

École polytechnique de Louvain

Problématique des contre-flèches des poutres précontraintes en béton dans la réalisation d'un tablier de pont

Analyse de l'évolution des flèches des poutres du
viaduc de Huccorgne

Auteurs: **Iris CAMBIER, Louis LEJEUNE**

Promoteurs: **Jean-François CAP, Pierre GILLES**

Lecteurs: **Christophe BAYART, Pierre LATTEUR, Damien MINETTE**

Année académique 2022–2023

Master [120] : ingénieur civil des constructions

Table des matières

Remerciements	6
Introduction	8
1 Étude bibliographique	12
1.1 Histoire et concepts clés	12
1.1.1 Histoire de la précontrainte	12
1.1.2 La précontrainte	13
1.2 Paramètres influençant la déformée	15
1.2.1 Introduction	15
1.2.2 Déformation instantanée	17
1.2.3 Retrait du béton	17
1.2.4 Fluage du béton	19
1.2.5 Relaxation des aciers de précontrainte	22
1.2.6 Évolution de la résistance et du module de Young	23
1.2.7 Interactions entre ces phénomènes	24
1.3 Recherches récentes	25
2 Le viaduc de Huccorgne : une réhabilitation de deux viaducs parallèles	28
2.1 Introduction générale du projet	28
2.2 Les 72 poutres en béton précontraint	32
2.2.1 La géométrie des poutres B14	34
2.2.2 Le béton	39
2.2.3 La précontrainte	39
3 L'importance de la problématique de la contre-flèche sur chantier	42
3.1 Principe de la contre-flèche	42
3.2 Explication de la problématique sur chantier	44
3.3 Comment faire pour minimiser ce problème ?	45

4	Étude expérimentale des propriétés mécaniques du béton en laboratoire	48
4.1	Évolution du module d'élasticité avec le temps selon l'Eurocode 2 .	49
4.2	Evolution de la résistance à la compression avec le temps selon l'Eurocode 2	51
4.3	Mise en place du béton dans les moules	52
4.4	Stockage des moules	54
4.5	Les essais réalisés sur cylindre	54
4.5.1	Préparation des éprouvettes	54
4.5.2	Détermination du module sécant stabilisé d'élasticité	56
4.5.3	Détermination de la résistance à la compression sur cylindre	60
4.6	Les essais réalisés sur cubes	61
4.6.1	Préparation des éprouvettes	61
4.6.2	Détermination de la résistance à la compression sur cube à 28 jours	62
4.7	Détermination de l'incertitude de mesure pour les essais	63
4.7.1	Introduction	63
4.7.2	Détermination de l'incertitude de mesure pour le module sécant d'élasticité	66
4.7.3	Détermination de l'incertitude de mesure pour la résistance à la compression	69
4.8	Conclusion : comparaison des valeurs issues de l'Eurocode 2 avec les valeurs des essais en laboratoire	72
5	Méthode de calcul pour la prévision des valeurs de flèche	74
5.1	Explication de la démarche	74
5.2	Hypothèses de calcul	77
5.3	Traitement des données géométriques	78
5.3.1	Caractéristiques des différentes sections de béton	78
5.3.2	Caractéristiques des différentes sections de béton en prenant en compte la dalle	79
5.4	Calcul des moments	80
5.4.1	Moment induit par la précontrainte	80
5.4.2	Moment induit par le poids propre	83
5.4.3	Moment induit par les prédalles	83
5.4.4	Moment induit par le ferrailage	84
5.4.5	Moment induit par le bétonnage de la dalle	84
5.4.6	Moment induit par la pose des trottoirs	84
5.4.7	Moment induit par le trafic routier	85
5.5	Calcul des pertes de précontrainte	85
5.5.1	Les pertes de tension instantanées	86

5.5.2	Les pertes de tension différées	86
5.6	Résultats et conclusions en utilisant l'Eurocode 2	87
5.6.1	Contre-flèche aux différents moments	88
5.6.2	Contraintes dans la poutre à mi-travée et aux appuis	89
5.6.3	Pertes de précontrainte	90
5.7	Comparaison modèles de fluage et de retrait de l'Eurocode 2 et du Model Code 2010	92
5.8	Comparaison en utilisant les valeurs d'essais de laboratoire	94
6	Prises de mesures en usine chez le fabricant	96
6.1	Entreprise Ergon	96
6.2	Prises de mesures	99
6.2.1	Mesures envisagées et instruments de mesure	99
6.2.2	Mesures effectuées	101
6.3	Traitements des données	103
6.4	Résultats et conclusion	107
6.4.1	Contre-flèche à court terme	107
6.4.2	Contre-flèche à long terme	109
6.4.3	Rapport de fabrication Ergon	113
6.4.4	Conditions atmosphériques	114
7	Prises de mesures sur le chantier du viaduc de Huccorgne	116
7.1	Choix et positionnement des instruments de mesure	116
7.1.1	Détermination des poutres à mesurer	116
7.1.2	Évaluation des options pour les prises de mesures sur chantier	118
7.2	Prises de mesures	119
7.2.1	Station totale	119
7.2.2	Inclinomètres	120
7.2.3	Niveau optique	121
7.3	Traitement des données	125
7.3.1	Station totale	125
7.3.2	Inclinomètres	125
7.3.3	Niveau optique	125
7.3.4	Comparaison des différentes mesures	125
7.4	Résultats et conclusion	126
7.4.1	Station totale	126
7.4.2	Inclinomètres	128
7.4.3	Niveau optique	134
7.4.4	Conclusion	135

8	Comparaison entre les valeurs calculées avec la méthode de calcul et les valeurs mesurées	138
8.1	Usine de fabrication	139
8.2	Chantier	140
8.3	Conclusion	142
9	Paramètres déterminants pour l'évolution de la contre-flèche	144
	Conclusion	150
	Annexes	154
I	Procédure pour la réalisation de l'essai pour la détermination du module sécant d'élasticité	154
II	Procédure pour la réalisation de l'essai de la résistance à la compression	157

Remerciements

Tout d’abord, nous tenons à exprimer nos sincères remerciements à toutes les personnes qui nous ont aidées et soutenues tout au long de la réalisation de notre mémoire.

En premier lieu, nous voudrions remercier chaleureusement nos promoteurs, Messieurs Jean-François Cap et Pierre Gilles, pour leur aide précieuse et leur disponibilité sans faille lorsque nous avons besoin d’eux.

Nous tenons également à exprimer notre reconnaissance envers Damien Minette, ingénieur du Service Public de Wallonie (SPW) en charge du chantier du viaduc de Huccorgne, qui nous a apporté une aide plus que précieuse au viaduc et dans de nombreux autres aspects de notre travail.

Nous sommes également reconnaissants envers les agents du SPW, en particulier Thierry Auguste pour le prêt et pour les conseils d’utilisation des inclinomètres. Un tout grand merci également à Dino Zecchin pour le partage de son expertise en terme de prise de mesures, son aide sur le chantier ainsi que le prêt du niveau optique.

Nous voudrions également remercier l’équipe du Laboratoire Essais mécaniques, Structures et Génie civil (LEMSC), en particulier Christophe Bayart pour la réalisation des essais avec nous (et pour sa participation en tant que membre du jury de notre mémoire), Stéphane Gorski pour la préparation des éprouvettes et les essais de compression et enfin Alex Bertholet pour son aide en laboratoire.

Un grand merci également à Ergon, en particulier à Johan et Manu pour leur accueil chaleureux dans l’usine de préfabrication et la transmission des rapports de fabrication.

Nous sommes également reconnaissants envers l’équipe sur chantier de BESIX, en particulier Elias pour la transmission des documents techniques, Rui, Patrick et ses hommes pour leur accueil et leur disponibilité pour conduire la nacelle.

Enfin, un grand merci à Galère, en particulier à Gaëlle, ingénieure géomètre, pour le partage de ses données de relevés de cibles.

Toutes ces personnes ont joué un rôle essentiel pour nous aider et nous guider dans la réalisation de ce mémoire, et nous sommes reconnaissants pour leur soutien, leur expertise et pour les connaissances qu'elles nous ont apportées. Merci encore pour tout.

La réalisation de ce mémoire nous a fait comprendre, plus que jamais, combien les interactions et échanges sont importants voire essentiels pour notre futur métier d'ingénieur.

Introduction

Objectif

Comme son nom l'indique, ce mémoire a pour objectif de se pencher sur la problématique des contre-flèches des poutres précontraintes en béton dans la construction d'un tablier de pont. Afin de faciliter la compréhension du sujet, il est essentiel de comprendre ce problème avant de commencer la lecture.

Lorsqu'il s'agit de construire un tablier de pont, l'utilisation de poutres en béton précontraint est une solution courante. Ces poutres contiennent des torons constitués de câbles en acier qui exercent une compression sur la poutre. Cette compression intentionnelle engendre une déformation vers le haut, ce qui est une conséquence du système constructif d'une poutre précontrainte. La contre-flèche peut donc être définie comme une élévation vers le haut du milieu de la poutre.

Le problème des contre-flèches présente deux aspects. Tout d'abord, lors de la réception des poutres précontraintes sur le chantier, celles-ci peuvent présenter des contre-flèches fluctuantes. Dans le cas du projet suivi pour ce mémoire, l'ordre de grandeur de ces fluctuations se situe entre 25 et 40 millimètres lors de l'arrivée des poutres sur chantier, pour des poutres ayant des caractéristiques identiques. Cette hétérogénéité des contre-flèches entraîne des difficultés supplémentaires pour obtenir un profil en long continu de la route. Ensuite, l'objectif à long terme est d'éliminer la contre-flèche sous l'effet des différentes charges et pertes, de manière à ce que la poutre soit la plus horizontale possible.

