

DÉFORMATIONS DIFFÉRÉES DE STRUCTURES EN BÉTON : LE CAS DES PONTS DE SAVINES ET DE CHEVIRÉ

DELAYED DEFORMATIONS OF CONCRETE STRUCTURES: THE SAVINES BRIDGE AND THE CHEVIRÉ BRIDGE

J.-P. SELLIN¹, J.-F. BARTHÉLÉMY¹, G. BONDONET¹, B. CAUVIN¹, J.-M. TORRENTI²

¹ Cerema/DTeclTM, Sourdun, France

² Université Paris-Est IFSTTAR Université, Marne-La-Vallée, France

1. PROBLÉMATIQUE

Depuis la découverte du phénomène par Hyatt en 1907 (USA) et par Freyssinet en 1911 sur le pont du Veudre (France), il est connu que le béton subit des déformations différées au cours du temps.

De nombreuses études et recherches s'accordent à décomposer les déformations différées du béton en deux phénomènes : le retrait (en l'absence de chargement extérieur) et le fluage (dépendant de l'état de contrainte). Le premier résulte des effets de la dépression capillaire due à l'hydratation des hydrates (retrait endogène) et au séchage de la pâte (retrait de séchage ou de dessiccation) (*Pons et Torrenti, 2008*). Le second est partiellement expliqué par les déformations différées qui ont lieu à l'échelle des hydrates (fluage propre) et

par le fluage de dessiccation dû au séchage (*Acker P., 2001*).

Les déformations différées de l'acier sont, quant à elles, la représentation de phénomènes de propagation de défauts du réseau cristallin (dislocations) ou de glissements de joints de grain sous l'effet du chargement extérieur.

Bien que l'origine et l'évolution de ces phénomènes reste discutées, les conséquences sur les ouvrages sont bien connues. Elles sont bien souvent caractérisées par des déformations excessives à mi-travée et affectent par conséquent les États Limites de Service. Les figures ci-dessous illustrent les conséquences de ces déformations en termes d'esthétique et de sécurité. Dans un cas, les déformations à mi-travée affectent la planéité de la route (figure 1) et dans le second cas l'état des éléments de sécurité comme les gardes corps (figure 2).

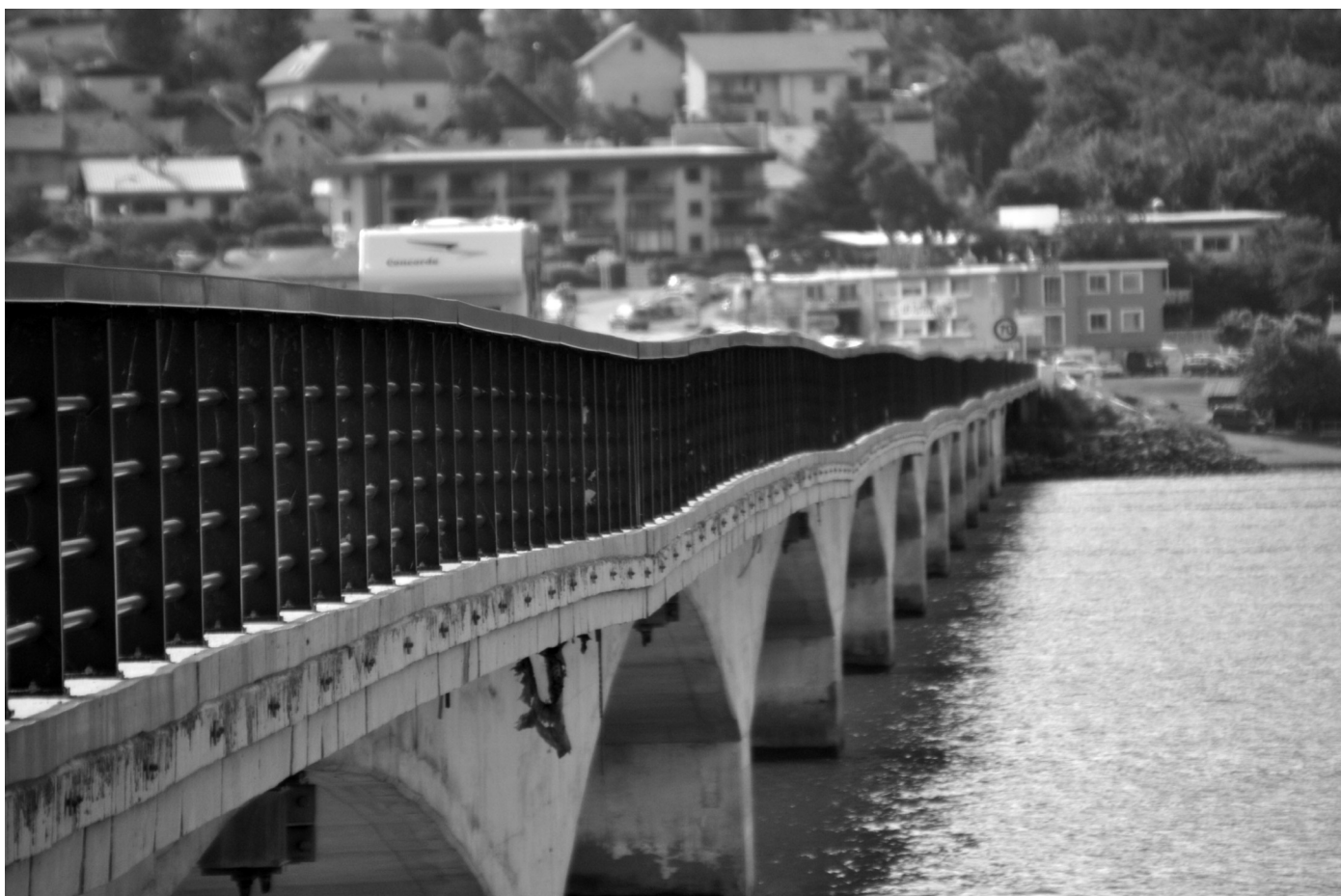


Figure 1 : Vue actuelle du pont de Savines. © J-M. Torrenti



Figure 2 : Passerelle à Lille (Dumas, 1959).

