement, puis refermées durant la phase 3 de fluage. L'analyse comparative des valeurs de déformations de RAG sous charge (Figure 4b) dans la direction axiale avant chargement, 1175 $\mu\text{m/m}$, et après stabilisation de la recouvrance différée, 746 $\mu\text{m/m}$, démontre que les fissures orientées dans les plans perpendiculaires à l'axe de chargement ne se sont pas totalement rouvertes. Sous l'effet du chargement, les gels de RAG initialement localisés dans ces fissures pourraient donc avoir diffusé de manière irréversible vers celles orientées parallèlement au sens de chargement entraînant une pression supplémentaire amplifiant leur ouverture durant le fluage. Dans la direction orthoradiale, on observe une contraction élastique par effet Poisson légèrement supérieure dans le cas du béton R, 106 $\mu\text{m/m}$, par rapport au béton NR, 89 $\mu\text{m/m}$, soit une valeur de coefficient de Poisson comparable de 0,27. La recouvrance différée est différente entre les deux bétons. Alors que le béton NR subit une déformation orthoradiale différée de contraction, une dilatation différée se développe très rapidement puis se stabilise dans le béton R.

La Figure 5 présente l'évolution de la trace du tenseur de déformations de RAG qui correspond à la variation de volume relatif du béton.

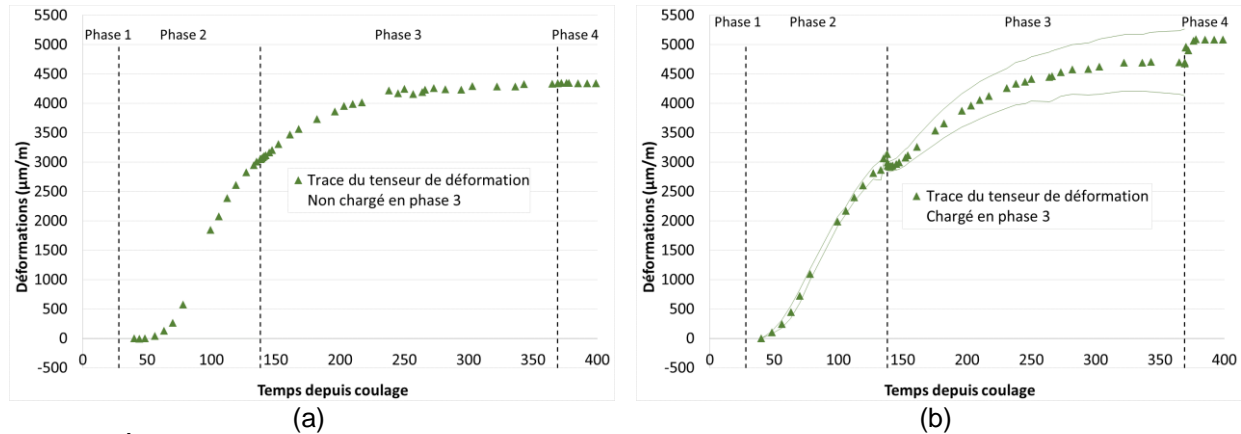


Figure 5. Évolutions de la trace du tenseur des déformations de RAG dans le cas non chargé (a) et dans le cas chargé durant la phase 3 (b).

La trace du tenseur de déformations dans le cas non chargé suit une évolution en sigmoïde similaire à celle du gonflement de RAG. Cette variation du volume relatif est donc en lien avec celle des volumes de gels produits. Les évolutions comparables de la trace du tenseur des déformations de RAG dans le cas non chargé (Figure 5a) et chargé (Figure 5b), caractérisées notamment par des valeurs proches à la fin de la phase 3, 4344 $\mu\text{m}/\text{m}$ en condition libre et 4695 $\mu\text{m}/\text{m}$ en fin de fluage, mettent en évidence un report total des déformations de gonflement partiellement résorbées dans la direction chargée vers les directions libres. Lors de la phase 4 de recouvrance, l'augmentation de la trace des déformations de RAG, alors que la réaction n'évolue plus, pourrait révéler la réouverture de fissures fermées par le chargement antérieur, et l'éventuelle ouverture de nouvelles fissures due à la relaxation des gravillons et des gels sous pression.

4. ANALYSE DES RÉSULTATS ET HYPOTHÈSES SUR LES MÉCANISMES

Pour expliquer les comportements observés durant les différentes phases et dans les différentes conditions Thermo-Chemo-Hydro-Mécaniques, des hypothèses sur les mécanismes et leur chronologie peuvent être formulées. Ces mécanismes se produiraient à l'échelle mésoscopique au niveau du gravillon réactif tel que représenté de manière schématique sur la Figure 6 avec, par soucis de simplification, une représentation de fissuration orthotrope. Ils sont en lien avec la formation et l'évolution des gels expansifs et l'évolution de la microfissuration résultante en fonction des conditions de chargement.