La problématique des contre-flèches est bien connue. Néanmoins, les causes exactes de ces fluctuations n'ont pas encore été identifiées. Par conséquent, ce mémoire vise à identifier les paramètres principaux qui influencent la contre-flèche dans le but d'uniformiser cette valeur pour un même type de poutre. Ce mémoire a donc pour objectif d'approfondir la compréhension de cette problématique.

Démarche

Ce mémoire présente une approche combinant à la fois une dimension expérimentale et une dimension théorique. L'aspect expérimental de cette étude englobe la réalisation de prises de mesures en usine et sur chantier ainsi que la réalisation d'essais en laboratoire. Ces mesures ont permis d'obtenir des données concrètes et réelles des contre-flèches des poutres précontraintes en béton dès leur fabrication et après leur pose sur le viaduc de Huccorgne.

En effet, ce mémoire est étroitement lié à la réhabilitation du viaduc de Huccorgne lors de laquelle il a été prévu de reconstruire les travées en utilisant de nouvelles poutres précontraintes. Nous avons eu l'opportunité de suivre de près la production de ces nouvelles poutres en usine et d'observer l'évolution de leur contre-flèche sur le chantier.

Parallèlement à l'aspect expérimental, une méthode de calcul a été élaborée. Cette méthode repose sur des concepts théoriques et des modèles analytiques permettant d'estimer et de prédire les contre-flèches des poutres précontraintes à différents moments dans le temps. Il sera donc possible de confronter les données expérimentales mesurées aux valeurs calculées avec la méthode de calcul.

L'objectif final de ce mémoire est d'identifier les principaux paramètres influençant la contre-flèche afin de savoir quel(s) processus mérite(nt) une attention particulière de la part du préfabricant ou de l'entrepreneur général.

Organisation du document

Ce mémoire comprend neuf chapitres qui couvrent l'ensemble des démarches réalisées.

Dans un premier temps, une étude bibliographique est réalisée pour comprendre la précontrainte et les différents paramètres qui influencent la déformation d'une poutre précontrainte. Cette section présente également quelques recherches récentes menées sur ce sujet.

Ensuite, une description approfondie de la réhabilitation du viaduc de Huccorgne est présentée, offrant ainsi une meilleure compréhension du projet. Cette description permet également de se familiariser avec la géométrie des poutres étudiées et de comprendre les démarches expérimentales entreprises sur le chantier.

Il est ensuite essentiel d'approfondir la problématique de la contre-flèche sur le chantier et de comprendre pourquoi elle revêt une importance fondamentale.

Une étude expérimentale des propriétés mécaniques du béton en laboratoire est présentée en quatrième lieu. Cette étude vise à déterminer l'évolution temporelle du module d'élasticité et de la résistance caractéristique exacte d'une poutre de Huccorgne.

En cinquième lieu, une méthode de calcul est développée pour prédire les valeurs de flèche aux différents moments importants de la vie d'une poutre.

Les sixième et septième chapitres retracent respectivement les mesures réalisées en usine chez le préfabricant et sur le chantier de Huccorgne.

Le huitième chapitre compare les valeurs expérimentales et théoriques. Tandis que le dernier chapitre détermine les paramètres clés pour l'évolution de la contre-flèche et identifie les processus qui méritent donc une attention particulière.

Chapitre 1

Étude bibliographique

1.1 Histoire et concepts clés

1.1.1 Histoire de la précontrainte

Contrairement à ce que l'on pourrait croire, l'utilisation du béton précontraint dans le domaine de la construction n'est pas aussi ancienne que ce que l'on pense. En effet, les premiers concepts propres à la précontrainte ont été développés aux USA par P. H. Jackson en 1886 et en Allemagne par O. Dohring en 1888 [1]. Cependant, aucun résultat satisfaisant n'a été obtenu lié à la méconnaissance des effets différés du béton et par l'utilisation d'acier ordinaire pour la précontrainte. L'invention de la précontrainte est attribuée à Eugène Freyssinet, un ingénieur français, qui a déposé son premier brevet en 1928 [2].

Ainsi, dans les années 1930, les premières structures en béton précontraint ont commencé à émerger, grâce aux avancées technologiques dans le domaine du béton et de l'acier. L'utilisation d'aciers à très haute limite d'élasticité a permis à la fois une réduction du poids propre de la poutre, une concentration des sections d'acier et la continuité des armatures principales de traction [3].

Dans les années précédant la Seconde Guerre mondiale, des ingénieurs européens ont expérimenté ce nouveau système de traitement du béton pour augmenter encore davantage la portée des poutres avec moins de poids [4]. Ce procédé est connu sous le nom de "béton précontraint", car il implique l'application d'une tension sur la poutre en béton avant sa mise en place. C'est pourquoi après la guerre, l'âge d'or du béton armé est remplacé par du béton précontraint, considéré comme une véritable innovation.

1.1.2 La précontrainte

La précontrainte a été développée dans le but de tirer parti de toute la section du béton lorsqu'une partie de celle-ci est soumise à des efforts de traction. En effet, le béton possède une bonne résistance à la compression, mais une faible résistance à la traction. Ainsi, il se fissure rapidement lorsqu'il est soumis à des forces de traction, ce qui signifie que la partie fissurée ne peut théoriquement pas supporter de charges. La précontrainte permet de remédier à cette limitation en appliquant une force de compression à la partie du béton susceptible de subir des efforts de traction. Dans la pratique, les câbles en acier utilisés pour la précontrainte peuvent être comparés à des élastiques tendus au maximum, autour desquels on vient couler du béton. Une fois que le béton a atteint une certaine résistance, les câbles sont sectionnés, ce qui provoque la compression de la poutre en béton et engendre ainsi la précontrainte voulue.

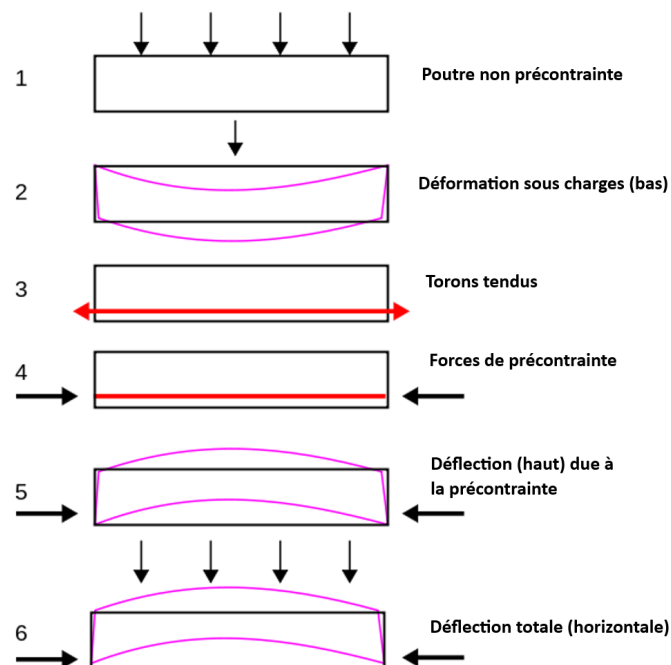


FIGURE 1.1 – Schéma de la précontrainte [5]

En d'autres termes, la précontrainte permet de générer un état d'autocontrainte qui compense partiellement ou complètement les contraintes de traction induites par les charges appliquées sur la poutre en béton. La Figure 1.2 illustre clairement que les contraintes de traction dans la partie inférieure du béton sont compensées grâce à l'effet de la précontrainte, ce qui permet d'obtenir uniquement des contraintes de compression dans la section de la poutre.

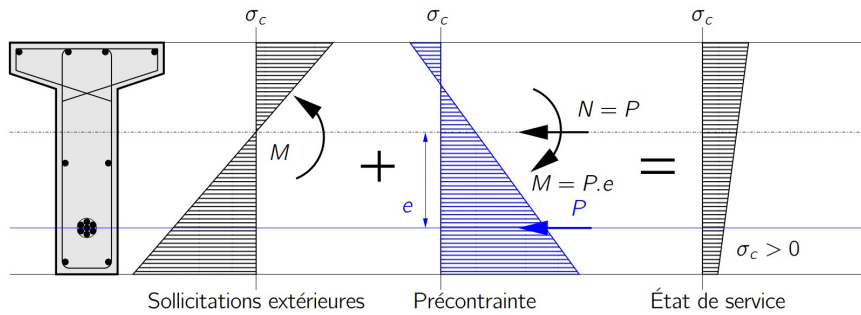


FIGURE 1.2 – Principe d'autocontrainte [2]

De plus, il existe deux principales méthodes d'application de la précontrainte : la pré-tension et la post-tension. Les préfixes "pré" et "post" font référence au moment où l'armature est tendue par rapport au durcissement du béton.

Premièrement, le principe de la précontrainte par postension consiste à tendre les armatures après la prise du béton par l'intermédiaire d'ancrages. L'armature dans le béton doit pouvoir bouger pour se tendre donc il est nécessaire d'isoler l'armature de précontrainte dans le béton avec une gaine, voir Figure 1.3 .

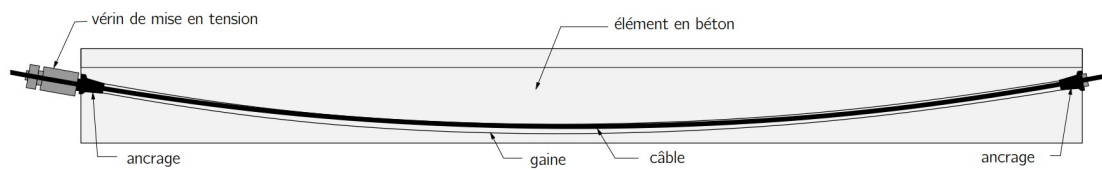


FIGURE 1.3 – Post-tension [2]

Deuxièmement, la méthode de pré-tension se caractérise par le fait que les fils, ou les torons sont tendus avant la mise en oeuvre du béton. La fabrication s'effectue sur un banc de précontrainte où les aciers sont maintenus entre des appuis rigides comme montré à la Figure 1.4. Une fois la pièce en béton coulée, durcie et solidifiée, les fils sont libérés, transférant ainsi leur force au béton par adhérence. La pré-tension s'utilise essentiellement dans la préfabrication en usine car elle requiert l'utilisation d'installations importantes [3].