Lorsque la structure est hyperstatique ou précontrainte, les déformations différées peuvent engendrer des redistributions d'efforts.

2. RETOUR SUR L'ÉTUDE DU PONT DE SAVINES

Construit à la fin des années 50, le pont de Savines fait partie de la première génération de ponts précontraints par post-tension et construits par encorbellements successifs. Il est composé de 11 travées courantes de longueur 77 m et composées de 22 voussoirs (voir figure 1), et de deux travées de rive. A mi-travée, les fléaux sont assemblés grâce à un système d'articulation rendant libres les déplacements horizontaux et les rotations. De ce fait, seuls les efforts de cisaillement sont transmis d'un fléau à l'autre. Par ailleurs, compte tenu de la symétrie et la périodicité des travées, l'ouvrage peut être vu, en première appréciation, comme une structure isostatique.

Afin d'estimer la qualité des prédictions des normes actuelles, la variation de flèche au cours du temps est comparée aux mesures topographiques grâce à des calculs numériques utilisant un modèle de poutres (logiciel St1 / Cerema: <http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/logiciels-r319.html>).

Cette analyse permet de mettre en évidence la faiblesse des lois actuelles pour modéliser le comportement différé de l'ouvrage. La **figure 3** représente l'évolution des flèches calculées avec l'EN1992-1-1 (*NF EN1992-1-1:2004*) et avec l'EN1992-2 (*NF EN1992-2:2006*) en comparaison avec le traitement des mesures in-situ de flèche.

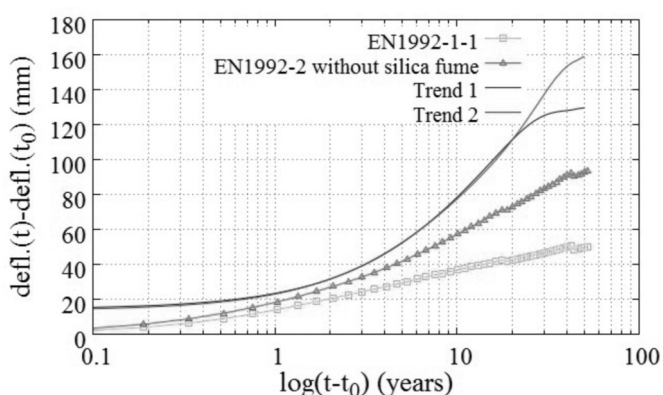


Figure 3 : Comparaison entre les mesures in-situ et les flèches obtenues par simulations.

NB : Compte tenu de la perte de l'origine des mesures en deux dates, deux tendances ont été imaginées : une continuant à croître après 50 ans et une seconde plutôt stagnante. Cela reflète l'importance et la problématique de continuité des mesures lors du suivi des ouvrages.

Les divergences de flèche observées peuvent être dues à un choix de modèle non approprié, des caractéristiques ou encore des lois de vieillissement des matériaux méconnues voire inconnues. De plus, compte tenu de la perte de

mesure lors de certaines périodes, il demeure difficile de prévoir le comportement de l'ouvrage dans le futur. C'est pourquoi, afin de prédire l'évolution de la flèche, il est proposé d'atteindre les déformations relevées in-situ en manipulant certaines données d'entrée (par l'intermédiaire de coefficients pondérateurs). Cette démarche permet de mettre en évidence les paramètres ayant une influence majeure sur les déformations. Ainsi, ceux qui se sont avérés importants et/ou méconnus (*Sellin et al., 2014*) sont : la relaxation des aciers atteignant des valeurs probables de 10-12 % à 1000 heures et la densité du béton. Les coefficients pondérant l'évolution du fluage propre k_{bc} et du fluage endogène k_{dc} ainsi qu'un paramètre k_{kc} (permettant de jouer sur la cinétique de la fonction de complaisance) sont également optimisés. Ce traitement repose sur la méthode des moindres carrés (les résultats sont résumés dans le Tableau 1).

	Contraintes	Valeur optimisée	
		Trend 1	Trend 2
k_{bc}	$0,4 < k_{bc} < 1,6$	1,5	1,6
k_{dc}	$0,4 < k_{dc} < 1,6$	1,5	1,6
k_{kc}	$0,1 < k_{kc} < 7,5$	1,4	1,4
ρ_{1000}	$9 \% < \rho_{1000} < 12 \%$	11,8	12
γ_c	$25 \text{ kN/m}^3 < \gamma_c < 27 \text{ kN/m}^3$	26,7	27

Tableau 1 : Résultats d'optimisation pour l'EN1992-2.

Bien que ce procédé permette d'atteindre le niveau de déformation de la travée étudiée (figure 4), l'analyse de l'évolution de la flèche amène de nouvelles interrogations. En effet, outre des coefficients optimisés relativement importants (voir Tableau 1), il est évident au regard de la figure 4 qu'aucune stagnation de la flèche n'est visible et ce, bien que les lois de fluage ou de retrait présentent un caractère asymptotique.