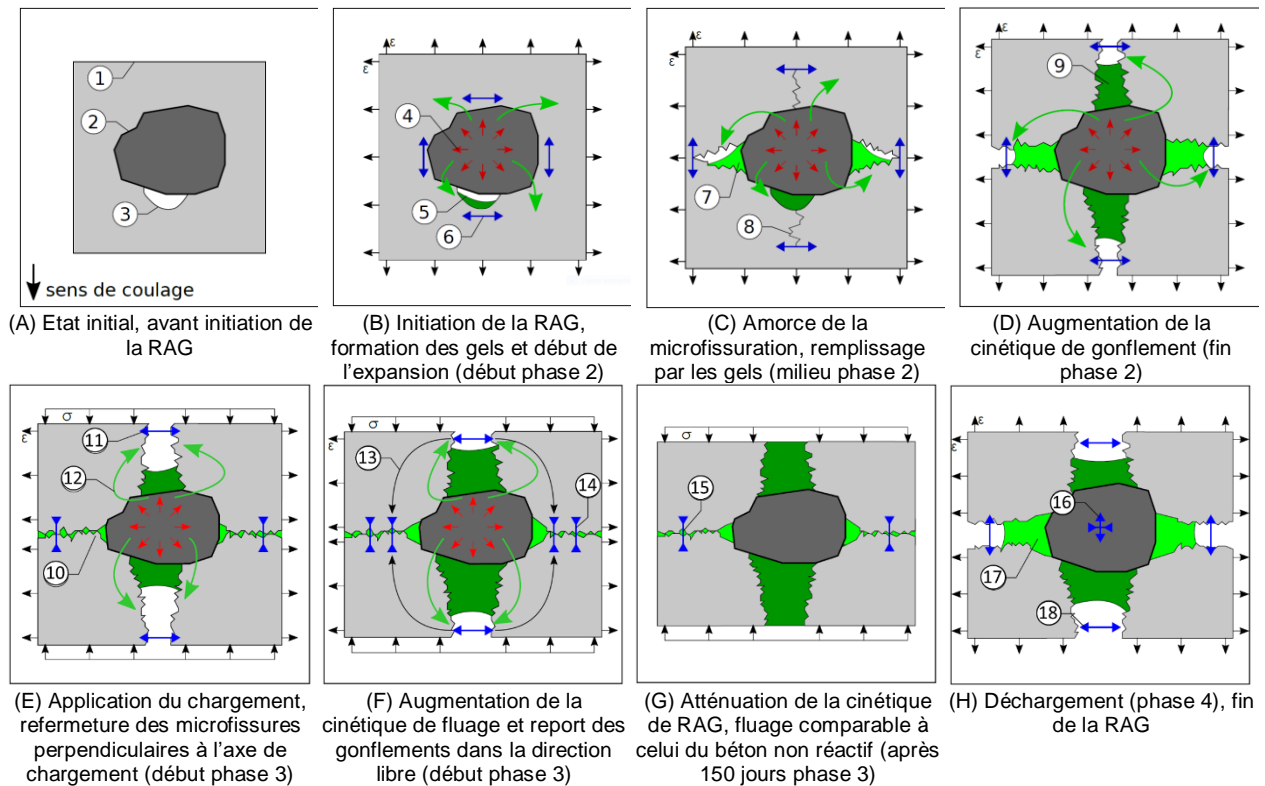


Figure 6. Hypothèses sur la chronologie des états d'avancement de RAG et de la microfissuration résultante au voisinage du gravillon réactif enrobé par la matrice cimentaire pendant les différentes phases du programme expérimental dont la phase 3 de fluage de compression uniaxiale.