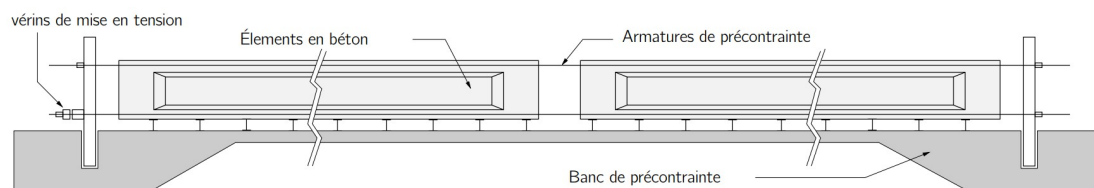


FIGURE 1.4 – Pré-tension [2]

Les poutres précontraintes du viaduc de Huccorgne, le chantier suivi dans le cadre de ce mémoire, sont réalisées avec la pré-tension donc il sera uniquement question de ce type de précontrainte dans le reste de ce mémoire. Les avantages de cette méthode découlent de sa simplicité et de son économie, notamment grâce à l'absence d'ancrages, de gaines et de coulis d'injections. De plus, les éléments précontraints bénéficient d'une grande qualité assurée par une fabrication répétitive et contrôlée.

La précontrainte offre des avantages d'ordre constructif et économique considérables, en particulier dans les domaines des ponts présentant une grande portée et dans le domaine de la préfabrication. En effet, elle contribue à améliorer le comportement en service en limitant la fissuration, ce qui réduit les déformations. De plus, la précontrainte permet d'augmenter la capacité de charge des poutres, ce qui permet de concevoir des structures plus légères et plus élancées par rapport au béton armé. Cela se traduit par des économies considérables en termes de coûts de construction, de transport et de fondation. Cependant, le choix de l'utilisation de la précontrainte implique l'apparition d'autres phénomènes importants dans la prochaine section.

1.2 Paramètres influençant la déformée

1.2.1 Introduction

Afin de calculer la contre-flèche d'une structure, il est essentiel d'évaluer sa déformation. Cela nécessite de prendre en compte tous les paramètres qui influencent sa valeur à court terme, ainsi qu'à long terme.

Premièrement, avant de s'intéresser à la déformation, examinons les paramètres qui influencent la contre-flèche. En effet, la précontrainte est la seule force qui génère une contre-flèche, il est donc essentiel de connaître avec précision sa valeur afin d'évaluer correctement la déformation de la poutre.

La force de précontrainte n'est pas constante dans le temps. Elle est souvent appliquée en plusieurs étapes et elle varie à court terme sous l'effet [3] :

- Des pertes par déformation instantanée du béton.
- Des pertes par frottement le long des câbles. Ces pertes sont uniquement à prendre en compte lors de la post-tension donc elles ne sont pas à prendre en compte pour les poutres de Huccorgne.
- Des pertes par blocage des ancrages. Dans le cas des poutres du viaduc de Huccorgne, cette perte n'a pas été prise en compte car elle est négligeable comme expliqué dans le Chapitre 5.

Il existe donc des pertes instantanées mais aussi pertes de tension différées dans le temps qui s'étalent sur plusieurs années ; elles ont 3 causes [3] :

1. La relaxation de l'acier de précontrainte
2. Le retrait du béton
3. Le fluage du béton

Ces pertes seront expliquées en détail par la suite. Cependant, il est crucial de comprendre que la cambrure et les déformations à long terme sont directement liées à la perte de la force de précontrainte, une caractéristique inhérente à tous les éléments en béton précontraint [6]. En effet, ces pertes différées à long terme peuvent atteindre 10 à 20% (voire plus) de la force initiale appliquée [3]. Par conséquent, il est essentiel de les calculer avec la plus grande précision possible afin d'obtenir une déformation précise.

Deuxièmement, il existe d'autres facteurs qui influencent la flèche à court terme comme [7] :

- Le poids propre de la poutre
- La quantité et l'excentricité de la précontrainte
- La longueur de la poutre
- La configuration géométrique de la section
- Les propriétés du béton (composition, résistance caractéristique...)
- Le type d'acier utilisé
- L'humidité
- La température

Dès lors, il devient évident que la déformation d'une poutre précontrainte est influencée par de nombreux paramètres, ce qui rend sa prédiction assez complexe.

1.2.2 Déformation instantanée

Les pertes instantanées dues aux déformations élastiques surviennent lors du relâchement des torons. En effet, durant cette phase, l'élément se raccourcit en raison de la compression axiale imposée par les torons. Étant donné l'adhérence entre le béton et l'acier de précontrainte, lorsque le béton lié aux armatures se raccourcit, les armatures se contractent simultanément. Cette contraction entraîne une perte de la force de précontrainte.

Cette équation découle de l'adhérence entre les deux matériaux :

$$\Delta\epsilon_p = \epsilon_c(y_p) \quad (1.1)$$

Les pertes élastiques de précontrainte peuvent être calculées de la sorte [2] :

$$\Delta P_c = \Delta\sigma_p A_p = m_p \sigma_c(y_p) A_p = \epsilon_c(y_p) A_p E_p \quad (1.2)$$

Avec $\epsilon_c(y_p)$ la déformation au niveau des torons, A_p l'aire de la précontrainte et E_p le module de Young de l'acier précontraint.

1.2.3 Retrait du béton

Le retrait du béton se produit lorsque l'eau s'évapore de l'élément vers l'air ambiant. Il est défini comme le raccourcissement graduel du matériau au cours de son durcissement [2]. Il existe cinq différents types de retrait mais les deux plus importants sont le retrait de dessiccation et endogène dont les formules sont indiquées dans l'Eurocode 2.

L'ampleur du retrait du béton est influencée par divers facteurs. Parmi ces facteurs, il y a les proportions du mélange, le type d'agréats, le type de ciment, le temps de durcissement, l'intervalle entre la fin du durcissement externe et l'application de la précontrainte, ainsi que les conditions environnementales. La taille et la forme de l'élément jouent également un rôle dans la valeur de ce retrait. Environ 80 % du retrait se produit au cours de la première année de vie de la structure [7] et il est généralement de l'ordre de 0.2 à 0.4 pour mille [3].

Pour commencer, l'Eurocode 2 [8] évalue la déformation causée par le retrait en combinant celle due au retrait de dessiccation et celle due au retrait endogène :

$$\epsilon_{cs} = \epsilon_{cd} + \epsilon_{ca} \quad (1.3)$$

avec

- ϵ_{cs} : la déformation totale de retrait
- ϵ_{cd} : la déformation due au retrait de dessiccation
- ϵ_{ca} : la déformation due au retrait endogène

En premier lieu, le retrait de dessiccation se produit lorsque le béton durci est exposé à une ambiance extérieure dont l'humidité relative est inférieure à 100 %. Cela entraîne un échange d'humidité avec le milieu extérieur [2].

$$\epsilon_{cd}(t) = \beta_{ds}(t, t_s) * k_h * \epsilon_{cd,0} \quad (1.4)$$

avec $\beta_{ds}(t, t_s)$ lié à l'âge du béton à la fin de la cure et au rayon moyen, k_h un coefficient qui dépend de la valeur du rayon moyen et $\epsilon_{cd,0}$ la déformation relative de retrait de dessiccation de référence dépendant de l'humidité et de la résistance du béton.

En deuxième lieu, le retrait endogène, également connu sous le nom de retrait chimique, est associé à la réaction d'hydratation du ciment. Il se produit indépendamment des échanges d'humidité avec l'extérieur. Alors que le retrait endogène est négligeable pour les bétons ordinaires, il est relativement significatif pour les bétons à haute résistance.

$$\epsilon_{ca}(t) = \beta_{as}(t) * \epsilon_{ca}(\infty) \quad (1.5)$$

où

$$\begin{aligned} \beta_{as}(t) &= 1 - e^{(-0.2t^{0.5})} \text{ avec } t, \text{ l'âge du béton au moment considéré, en jours} \\ \epsilon_{ca}(\infty) &= 2.5 * (f_{ck} - 10) * 10^{-6} \text{ avec } t \text{ en jours et } f_{ck} \text{ la résistance caractéristique} \end{aligned}$$

Ensuite, il est également possible de calculer le retrait en suivant le Model Code 2010 de la FIB. [9]. Comme l'Eurocode 2, la FIB calcule la déformation liée au retrait à travers le retrait endogène et de dessiccation.

$$\epsilon_{cs}(t, t_s) = \epsilon_{cas}(t) + \epsilon_{cds}(t, t_s) \quad (1.6)$$

Le retrait endogène est obtenu à l'aide de cette équation :

$$\epsilon_{cas}(t) = \epsilon_{cas0}(f_{cm}) + \beta_{as}(t) \quad (1.7)$$

avec $\epsilon_{cas0}(f_{cm})$, un coefficient dépendant de la résistance du béton et du type de ciment et $\beta_{as}(t)$, une fonction du temps du béton égale à celle dans l'Eurocode 2.