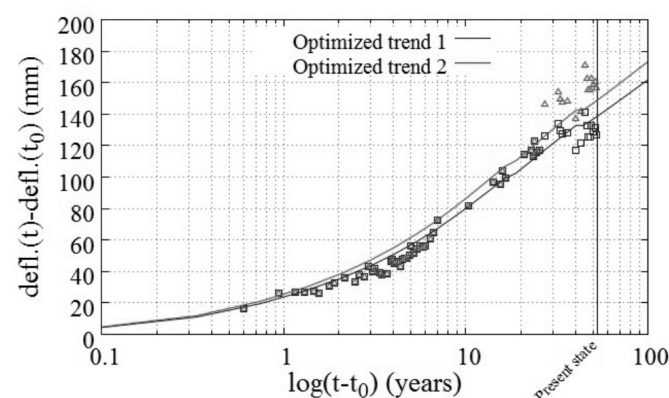


Figure 4 : Prédictions de la flèche obtenue après optimisation pour les 50 prochaines années.

Il apparaît que l'évolution croissante est liée à l'interaction des aciers de précontrainte et du béton. En effet, bien que le béton présente un comportement asymptotique en temps (eq. B7 de *NF EN1992-1-1:2004* et B118 de *NF EN1992-2:2006*), l'acier évolue selon une loi puissance (eq. 3.28 de

NF EN1992-1-1:2004). Pour un calcul à long terme, il est noté que les pertes par relaxation peuvent être estimées à un temps t égal à 500 000 heures (environ 57 ans) ; ce qui sous-entend que pour obtenir les pertes “finales” de relaxation nécessaires à un dimensionnement, un palier est introduit à partir de 500 000 heures. Toutefois, cette asymptote n’a pas été introduite dans nos calculs, la relaxation demeurant strictement monotone à tout instant.

N’étant pas dans le cadre d’un dimensionnement, il est légitime de se poser la question des pertes réelles (asymptotique ou non) puisque cela influe directement l’évolution de la flèche. En effet, lorsqu’un palier est introduit à environ 57 ans, un début de stagnation de la flèche est visible. Il demeure donc indispensable de continuer le suivi régulier de l’ouvrage pour établir les tendances et permettre de vérifier ou d’ajuster les modèles de comportement.

Cela met en évidence que la prise en compte de l’interaction acier/béton est cruciale dans les déformations de l’ouvrage et que, pour la représentation exacte des phénomènes, il est non seulement indispensable de représenter correctement l’évolution du fluage et retrait du béton mais également l’évolution des pertes dues à la relaxation. Un panel d’études présenté (Bažant et al., 2011) synthétise l’évolution de flèche pour un certain nombre d’ouvrages. Les flèches évoluent presque toutes systématiquement de manière linéaire dans l’espace logarithmique. Cela laisse supposer que la tendance au cours du temps est logarithmique. Cette observation est reprise pour l’évolution de la fonction de fluage dans certains modèles dont le dernier ModelCode de la Fédération Internationale du Béton (fib, 2012).

3. DÉFORMATIONS DU PONT DE CHEVIRÉ

Construit à Bouguenais entre 1988 et 1990, le pont de Cheviré enjambe La Loire grâce à deux viaducs d’accès et à une travée centrale pour une longueur totale de 1563 m. Les viaducs Nord et Sud supportent une travée centrale

métallique à platelage orthotrope de 162 m de longueur. Les viaducs d’accès sont composés de deux tabliers en béton précontraint reliés par une articulation béton/béton (notée respectivement ABBN et ABBS pour le viaduc Nord et Sud). La travée métallique est soutenue par des fléaux de 40 m de portée en encorbellement sur les piles notées S1 et N1. Les articulations entre la travée métallique et le fléau en béton sont notées ABMN et ABMS (respectivement pour le viaduc Nord et le viaduc sud). Le tracé en plan de l’ouvrage est représenté sur la figure 5.

Bien que cet ouvrage soit plus récent que le pont de Savines, celui-ci présente des déformations importantes pouvant engendrer des problématiques de qualité de service et, s’agissant d’une structure hyperstatique, des redistributions d’efforts sont à prévoir. En effet, depuis la mise en service du pont, des déformations importantes de flexion sont relevées en bout de console qui supporte le poids de la travée centrale (au niveau de l’articulation béton/métal). Sachant que les déformations les plus importantes ont été relevées du côté sud (ABMS), l’étude se limite à cette partie de l’ouvrage. D’autres phénomènes de déformations différées ont également été observés comme par exemple un raccourcissement du tablier. Toutefois, la présente étude se restreint à l’analyse de la flèche en bout de console.

L’objectif est alors, dans un premier temps, d’atteindre numériquement l’état de déformation selon la même méthode que celle utilisée pour l’étude du pont de Savines et, dans un second temps, d’analyser les nouvelles sollicitations afin de vérifier qu’elles satisfont les états réglementaires.

Suivi de l’ouvrage

Depuis la mise en service du pont en 1991, plusieurs campagnes de mesures ont été entreprises ; d’abord par topographie puis, depuis 2001, par mesure d’inclinaison du fléau sud. En effet, huit capteurs d’inclinaison et onze capteurs de température transmettent toutes les quatre heures les valeurs instantanées de rotation et de température. L’implantation des capteurs est représentée sur la figure 6.