L'état du gravillon réactif (1) enrobé par la matrice cimentaire (2) avant initiation de la RAG est représenté sur la Figure 6A. Il est probable qu'une légère décohésion (3) du gravillon et de la matrice se forme sous le gravillon lors de la mise en place du béton par vibration sous l'effet du tassement du béton, de la légère ségrégation, et/ou du piégeage de bulles d'air occlus sous les gravillons de par leur forme, dimension et orientation. Durant la phase 2 à 38°C (Figure 6B), la RAG s'initie et des gels expansifs se forment (4). Dans un premier temps, ils comblent la porosité de la matrice cimentaire à l'interface avec le gravillon et la zone de décohésion gravillon-matrice (5). Ils exercent progressivement une pression sur la matrice autour du granulats induisant des contraintes de traction orthoradiale dans celle-ci (6). Ces pressions augmentent rapidement avec la formation de nouveaux gels et le colmatage des vides environnants. Des microfissures se forment ensuite lorsque les contraintes orthoradiales de traction à l'interface matrice cimentaire-gravillon deviennent supérieures à la résistance de la matrice cimentaire (Figure 6C). La légère anisotropie constatée des gonflements macroscopiques (Figure 4a) peut alors s'expliquer par le fait que la pression des gels provoque la microfissuration dans des plans perpendiculaires à l'axe de coulage (7), alors que, dans la direction parallèle à cet axe, les gels doivent au préalable colmater la décohésion d'interface (8) avant de pouvoir engendrer des contraintes orthoradiales de traction dans la matrice. En fin de phase 2 (Figure 6D), la production de gels s'accélère. Ils se diffusent dans toutes les microfissures désormais ouvertes (9), et l'évolution de leurs ouvertures de fissures devient alors isotrope.

L'application du chargement de compression uniaxiale, représentée verticalement sur le schéma, en début de phase 3 (Figure 6E), provoque la refermeture des microfissures orientées dans les plans horizontaux perpendiculaires à l'axe vertical de chargement (10) et une amplification de l'ouverture de celles orientées dans le sens de chargement par effet Poisson (11). Les gels localisés dans les fissures perpendiculaires au chargement qui se referment vont alors diffuser dans la porosité connectée et dans les fissures parallèles à l'axe de chargement qui continuent à s'ouvrir (12). A l'échelle macroscopique, ce mécanisme est à l'origine du report de déformation dans la direction orthoradiale libre qui devient dès lors supérieure à celle mesurée dans le cas du béton non chargé. Outre la refermeture des microfissures orthogonales au chargement,

l'ouverture plus importante des fissures parallèles à l'axe de chargement (Figure 6F) (13) pourrait également entraîner un transfert plus important des efforts autour des gravillons, augmentant ainsi localement la contrainte, et donc le fluage de la matrice au voisinage de ces derniers (14). Ces deux mécanismes expliqueraient la cinétique de fluage supérieure à court terme du béton R. A plus long terme (Figure 6G) durant la 2^e partie de phase 3, la cinétique de RAG s'atténue fortement comme observée sur les éprouvettes libres (Figure 5A). Dès lors, les microfissures orientées suivant l'axe de chargement ne subissent plus la part complémentaire d'ouverture sous l'effet des gels expansifs. La cinétique de fluage devient alors comparable à celle du béton NR (15). Durant la phase de déchargement (Figure 6G), une recouvrance élastique se produit, notamment celle du gravillon (16) quelle que soit sa réactivité. Cette relaxation élastique du gravillon provoquerait en partie la réouverture des fissures orthogonales à l'axe de chargement (17) et une contraction élastique dans le sens orthoradial par effet Poisson (Figure 3b). Globalement, la pression des gels baisserait dans tout le réseau de fissures interconnectées entre les gravillons. Un phénomène de diffusion des gels se produirait des zones de plus fortes pressions, microporosité par exemple, vers les microfissures où la pression diminue. Ces gels qui arriveraient dans la part verticale des fissures permettraient de maintenir à très court terme une pression suffisante pour propager et ouvrir ces fissures (18). Ce mécanisme se traduirait par une dilatation différée dans la direction orthoradiale qui se stabiliserait très rapidement (Figure 4b).

5. CONCLUSIONS

Cette étude expérimentale concernait le comportement sous charge maintenue de compression uniaxiale d'un béton atteint d'une RAG avancée qui se poursuit sous chargement, conditions représentatives de celles des ouvrages hydrauliques de type barrage voute. Un béton non réactif et un béton réactif ne se distinguant que par la réactivité de leurs gravillons ont été étudiés. La contrainte mécanique de 13,6 MPa correspondant à 30% de la résistance en compression du béton sain de référence à la date de mise en charge, a été appliquée lorsque les gonflements induits par la réaction avaient atteint les 74,5% du potentiel de gonflement. L'analyse des évolutions des déformations mesurées par fibre optique du béton réactif sous charge et en condition libre de chargement comparativement à celles du béton non réactif a permis de mettre en évidence les résultats suivants :

- Une expansion de RAG correspondant à 74,5% de son potentiel de gonflement provoque une réduction de 17% du module d'Young initial du béton réactif sans qu'elle modifie sa résistance en compression.