Le retrait de dessiccation est trouvé de cette façon :

$$\epsilon_{cds}(t, t_s) = \epsilon_{cds0}(f_{cm}) * \beta_{RH}(RH) * \beta_{ds}(t - t_s) \quad (1.8)$$

Dans cette équation, nous avons trois composantes : $\epsilon_{cds0}(f_{cm})$, qui dépend du type de ciment et de la résistance du béton ; $\beta_{RH}(RH)$, qui est lié à l'humidité relative ; et $\beta_{ds}(t - t_s)$, qui dépend de l'âge et de la durée de cure du béton. Ces composantes jouent un rôle clé dans la déformation de retrait.

D'autres méthodes existent également fournies par l'American Concrete Institute (ACI) et d'autres livres mais elles ne seront pas détaillées ici.

1.2.4 Fluage du béton

Le fluage se caractérise par l'accroissement, au cours du temps, de la déformation du béton soumis à une charge constante de longue durée [3].

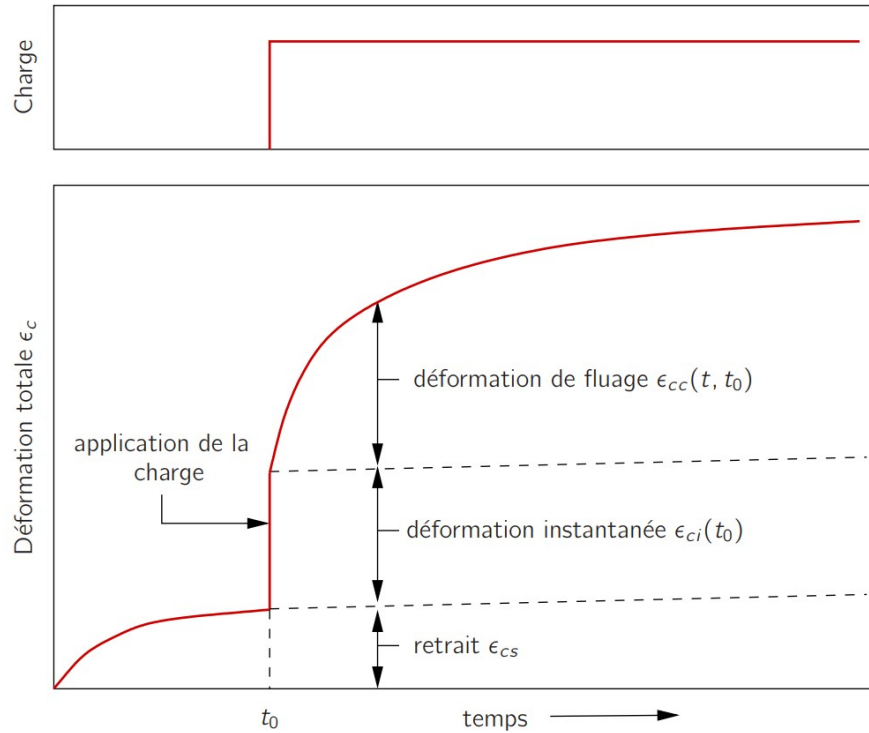


FIGURE 1.5 – Fluage [2]

L'intensité du fluage est influencée par plusieurs facteurs, notamment l'amplitude et la durée de la charge appliquée, les propriétés du béton telles que les proportions du mélange, les conditions de durcissement, la taille de l'élément, son âge lors de la première charge, ainsi que l'humidité et la température environnantes [7].

Le fluage présente une déformation qui est généralement de l'ordre de 2 à 3 fois plus importante que la déformation instantanée. Ainsi, dans le cas d'actions durables ou variant lentement, le module d'élasticité du béton est environ 3 à 4 fois inférieur à celui observé lors de sollicitations instantanées [3].

Il existe différentes méthodes de calcul afin de calculer l'effet du fluage. Ces méthodes peuvent varier en fonction des normes en vigueur dans chaque pays ou des préférences individuelles. Les détails de ces différentes méthodes sont présentés ci-dessous.

Tout d'abord, l'Eurocode 2 [8] calcule un coefficient de fluage défini ci-dessous et ce coefficient vient modifier la valeur du module de Young comme suit.

$$\varphi(t, t_0) = \frac{\epsilon_{cc}(t, t_0)}{\epsilon_{ci}(t_0)} \quad \text{et} \quad E_{c,\infty} = \frac{E_c}{(1 + \varphi_\infty)}$$

Avec $\varphi(t, t_0)$ le coefficient de fluage, $\epsilon_{cc}(t, t_0)$ la déformation de fluage au temps t d'un béton chargé au temps t_0 et $\epsilon_{ci}(t_0)$ est la déformation instantanée au temps de chargement. Le coefficient de fluage dépend en grande partie de l'âge du béton lors de la mise en charge et est déterminé par :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_0 \cdot \beta_c(t, t_0) \tag{1.9}$$

Avec φ_0 , le coefficient de fluage conventionnel et $\beta_c(t, t_0)$, un coefficient prenant en compte le développement du fluage après chargement.

$$\varphi_0 = \varphi_{RH} \cdot \beta(f_{cm}) \cdot \beta(t_0) \quad \text{et} \quad \beta_c(t, t_0) = \left[\frac{(t - t_0)}{\beta_H + (t - t_0)} \right]^{0.3}$$

Dans l'équation de gauche, le facteur φ_{RH} représente l'influence de l'humidité relative, $\beta(f_{cm})$ tient compte de l'influence de la résistance du béton et $\beta(t_0)$ dépend de l'âge du béton au moment du chargement. Quant à l'équation de droite, le coefficient β_H dépend de l'humidité relative et du rayon moyen de l'élément.

Par ailleurs, d'autres paramètres peuvent aussi influencer le coefficient de fluage comme le type de ciment en modifiant l'âge du chargement t_0 :

$$t_0 = t_{0,T} * \left(\frac{9}{2 + (t_{0,T})^{1.2}} + 1 \right)^\alpha \geq 0.5 \quad (1.10)$$

où $t_{0,T}$ est l'âge du béton au moment du chargement, en jours, corrigé en fonction de la température et α est un coefficient qui dépend du type de ciment, $\alpha = 1$ pour les ciments de classe R.

La température influence aussi le coefficient de fluage en ajustant l'âge du béton suivant l'expression suivante :

$$t_T = \sum_{i=1}^n \exp \left(- \frac{4000}{[273 + T(\Delta t_i)] - 13.65} \right) * \Delta t_i \quad (1.11)$$

où t_T est l'âge du béton corrigé en fonction de la température, $T(\Delta t_i)$ est la température durant la période de temps Δt_i , en °C et Δt_i est le nombre de jours où règne la température T.

A noter que toutes ces formules sont uniquement valables dans le cas où la compression ne dépasse jamais $0.45f_{ck}$ avec f_{ck} , la résistance caractéristique à la compression du béton.

Ensuite, il est également possible de calculer le même coefficient de fluage que discuté plus haut en utilisant le Model Code 2010 de la fédération internationale de béton (FIB) [9] :

$$\varphi(t, t_0) = \varphi_{bc}(t, t_0) + \varphi_{dc}(t, t_0) \quad (1.12)$$

En considérant $\varphi_{bc}(t, t_0)$ comme le coefficient de fluage de base et $\varphi_{dc}(t, t_0)$ comme le coefficient de fluage au séchage, ces deux coefficients sont calculés de la manière suivante :

$$\varphi_{bc}(t, t_0) = \beta_{bc}(f_{cm}) \cdot \beta_{bc}(t, t_0) \quad \text{et} \quad \varphi_{dc}(t, t_0) = \beta_{dc}(f_{cm}) \cdot \beta(RH) \cdot \beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0)$$

Dans la première équation, le facteur $\beta_{bc}(f_{cm})$ représente l'influence de la résistance du béton, tandis que $\beta_{bc}(t, t_0)$ dépend de l'âge du béton au moment du chargement. Dans la deuxième équation, le coefficient $\beta_{dc}(f_{cm})$ est fonction de la résistance moyenne à 28 jours, $\beta(RH)$ prend en compte l'influence de l'humidité relative, et $\beta_{dc}(t_0) \cdot \beta_{dc}(t, t_0)$ considère à la fois le rayon moyen et l'âge du béton au moment du chargement.

La formule de correction de l'âge de chargement t_0 en fonction du type de ciment utilisée dans l'Eurocode 2 se retrouve également dans cette méthode.

Pour terminer, il existe également des formules différentes fournies par le American Concrete Institute (ACI) pour trouver le coefficient de fluage :

$$\varphi(t, t_0) = \frac{(t - t_0)^{0.6}}{10 + (t - t_0)^{0.6}} \varphi_u \quad (1.13)$$

Le fluage infini φ_u , qui équivaut au coefficient de fluage 10 000 jours après l'application du chargement, est donné par l'équation 1.14 avec γ_c , un facteur de correction dépendant de plusieurs paramètres.

$$\varphi_u = 2.35\gamma_c \quad (1.14)$$

1.2.5 Relaxation des aciers de précontrainte

La relaxation désigne la diminution de la contrainte dans un matériau soumis à une déformation constante [10]. La Figure 1.6 illustre l'évolution de la relaxation lorsqu'une poutre précontrainte est soumise à une déformation constante.