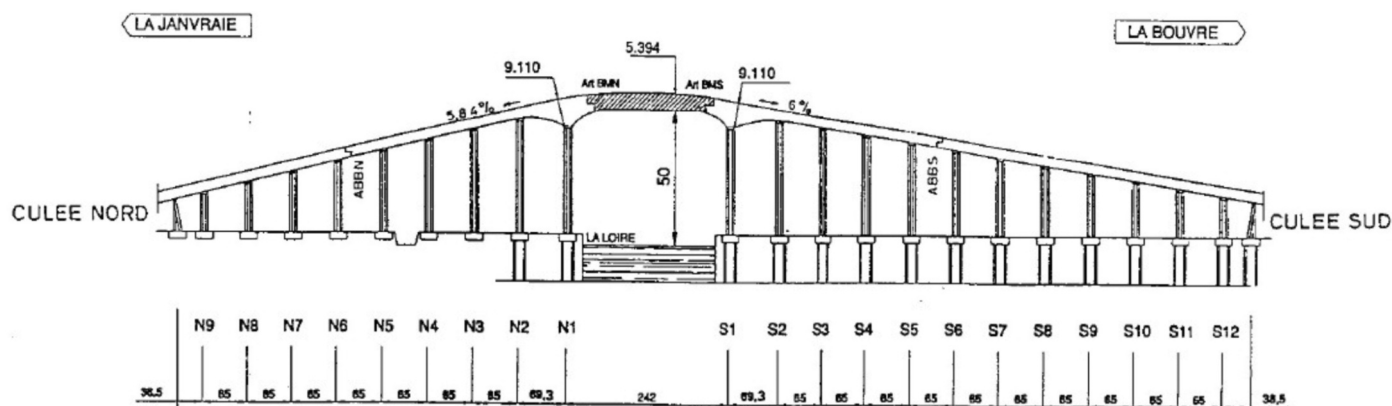


Figure 5 : Vue en plan du pont de Cheviré (Imberty, 2007).

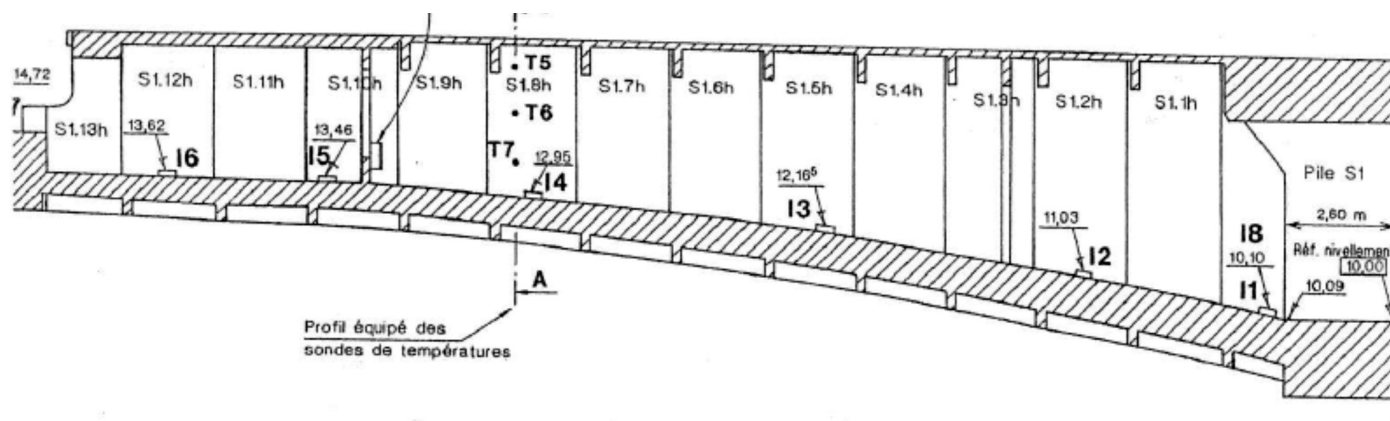


Figure 6 : Schémas d'implantation des capteurs (DIR Ouest et LRPC d'Angers, 2014).

Pour le traitement des données, il convient de dé-corrélérer les variations d'inclinaison des effets thermiques. De plus, compte tenu du changement de méthode pour le suivi de l'ouvrage en 2001 (passage de mesures topographique à un suivi continu de l'inclinaison) et en 2009 (pour le remplacement de certains capteurs), il convient de recalculer manuellement les mesures. L'évolution de la flèche après traitement des données est représentée sur la figure 7. L'instant initial t_0 correspond à la date du 30 avril 1991 où, pour faciliter la comparaison avec les mesures in-situ, la flèche est initialisée.

NB: Suite au changement de certains capteurs en 2009, il a été observé des problèmes de transmission par la centrale d'acquisition. Les résultats présentés sur la figure 7 ne sont pas définitif et demandent à être révisés par une seconde méthode de traitement. Malgré tout, il est possible d'estimer qu'en 2013-2014, la flèche en bout de fléau est de l'ordre de 25 à 30 cm ; ce qui représente une déformation relativement importante 23 ans après la mise en service de l'ouvrage.

Une précédente étude réalisée (F. Imberty du Sétra et J-L. Clement du LCPC) a permis d'établir un modèle PCP (logiciel PCP / Cerema: <http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/logiciels-r319.html>) prenant en compte l'historique de construction exact de cette partie du pont. Cela a permis de rendre compte d'une construction plus tardive que prévue du fléau et une pose des superstructures

plus progressive. Par ailleurs, les fortes alternances des contraintes au cours de la construction, par exemple avant et après le levage de la travée métallique, accroissent les effets de fluage et de fait, de retour de fluage. Ce phénomène, moins connu que le "fluage direct", peut s'avérer significatif.