- L'application du fluage de compression uniaxiale sur le béton atteint d'une RAG avancée provoque une cinétique de fluage supérieure à celle du béton non réactif notamment durant les 14 premiers jours de fluage. La résorption du gonflement de RAG (différence entre déformations des bétons réactif et non réactif) dans la direction chargée par rapport au cas non chargé est de 33,9 % et 56,1 % respectivement après 14 et 231 jours de chargement maintenu. Deux mécanismes expliqueraient ce résultat. La RAG étant avancée lors de l'application du chargement, celui-ci entraînerait la refermeture des microfissures orthogonales au chargement. De plus, l'ouverture plus importante des fissures parallèles à l'axe de chargement avec l'apport continu des gels néoformés mènerait à un transfert supplémentaire des efforts autour des gravillons, amplifiant localement la contrainte et donc le fluage de la matrice au voisinage de ces derniers. Lorsque la RAG s'atténue, les cinétiques de fluage des deux bétons deviennent semblables.

- Pendant les premiers jours de chargement, les évolutions des déformations orthoradiales différées du béton réactif sont équivalentes à celle du cas non chargé. Au-delà, elles deviennent significativement supérieures à celles du cas non chargé, traduisant un report des gonflements résorbés de la direction chargée vers la direction libre.

- Les évolutions similaires du tenseur des déformations due à la RAG dans le cas non chargé et dans le cas chargé démontrent un report total des déformations de gonflement dans la direction de chargement partiellement résorbées par le fluage en compression uniaxiale vers les directions libres.

6. REMERCIEMENTS

Ces travaux de recherche ont été réalisés dans le cadre d'une collaboration avec la société Tractebel Engineering et grâce à son support de financement. Les auteurs remercient chaleureusement ce partenaire pour son soutien.

7. RÉFÉRENCES

- Charlwood, R.G. (1994) A review of alkali-aggregate reactions in hydro-electric plants and dams', *International Journal on Hydropower and Dams*, vol. 1, 77–80.
- Diamond, S. (1975) A review of alkali-silica reaction and expansion mechanisms 1. alkalies in cements and in concrete pore solutions, *Cement and Concrete Research*, vol. 5, n°4, 329–345. [https://doi.org/10.1016/0008-8846\(75\)90089-7](https://doi.org/10.1016/0008-8846(75)90089-7)
- FD P18-464 (2014) Béton - Dispositions pour prévenir les phénomènes d'alcali-réaction, Fascicule de documentation, AFNOR
- Godart, B. & Le Roux A. (2008) Alcali-Réaction dans les structures en béton - Mécanisme, pathologie et prévention, *Sciences pour l'ingénieur*, vol. TIB240DUO, n° c2252.
- Lacombe, C., Sellier, A., Vidal, T., Noret C., Anthiniac, P. (2022) Creep of concrete during Alkali-Aggregates Reaction, *Construction and Building Materials*, vol.336 127355 <https://dx.doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2022.127355>
- Larive, C (1997) Apports combinés de l'expérimentation et de la modélisation à la compréhension de l'alcali-réaction et de ses effets mécaniques, PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- Le Roux, A., Massieu, E. & Godart, B. (1992) Evolution under stress of a concrete affected by AAR - Application to the feasibility of strengthening a bridge by prestressing, in 'Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction', London, Great-Britain, 599–606.
- Makani, A., Vidal, T., Pons, G., Escadeillas, G. (2010) Time-dependent behaviour of high performance concrete: Influence of coarse aggregate characteristics, *Proceedings of the 14th International Conference on Experimental Mechanics*, EDP Sciences, pp. 3002–3010. <https://doi.org/10.1051/epjconf/20100603002>.
- Mohammadi, A., Ghiasvand, E., Nili, M. (2020) Relation between mechanical properties of concrete and alkali-silica reaction (ASR) ; a review, *Construction and Building Materials*, vol. 258, n°119567. <https://doi.org/10.1016/j.conbuildmat.2020.119567>
- Multon, S. (2003) Evaluation expérimentale et théorique des effets mécaniques de l'alcali-réaction sur des structures modèles, PhD Thesis, Ecole Nationale des Ponts et Chaussées.
- NF P18-594 (2015) Granulats - Méthodes d'essai de Réactivité Aux Alcalis', Norme Française, AFNOR
- Poole, A.B. (1992) Alkali-Silica Reactivity Mechanisms of Gel Formation and Expansion, *Proceedings of the 9th International Conference on Alkali-Aggregate Reaction*, London (England), 782–789.
- Reinhardt, H.W., Özkan, H., Mielich, O. (2019) Creep of concrete as influenced by the rate of expansion due to alkali-silica reaction, *Structural Concrete*, vol. 20, n°5, 1781–1791. <https://doi.org/10.1002/suco.201900133>
- Smaoui, N. (2003) Contribution à l'évaluation du comportement structural des ouvrages d'art affectés de réaction alcali-silice (RAS), PhD Thesis, Faculté des Sciences et de Génie de l'Université de Laval.