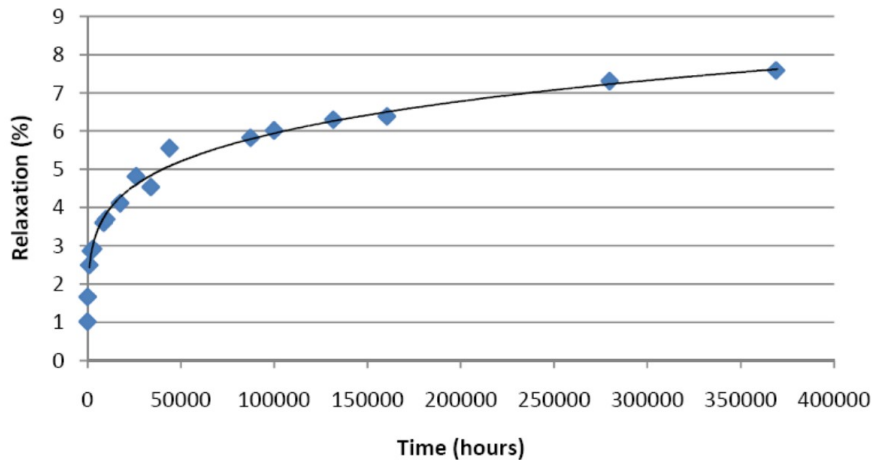


FIGURE 1.6 – Évolution de la relaxation dans le temps [9]

La relaxation dépend de la nature de l'acier, de l'intensité de la contrainte et de la température mais aussi du rapport entre la tension mise dans les torons immédiatement et la limite d'élasticité des torons. Dans les aciers de précontrainte, son effet se manifeste, pour une longueur constante, par une diminution de la tension, appelée relaxation, de l'ordre de 2 à 15% [3].

La perte par relaxation peut être obtenue comme le rapport, en %, de la variation de la contrainte sur la contrainte initiale, comme indiqué dans l'Eurocode 2 [8]. Pour un acier de précontrainte de classe 2, voici la formule à utiliser :

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{pi}} = 0.66 * \rho_{1000} * e^{9.1\mu\left(\frac{t}{1000}\right)^{0.75(1-\mu)}} * 10^{-5} \quad (1.15)$$

où

$\Delta\sigma_{pr}$ est la valeur absolue des pertes de précontrainte par relaxation.

σ_{pi} est la contrainte à l'origine moins les pertes instantanées se produisant au cours de processus de mise en tension.

t est le temps après la mise en tension (en heures).

$\mu = \frac{\sigma_{pi}}{f_{pk}}$ avec f_{pk} valeur caractéristique de la résistance en traction de l'acier de précontrainte.

ρ_{1000} est la valeur de la perte par relaxation (en %), 1000 heures après la mise en tension à une température moyenne de 20°C.

Une fois $\Delta\sigma_{pr}$ calculé, il suffit de le multiplier par l'aire d'un toron afin de savoir quelle a été la perte due à la relaxation dans chaque toron.

$$\Delta P_r(x, t) = \Delta\sigma_{pr} * A_{toron} \quad (1.16)$$

De plus, une équation largement utilisée aux États-Unis et au Canada pour calculer la relaxation à tout moment τ des fils ou torons traités en tension est la suivante [11] :

$$\frac{\Delta\sigma_{pr}}{\sigma_{p0}} = -\frac{\log(\tau - t_0)}{10} \left(\frac{\sigma_{p0}}{f_{py}} - 0.55 \right) \quad (1.17)$$

Avec f_{py} la limite élastique de l'acier, $(\tau - t_0)$ est la période en heures pendant laquelle le tendon est étiré, σ_{p0} est la contrainte initiale des aciers de précontraintes et $\Delta\sigma_{pr}$ est donc bien la perte de précontrainte due à la relaxation.

1.2.6 Évolution de la résistance et du module de Young

Enfin, il est important de noter que le béton présente une augmentation de sa résistance et de sa rigidité au fil du temps. En effet, le module de Young et la résistance à la compression du béton continuent d'augmenter progressivement après sa cure.

L'Eurocode 2 [8] fournit les formules à utiliser. L'évolution temporelle de la résistance à la compression du béton est donnée par :

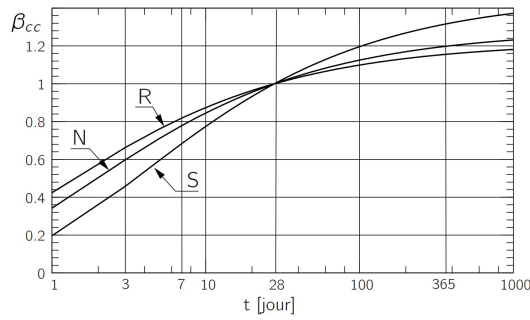
$$f_{cm}(t) = \beta_{cc}(t) \cdot f_{cm} \quad \text{avec} \quad \beta_{cc}(t) = \exp \left(s \left[1 - \left(\frac{28}{t} \right)^{0.5} \right] \right)$$

Où s dépend du type de ciment et t est l'âge du béton.

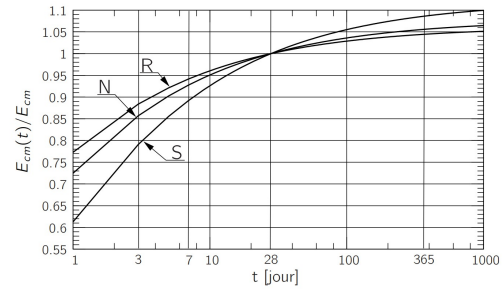
Quant à l'évolution du module d'élasticité avec le temps, son expression est donnée par :

$$E_{cm}(t) = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} E_{cm} \quad (1.18)$$

Avec E_{cm} , le module d'élasticité moyen sécant du béton entre $\sigma_c = 0$ et $0.4f_{cm}$



(a) Évolution du facteur β_{cc} [2]



(b) Évolution du module de Young en fonction du temps [2]

1.2.7 Interactions entre ces phénomènes

De plus, tous les paramètres expliqués ci-dessus ne sont pas indépendants : la relaxation est atténuée car la longueur de câble diminue sous l'effet des raccourcissements dus au retrait et au fluage ; le fluage ne se présente pas sous une contrainte constante car la force de précontrainte varie au cours du temps ; etc [3]. Tous ces effets progressent avec le temps et interagissent continuellement les uns avec les autres. Cependant, pour simplifier et clarifier le calcul, il est préférable de traiter ces types de déformations séparément [7].

Il est évident que la prédiction à long terme du comportement d'une poutre en béton précontraint réalisée avec un béton à haute performance est extrêmement difficile en raison de la complexité et de l'interdépendance de ces nombreux paramètres. Un exemple bien connu où le fluage a été sous-estimé par calcul est le Pont Parrotts Ferry où la valeur mesurée du fluage était 30% supérieure à la valeur calculée selon le code ACI-209 [12]. Cependant, une estimation excessive ou insuffisante de la déformation et de la perte de précontrainte peut avoir des conséquences non négligeables sur la durée de vie d'un ouvrage d'art et même entraîner une défaillance de celui-ci [13].

1.3 Recherches récentes

Dans notre méthode de calcul, chaque perte et variation de la flèche ont été calculées de manière séparée en supposant une indépendance totale des paramètres. Mais il est intéressant de voir comment les recherches actuelles prennent en compte cette problématique des dépendances entre ces paramètres.

Tout d’abord, il est largement reconnu que les prédictions calculées des déformations à long terme peuvent présenter une dispersion significative [14]. Une étude réalisée aux États-Unis en 2004 [6] a examiné les effets de la variabilité inhérente des paramètres influençant la perte de précontrainte pour une poutre en I en utilisant différentes méthodes de calcul.

Lors de cette étude, la méthode de simulation de Monte Carlo a été employée pour évaluer la distribution de la perte de précontrainte en prenant en compte simultanément la variabilité de tous les paramètres. Cette méthode a permis d’examiner l’impact de cette variabilité sur le calcul de la déformation. Elle permet de comprendre partiellement comment la variabilité des matériaux et des méthodes prédictives utilisées implique une variation de contre-flèche pour des poutres coulées sur un même banc de précontrainte.

A travers des simulations aléatoires avec différentes méthodes de calcul, les chercheurs ont confirmé que la variabilité des facteurs matériels, géométriques et environnementaux entraînent de grandes variations dans les pertes prédites, ainsi que dans les prédictions de déformations ultérieures. Il ressort que les principaux paramètres influents étaient la contrainte induite lors de la mise en tension, la résistance à la compression au moment du relâchement des torons, l’humidité relative et l’excentricité des torons [6].

Ensuite, une étude de 2019 [13] a analysé le comportement dans le temps d’une poutre en I en utilisant cinq bétons différents à haute résistance afin de regarder l’impact des différentes compositions de béton sur les pertes de précontraintes et sur la déformation.

La conclusion met en évidence une grande déviation dans la prédiction du comportement temporel de la poutre précontrainte. Les prédictions présentent des erreurs importantes en ce qui concerne le retrait et le fluage. Ainsi, il est recommandé d’utiliser des bases de données expérimentales pour ajuster les modèles et les paramètres aux résultats obtenus, afin d’obtenir une prédiction plus précise du comportement à long terme [13].

En effet, si des mesures à court terme sont disponibles, l'utilisation de statistiques bayésiennes permet de réduire considérablement l'incertitude des prédictions, offrant ainsi des résultats probabilistes plus objectifs [14].

En conclusion, les recherches actuelles se concentrent sur l'utilisation de statistiques et de probabilités afin d'évaluer au mieux les paramètres avec de fortes variations et de fortes interdépendances qui influencent la contre-flèche.

Chapitre 2

Le viaduc de Huccorgne : une réhabilitation de deux viaducs parallèles

Le présent chapitre présente le projet sur lequel notre mémoire s'est appliqué, à savoir le viaduc de Huccorgne. Sa construction a débuté en décembre 1968 pour s'achever en juillet 1971. Cet ouvrage d'art est situé sur l'autoroute E42 et permet aux voitures de franchir la vallée de la Meuse. Il est actuellement en cours de rénovation depuis août 2021 pour le remettre en état afin qu'il soit en accord avec les normes actuelles de la construction et également pour traiter les dégradations qu'il présentait.

Par la suite, ce chapitre présentera également les poutres en béton précontraint de ce viaduc, qui ont été au cœur des préoccupations de ce TFE et qui jouent un rôle essentiel dans la structure du viaduc.