Mesures des propriétés du béton et adaptation des lois

Au début des années 2000, des mesures en laboratoire ont été entreprises (IFSTTAR, 2004) afin d'estimer le comportement différé du béton de manière précise. De nombreuses carottes ont été prélevées en différents lieux du pont (principalement en voussoirs sur pile). Ces mesures qui ont duré presque trois années ont permis d'évaluer et de comparer l'évolution des fonctions de complaisance à celles obtenues théoriquement par l'utilisation du BPEL ou de l'Eurocode EN1992-1-1. Ces mesures sous conditions favorables de température et d'hygrométrie ont abouti aux conclusions suivantes :

- Sur la durée des essais sur carottes (environ 2 ans), afin de représenter correctement les mesures observées, la fonction de complaisance du fluage du béton au sens de l'EN1992-1-1 doit être pondérée par des coefficients variant de 1,2 à 1,7 selon les voussoirs.

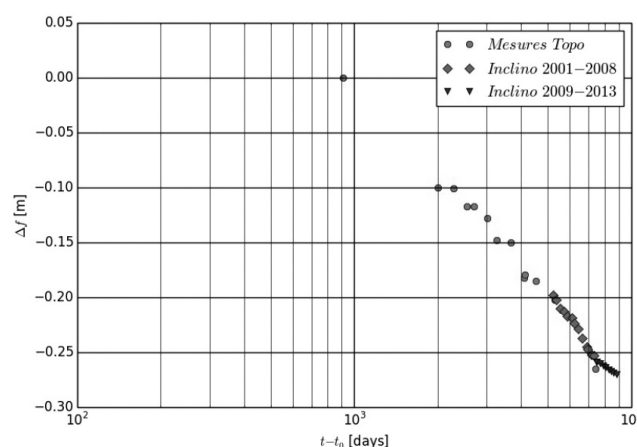
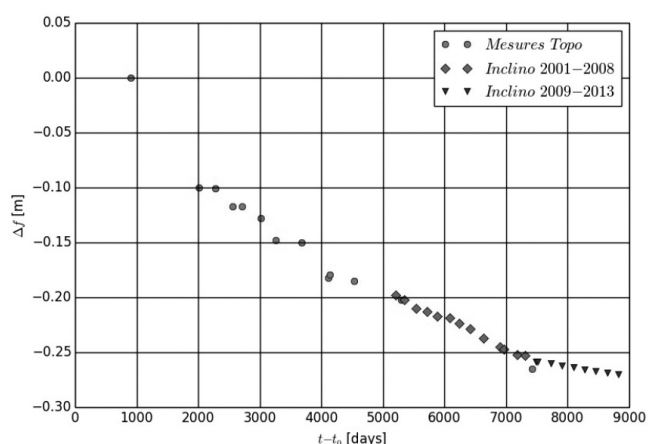


Figure 7 : Mesures de flèche.

Quant aux mesures des modules d'Young des éprouvettes, elles ont permis d'établir :

- Une forte disparité entre les modules d'élasticité en différents lieux de la structure ;
- Un module moyen d'environ 26,5 GPa, ce qui est assez faible ;

Par ailleurs, le béton s'avère être très poreux (16 % de perméabilité à l'eau en moyenne) ; ce qui concourt à la sensibilité du béton aux phénomènes de dessiccation. Il sera par la suite intéressant de pondérer ces effets grâce aux coefficients pondérateurs des lois de retrait. Pour la suite des calculs selon les règlements en vigueur, les hypothèses suivantes sont utilisées :

- Béton
 - Un module d'Young moyen de 26 GPa ;
 - Un ciment à prise rapide de type R ;
 - Un poids volumique 25 kN/m³.
- Acier (pour des câbles de type 19T15 et 27T15)
 - Relaxation des aciers à 1000 heures de 2,5 % ;
 - Module d'Young de 190000 MPa ;
 - Une tension initiale de précontrainte de 1400 MPa ($0,8x_{f_{prg}}$) ;
 - Section de 0,00285 m² ;
 - Coefficients de frottement courbe de $0,0035^{\circ -1}$ et de déviation parasite de $0,003 \text{ m}^{-1}$.
- Conditions de site
 - Non prise en compte des effets thermiques ;
 - Humidité relative moyenne du site de 81 %.

Prédiction des flèches selon les lois de dimensionnement

Les capacités prédictives du BPEL et de l'EN1992-1-1 (NF EN1992-1-1:2004) ont été comparées en partant des lois brutes du BPEL et des Eurocodes puis en les ajustant grâce aux mesures sur les carottes prélevées (IFSTTAR, 2004) et au béton reconstitué. Quatre modèles sont testés :

1. BPEL avec $E_{cm} = 36 \text{ GPa}$. Il s'agit du modèle original ;
2. L'EN1992-1-1 avec un module réduit $E_{cm} = 26 \text{ GPa}$;
3. L'EN1992-1-1 modifié avec $E_{cm} = 26 \text{ GPa}$ et la fonction de complaisance du béton pondérée par un facteur $K_f = 1,70$ (pour le fluage propre) venant des essais en laboratoire des carottes ;
4. L'EN1992-1-1 modifié avec $E_{cm} = 26 \text{ GPa}$ et l'exposant de cinétique $k_{cf} = 0,53$ optimisé grâce aux mesures sur un béton reconstitué et un coefficient pondérateur de la fonction de fluage $K_f = 1,84$. Ainsi l'équation B7 de l'EN1992-1-1 devient :

$$\varepsilon_{fp} = K_f \cdot \varphi_0 \cdot \beta_c(j, j_0) \cdot \frac{\sigma_c(j_0)}{E_c}$$

où σ_c représente la contrainte appliquée, E_c le module d'Young instantané et :

$$\beta_c(j, j_0) = \left(\frac{j - j_0}{j - j_0 + \beta_{RH}} \right)^{k_{cf}}$$