2.1 Introduction générale du projet

Le viaduc de Huccorgne supporte, à hauteur de Wanze, l'autoroute E42 aussi appelée autoroute de Wallonie A15 reliant Houdeng-Goegnies à Liège en passant par Charleroi et Namur. C'est un axe majeur qui traverse la Wallonie d'est en ouest. Environ 60.000 véhicules y passent par jour avec 2.500 à 3.000 véhicules par heure aux heures de pointe [15]. L'ouvrage comporte deux viaducs parallèles, un pour chaque sens de circulation d'une longueur totale de 547m, de 34m de long et de 60m de haut [16].

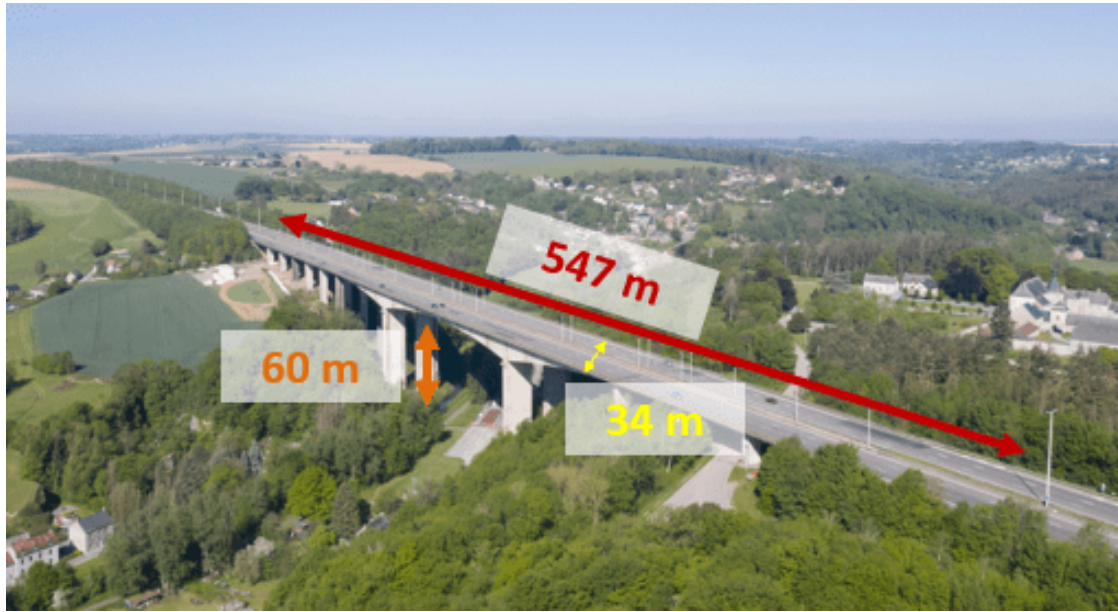


FIGURE 2.1 – Schéma des dimensions principales du viaduc [17]

Le viaduc permet de franchir une vallée composée d'une rivière, la N652, deux voiries communales ainsi qu'un RAVeL comme le montre la Figure 2.2.

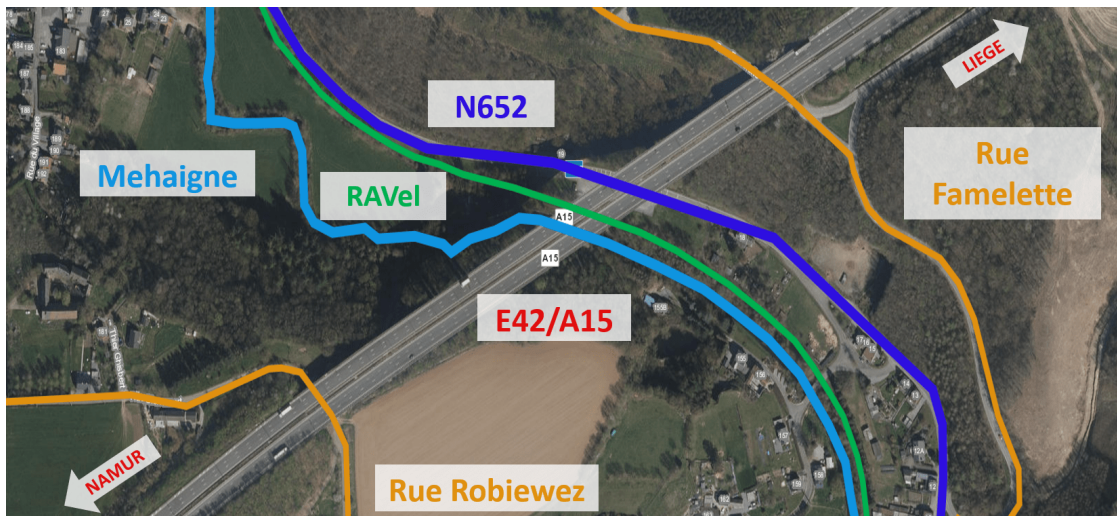


FIGURE 2.2 – Voies dans la vallée de la Mehaigne [17]

Le viaduc peut être décomposé en 3 parties :

- La partie à l'ouest côté Namur contient 6 travées (partie entre deux colonnes/piles) de 30 m de portée et mesure environ 180 mètres. Elle se compose de poutres en béton précontraint.
- La partie centrale d'environ 280 mètres est réalisée avec des caissons en béton précontraint à inerties variables. Elle se compose d'un caisson à inertie variable post-contraint.
- La partie à l'est côté Liège possède 3 travées de 30 m de portée et mesure environ 90 mètres. Elle se compose, comme la partie ouest, de poutres en béton précontraint.

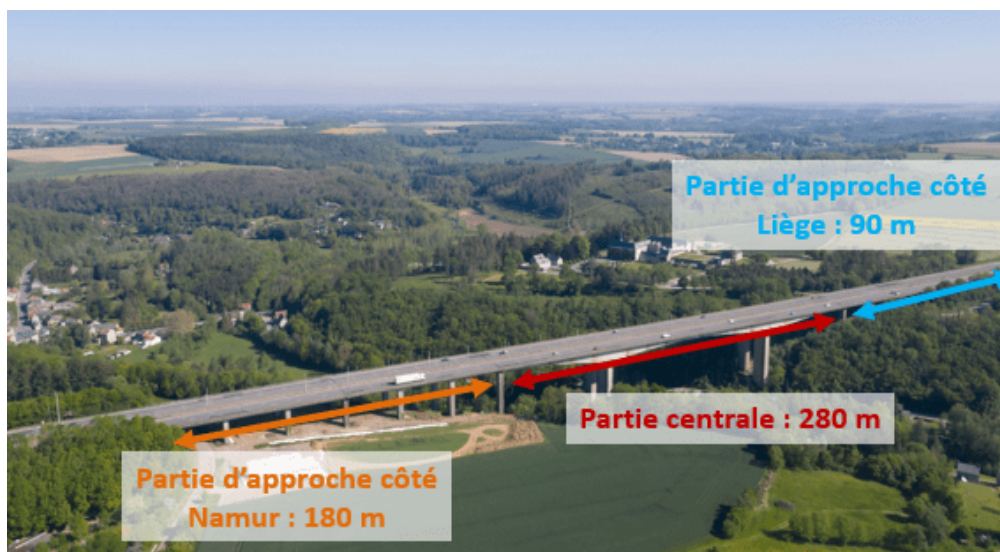


FIGURE 2.3 – Les 3 parties principales du viaduc [17]

Le viaduc de Huccorgne requiert une réhabilitation afin de le remettre en état en gardant sa structure d'origine datant des années septante. Cet ouvrage comporte plusieurs éléments qui ont nécessité une intervention particulière pendant la réhabilitation, tels que la précontrainte, les revêtements, le profil en long, les joints de dilatation, les garde-corps, les glissières de sécurité, le béton, les évacuations des eaux, l'accès aux caissons centraux. . . Le chantier a commencé le 2 août 2021 et la fin des travaux est prévue pour fin juillet 2023.

Le défi majeur de ce chantier est d'impacter le moins possible le trafic autoroutier grâce à un planning extrêmement précis. En effet, la E42 étant un axe majeur, la circulation ne peut pas être interrompue le temps du chantier car l'impact en terme de mobilité serait trop important. Le cahier des charges imposait à l'entreprise

de maintenir 2 voies de circulation dans chaque direction avec une limitation de vitesse de 50 km/h tout au long du chantier. Ainsi, la circulation n'a jamais été interrompue ni pour la réhabilitation du viaduc sud ni pour la réhabilitation du viaduc nord. Des solutions ingénieuses ont donc été trouvées.

Dans ce but, 3 grandes phases ont été planifiées de respectivement 4 mois, 6 mois et 6 mois. La première phase a été le renforcement du pont vers Namur par crainte de manque de résistance. En effet, chaque viaduc a dû accueillir temporairement 4 voies de circulation (2 dans chaque sens) pendant les travaux à la place de 3, comme prescrit par le design initial. Il a donc fallu temporairement renforcer cette travée avec des étriers précontraints car les anciennes poutres n'avaient pas assez de résistance à l'effort tranchant pour le support de ces 4 voies. Cependant, une étude réalisée par les universités de Hasselt et de Liège a révélé que l'ajout de ces étriers pourrait s'avérer trop sécuritaire [18]. Durant leurs essais, il a fallu 210 tonnes à mi-travée pour que la poutre se brise et 270 tonnes (soit l'équivalent de 7 semi-remorques remplis empilés) au quart de travée pour que la poutre cède. Une analyse des résultats de leur étude devra être faite en détail avant de formuler de véritables conclusions. La deuxième phase a été la réhabilitation du viaduc sud et enfin la troisième phase est la réhabilitation du viaduc nord. La réalisation de notre mémoire a eu lieu durant la troisième étape du chantier en cours. Cette phase a débuté le 9 janvier 2023 et devrait être achevée fin juillet 2023.