Les essais sur le béton reconstitué ont également permis d'adapter la loi de retrait de dessiccation (EN1992-1-1) en

remplaçant le paramètre k_{ir} (par défaut égal à 0,04) par 0,094 dans l'équation :

$$\beta_{dc}(j - j_0) = \frac{j - j_0}{j - j_0 + k_{ir} \cdot \sqrt{h^3}}$$

où h représente le rayon moyen tel que $h = \frac{2A_c}{P}$ (A_c et P

représentant respectivement l'aire et le périmètre de la section). j et j_0 correspondent respectivement à la date actuelle et à la date de bétonnage.

Afin de vérifier la capacité prédictive des normes, ces modèles sont comparés aux mesures in-situ. Les premières simulations entreprises aboutissent au graphique suivant (figure 8) :

Sur ce laps de temps, non seulement les normes ne permettent pas d'atteindre le niveau de déformation actuel mais elles ne permettent pas non plus de représenter correctement la cinétique de déformation ; et ce, bien que les lois aient été adaptées au moyen des essais en laboratoire. C'est pourquoi, afin d'atteindre le niveau de déformation actuel et pour prévoir l'évolution de la flèche pour les prochaines décennies, les coefficients pondérateurs des lois de fluage et de retrait ainsi que la cinétique sont optimisés par un algorithme basé sur la méthode des moindres carrés en minimisant, au cours du temps, la différence entre mesures in-situ et flèche calculée. Pour cela, il convient d'utiliser les essais du LCPC qui ont permis d'estimer la variabilité de certains phénomènes et notamment du retrait de dessiccation qui semble relativement important compte tenu de la forte porosité du béton.

Afin de retrouver l'état de déformation actuel, les coefficients de fluage et de retrait ainsi que le module d'Young du béton (très variable) sont manipulés afin de tendre vers la flèche actuelle.

Il semble que le retrait de dessiccation ait une importance relativement forte compte tenu de la porosité. De plus, contrairement à l'EN1992-2, l'EN1992-1-1 ne permet pas la différenciation entre fluage propre et fluage de dessiccation. C'est pourquoi, le coefficient pondérateur k_f est volontairement accru. En outre, les lois adaptées suite aux essais expérimentaux peuvent nécessiter un recalage plus ou moins léger des coefficients de cinétique. Les hypothèses et les intervalles de variation sont résumés dans le tableau 2. Les valeurs réalisant l'optimum de la fonction objectif sont :

- Humidité relative: $Hg = 79,8 \%$;
 - Module d'Young moyen à 28 jours: $E_{cm} = 29,5 \text{ GPa}$;
 - Coefficient pondérateur du retrait endogène: $k_{re} = 1,6$;
 - Coefficient pondérateur du retrait de dessiccation : $k_{rd} = 3,5$;
 - Coefficient d'adaptation cinétique du retrait de dessiccation: $k_{ir} = 4,0$;
 - Coefficient pondérateur du retrait du fluage: $k_f = 1,9$;
 - Coefficient d'adaptation cinétique du fluage: $k_{cf} = 1,1$;
- L'allure de l'évolution de la flèche, après adaptation des lois est représentée sur la figure 9 :

Par la suite, l'évolution des contraintes longitudinales sera regardée dans le fléau ainsi qu'au niveau du voussoir sur la pile S1 (où les contraintes normales peuvent s'avérer préjudiciables).

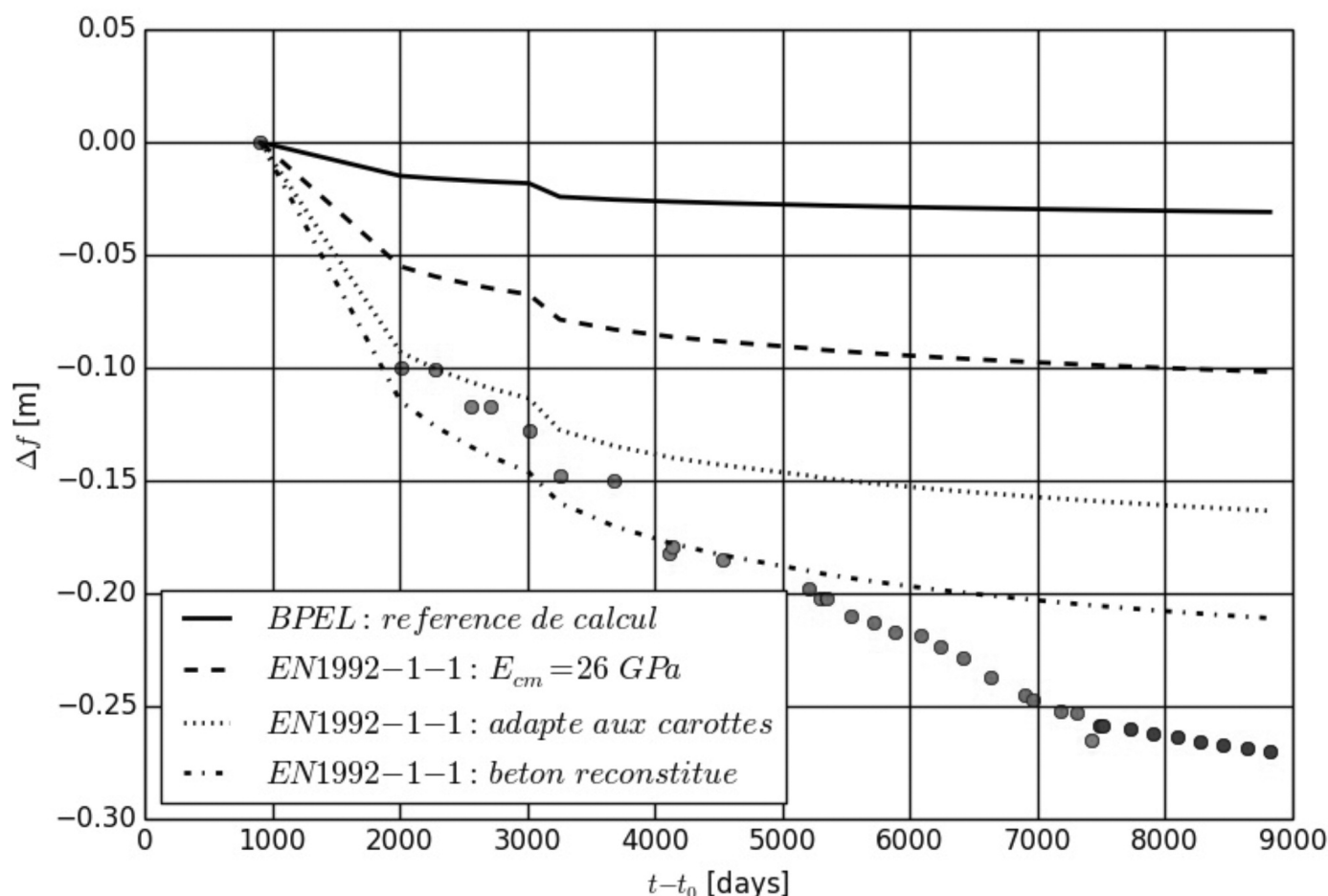


Figure 8 : Comparaisons des flèches obtenues pour différents codes aux mesures in-situ.

Paramètres	Intervalle de variation	Commentaires
Humidité relative du site H_g	$78 \% \leq H_g \leq 84 \%$	81% en moyenne sur une année
Module d'Young moyen	$22 \text{ GPa} \leq E_{cm} \leq 30 \text{ GPa}$	Module très variable
Retrait endogène	$0,8 \leq k_{re} \leq 1,8$	Supposé arrêté au moment des mesures
Retrait de dessiccation	$2,5 \leq k_{rd} \leq 3,5$	Pouvant être fort compte tenu de la porosité
Coefficient de cinétique retrait	$0,032 \leq k_{ir} \leq 0,16$	
Fluage propre	$1,1 \leq k_f \leq 2,5$	
Exposant de cinétique sur la fonction fluage	$0,2 \leq k_{cf} \leq 1,5$	

Tableau 2 : Choix des paramètres d'optimisation.

Ce travail a montré que les capacités prédictives des lois de comportement du béton et de l'acier de précontrainte actuellement proposées par les Eurocodes peuvent être mises en question au moins sur les deux exemples présentés. Toutefois, les Eurocodes autorisent l'ajustement des lois au moyen de coefficients pondérateurs. L'optimisation de ceux-ci a permis dans les deux cas de retrouver les flèches mesurées. Cependant, la signification physique de ces coefficients reste discutable. De même, le calage des coefficients sur des données laboratoire à partir de carottes ou de béton reconstitué a également permis de retrouver les

flèches sur un intervalle de temps limité. De fait, il paraît difficile de garantir une prédiction fiable de l'évolution de la flèche sur un intervalle de temps trop long après les dernières mesures.

Les quelques ponts souffrant de ce type de désordres sont une source d'information précieuse pour la validation des lois ou pour leur adaptation. Cela souligne l'attention particulière à apporter aux méthodes de mesures, à leur fiabilité et à leur nécessaire continuité au cours du temps. Ce travail s'appuyant sur un ajustement purement numérique des lois de comportement des matériaux met en évidence