Les neuf travées d'approche ont été complètement démolies puis reconstruites. Concernant les piles, en fonction de leur état, certaines ont eu des réparations ponctuelles et d'autres ont été renforcées par chemisage. Les caissons à inerties variables de la partie centrale, quant à eux, ont été conservés. Cependant, de la post-contrainte externe a été rajoutée dans les caissons pour éviter l'apparition de contrainte de traction dans le caisson sous combinaisons fréquentes. Le tablier a également été remis à neuf. La modification des neuf travées d'approche implique également le remplacement des appuis dégradés, la pose délicate de 72 nouvelles poutres pesant chacune à peu près 64 tonnes et la réalisation de nouveaux tabliers ce qui veut dire pas moins de 2600 m^3 de béton armé à mettre en œuvre.

La SOFICO est l'entité responsable de la gestion de ce chantier, qui est mené en collaboration avec son partenaire technique et maître d'œuvre, le SPW Mobilité et Infrastructures. Ensuite, les études techniques pour la réhabilitation du viaduc sont réalisées par le bureau d'étude ARCADIS. Enfin, le marché public pour la réhabilitation de l'ouvrage a été remporté par la société momentanée BAM GALERE-BESIX pour un montant de plus de 23 millions d'euros hors taxes.

2.2 Les 72 poutres en béton précontraint

Dans le cadre de ce Travail de Fin d'Etudes, l'attention est principalement portée sur les 72 poutres en béton précontraint. Pour le viaduc d'approche à l'est, il y a 3 travées avec une circulation dans les deux sens, ce qui équivaut à un total de 24 poutres précontraintes, avec 4 poutres par travée. De manière similaire, le viaduc d'approche à l'ouest compte 6 travées avec une circulation dans les deux sens, donnant ainsi un total de 48 poutres.

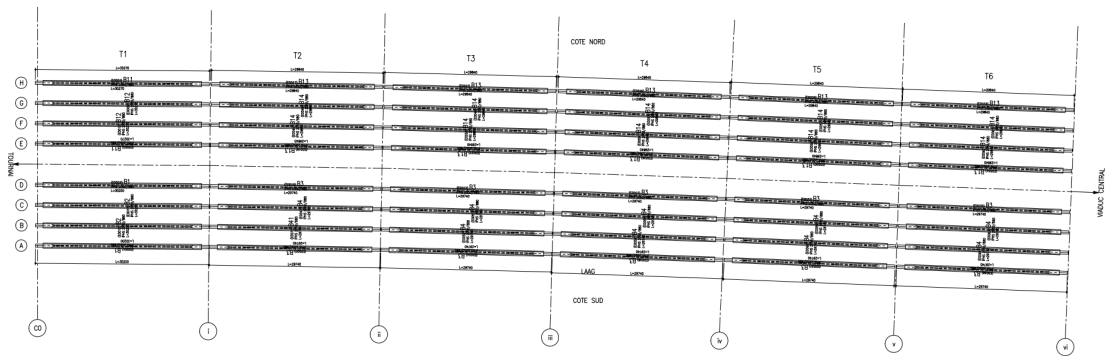


FIGURE 2.4 – Disposition des poutres sur la travée ouest

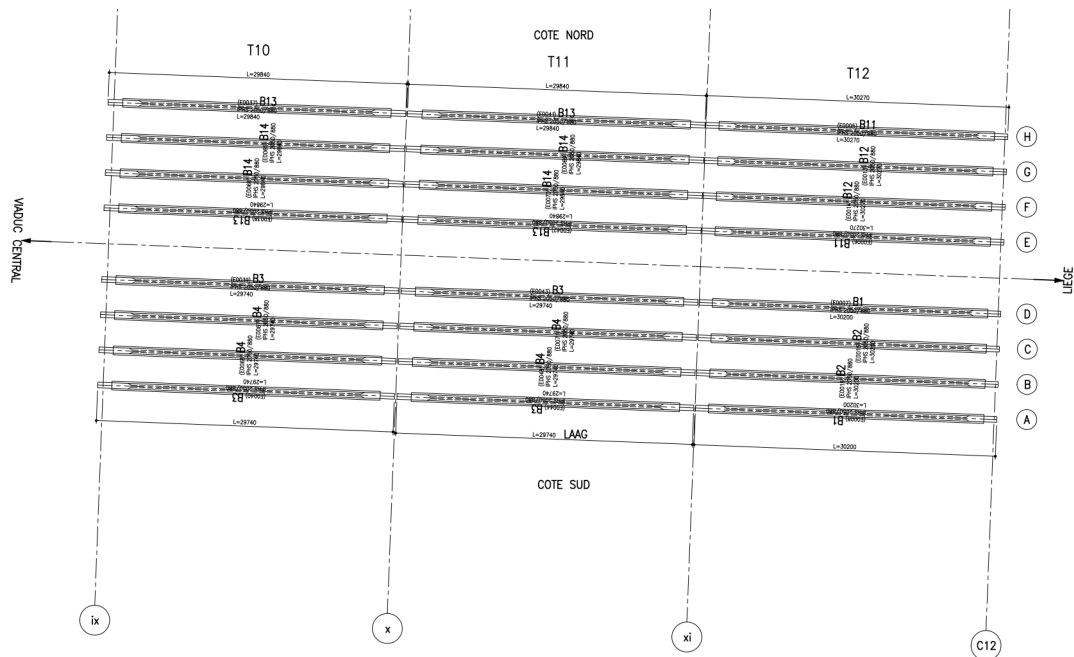


FIGURE 2.5 – Disposition des poutres sur la travée est

Coupe transversale C-C
Ech. 1/100

325
Axe de la coupe

325
Axe de la coupe

1609

1609

250
200
50

150
120
30

150
30

250
200
50

Coté SUD

Coté NORD

160

160

352

353

352

359

359

352

353

352

A

B

C

D

E

F

G

H

Colonne existante

Bossage

Poutre chevrete existant

Colonne existante

Les 72 poutres, bien que semblables à première vue, ne sont pas toutes les mêmes. En effet, il y a 9 familles de poutres. Ces différences s'expliquent par leur longueur ou leur position au sein de la travée. En effet, certaines poutres en culées sont plus longues et les poutres de rives reprennent plus d'effort que les poutres intérieures ce qui explique qu'il y ait une différence entre les poutres de rives et intérieures. Voici un tableau résumant les différents types de poutres :

CODE USINE		TYPE	HAUTEUR	LARGEUR	EPAIS.-LONG.	NOMB.
B	1	IPHS	2050	880	30200	4
B	2	IPHS	2050	880	30200	4
B	3	IPHS	2050	880	29740	14
B	4	IPHS	2050	880	29740	13
B	41	IPHS	2050	880	29740	1
B	11	IPHS	2050	880	30270	4
B	12	IPHS	2050	880	30270	4
B	13	IPHS	2050	880	29840	14
B	14	IPHS	2050	880	29840	14

L'essentiel du travail a été réalisé sur les poutres intérieures de type B14, tant au niveau de la prise de mesures en usine qu'en chantier. Sur chantier, notre étude s'est focalisée sur les deux poutres B14 de la travée d'approche à l'est en T10.

2.2.1 La géométrie des poutres B14

Il est important de mentionner que la section des poutres n'est pas constante sur toute sa longueur. En effet, la section aux appuis est rectangulaire tandis que la section à mi-travée est une section en I. Ce changement de section implique notamment un changement de raideur qui affectera donc la valeur de la contre-flèche. Cette variation de section passant d'une section rectangulaire à une section en I est relativement courante dans le patrimoine d'ouvrages d'art belges car cela permet à la fois une répartition plus efficace des contraintes et des économies de matériaux. En revanche, ce qui est moins commun est le décrochement au niveau des appuis en fibre inférieure qui est observable à la Figure 2.8. Ce décrochement a eu lieu d'être dans le cadre de ce projet car les nouvelles poutres présentent une hauteur supérieure à la hauteur des anciennes poutres. Au lieu de réajuster les piles pour descendre la hauteur des appuis sur celles-ci, ce qui aurait considérablement ralenti le chantier pendant des mois, il a été choisi de créer ce décrochement afin de garder les piles comme elles sont et d'obtenir malgré tout la hauteur de poutre souhaitée. Rehausser les voiries en amont et en aval de ce viaduc progressivement sur des centaines de mètres à cause de cette hauteur de poutres plus importante aurait été irréalisable.

Il existe donc trois géométries de section différentes. Voici un tableau récapitulatif :

Distance depuis l'appui	Type de section	Aire [m^2]
$x < 1.47m$ or $x > 28.32m$	Rectangulaire Section A (voir Fig.2.10)	$0.896 \text{ } m^2$
$1.47m \leq x < 3.42m$ or $26.42m < x \leq 28.32m$	Rectangulaire fibre supérieure & Section en I fibre inférieure Section B (voir Fig.2.11)	$1.224 \text{ } m^2$
$3.42m \leq x \leq 26.42m$	Section en I Section C (voir Fig.2.12)	$0.745 \text{ } m^2$

Ci-dessous se trouvent des extraits des plans afin de s'appropriier la géométrie particulière de ces poutres. Ces extraits comprennent des vues en élévation, des vues en plan et des coupes.