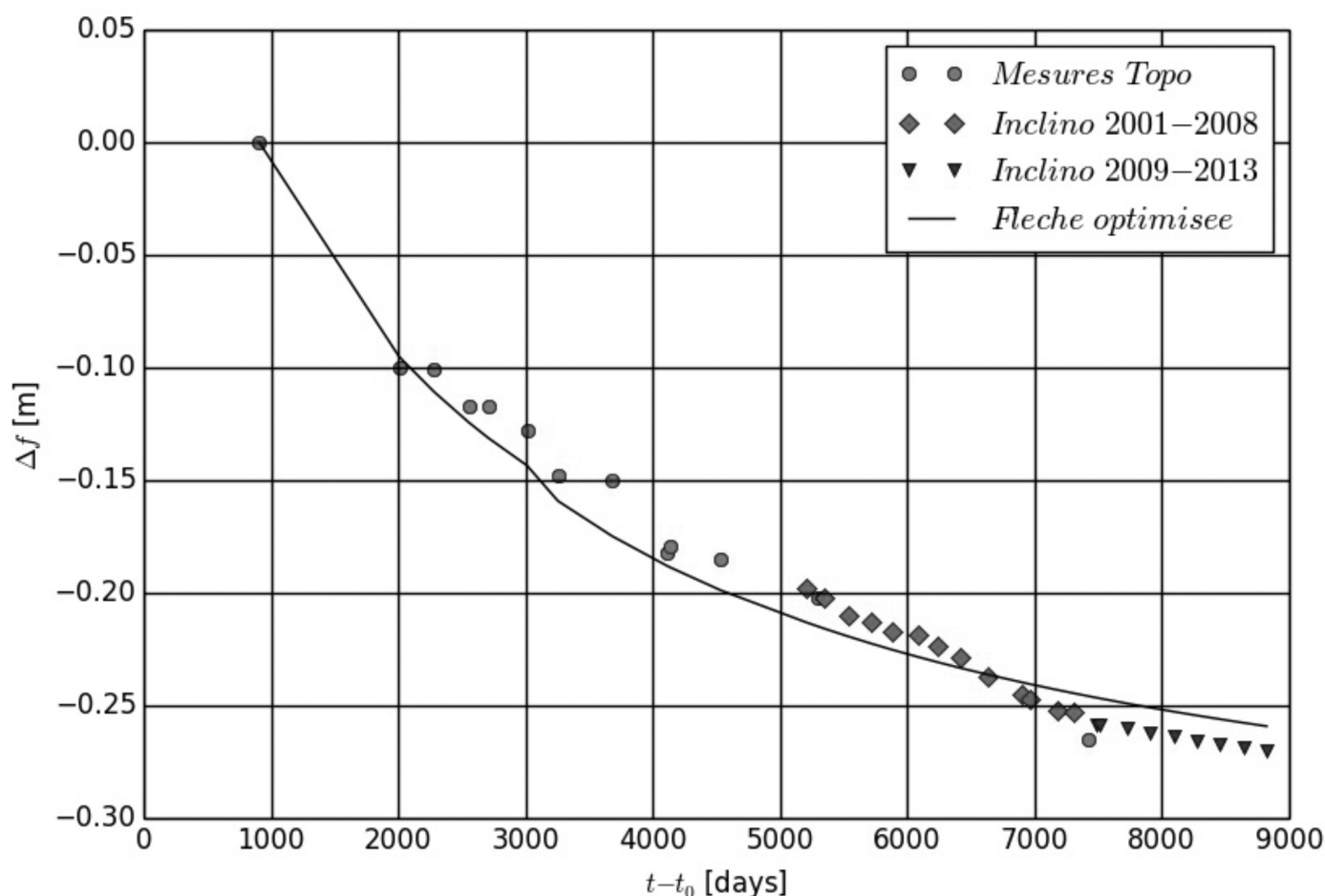


Figure 9 : Allure de la flèche au cours du temps avec des paramètres matériaux optimisés.

la nécessité de poursuivre les travaux de recherche permettant de faire évoluer les lois de comportement (le fluage propre par exemple) vers des lois plus en relation avec les phénomènes physiques.

REMERCIEMENTS

Les auteurs souhaitent remercier Florent Imberty pour l'élaboration des modèles PCP ainsi que Jean-Luc Clement de l'IFSTTAR (anciennement LCPC) grâce à qui les lois matériaux de type Eurocode ont pu être adaptées suite aux essais expérimentaux. Les auteurs souhaitent également remercier l'équipe du logiciel PCP de la DTecITM (anciennement Sétra) qui a programmé ces lois spécialement dédiées au pont de Cheviré et Jean-Marc Tarrieu pour son expertise du pont et pour ses nombreux conseils. Nous remercions pareillement le Laboratoire d'Angers (DTEROuest) pour nous avoir transmis les données brutes des mesures d'inclinaison et permettant ainsi un traitement relativement précis des données.

RÉFÉRENCES

Acker P. (2001) Micromechanical analysis of creep and shrinkage mechanisms, Creep, Shrinkage, and Durability Mechanics of Concrete and Other Quasi-Brittle Materials,

Proceedings of ConCreep-6 MIT, Elsevier, London, pp 15-25.

Bažant, Z. P., Hubler, M., & Yu, Q. (2011) Excessive creep deflections: An awakening. Concrete international, n°33(8), pp 44-46.

Dumas F. (1959) Résistance et Sécurité du béton précontraint Revue Travaux décembre 1959.

Cerema/DtecITM : auparavant Sétra, St1 et PCP Logiciel de Calcul de Structure, Division Calcul de Structures et Logiciels: <http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/logiciels-r319.html>.

fib Bulletin 65 (2012) Model code 2010, final draft, fédération internationale du béton (fib), Lausanne, Switzerland.

NF EN1992-1-1:2004 Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments.

NF EN1992-2:2006 Calculs des structures en béton, Partie 2 : Ponts en béton – Calcul et dispositions constructives.

Pons G., Torrenti J.M. (2008) Le retrait et le fluage, La durabilité des bétons : bases scientifiques pour la formulation de bétons durables dans leur environnement, Ollivier J.P., Vichot A., Presses de l'École Nationale des Ponts et Chaussées, pp 167-216.

IFSTTAR (2004) Rapport d'analyse des résultats de fluage, Rapport d'étude confidentiel.

Imberty F. (2007), Effets thermiques lors de la pose de revêtements sur dalles orthotropes, Bulletin Ouvrages d'Art n° 54, mars 2007, France.

Sellin J-P., Barthélémy J-F., Torrenti J-M., G. Bondonet (2014), Delayed deformations of segmental prestressed concrete bridges: the case of the Savines Bridge, 1st International Conference on Ageing of Materials & Structures, pp. 266-273.