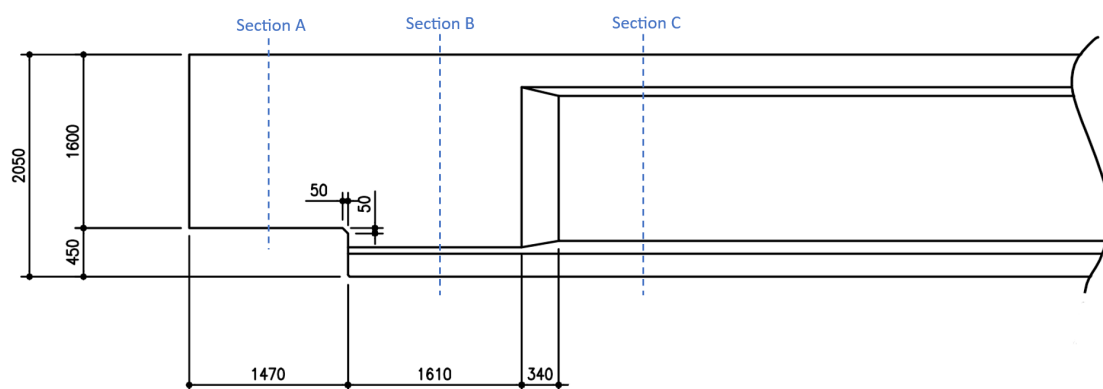


FIGURE 2.8 – Vue en élévation de l'appui d'une poutre B14 (côtes en mm)

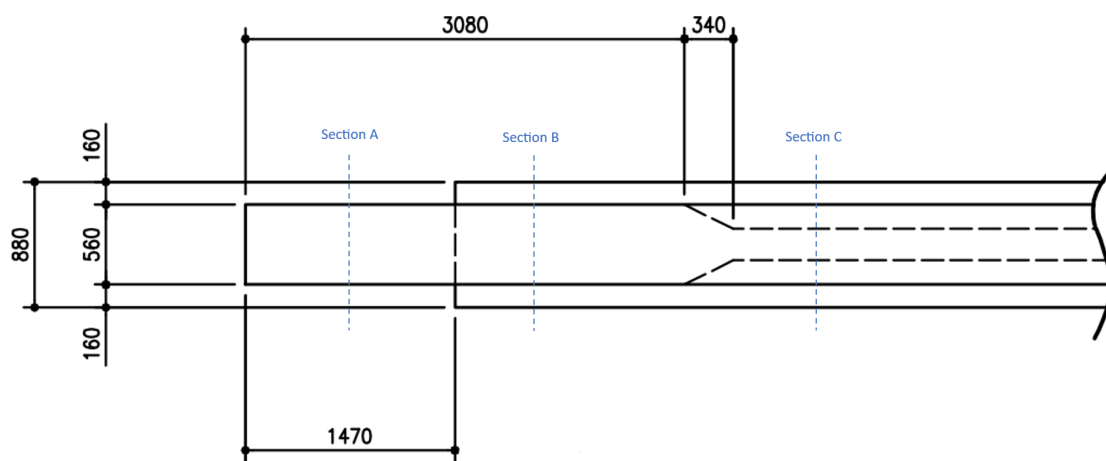


FIGURE 2.9 – Vue en plan de l'appui d'une poutre B14 (côtes en mm)

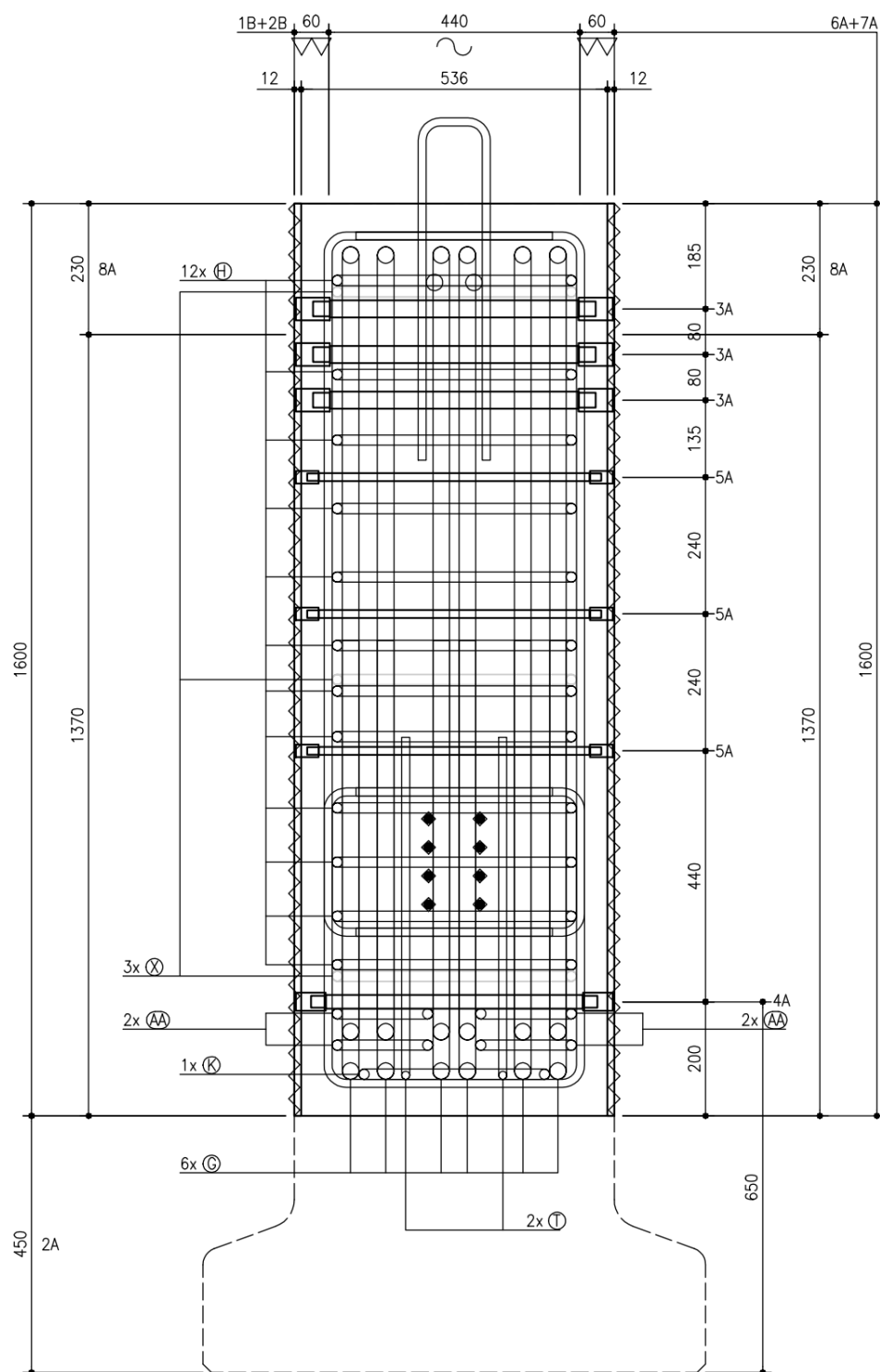


FIGURE 2.10 – Section A (côtes en mm)

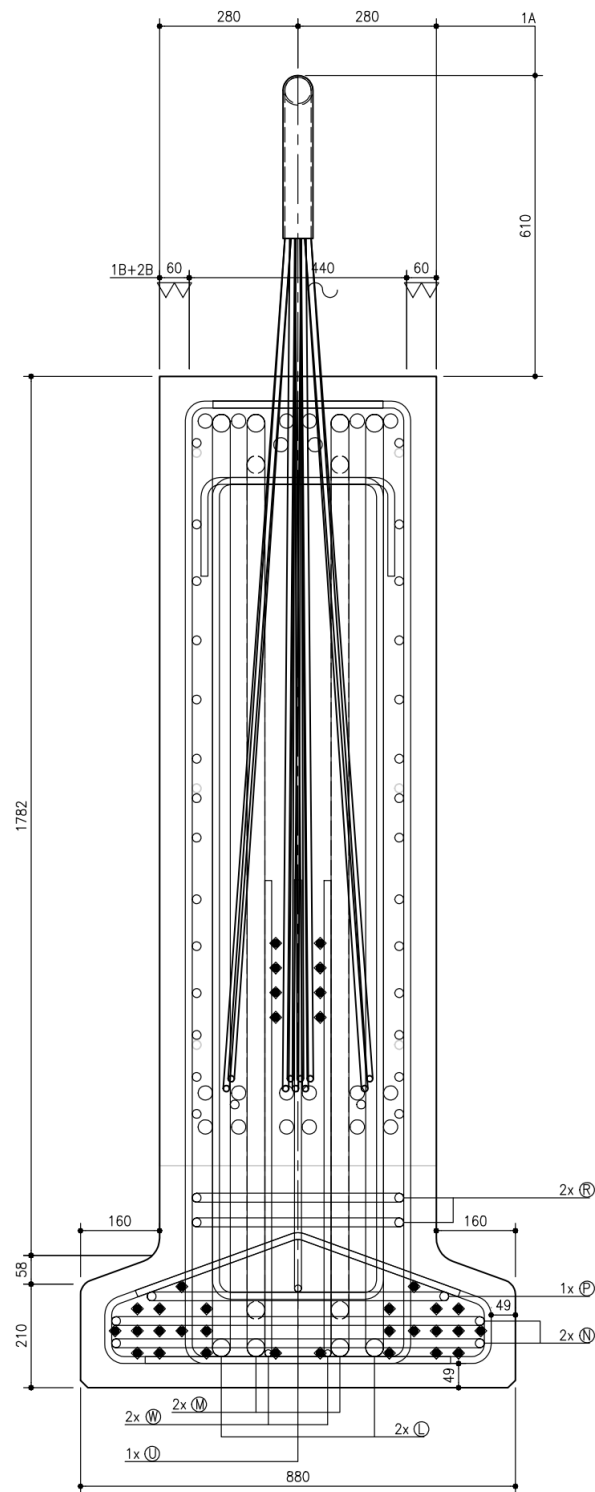


FIGURE 2.11 – Section B (côtes en mm)

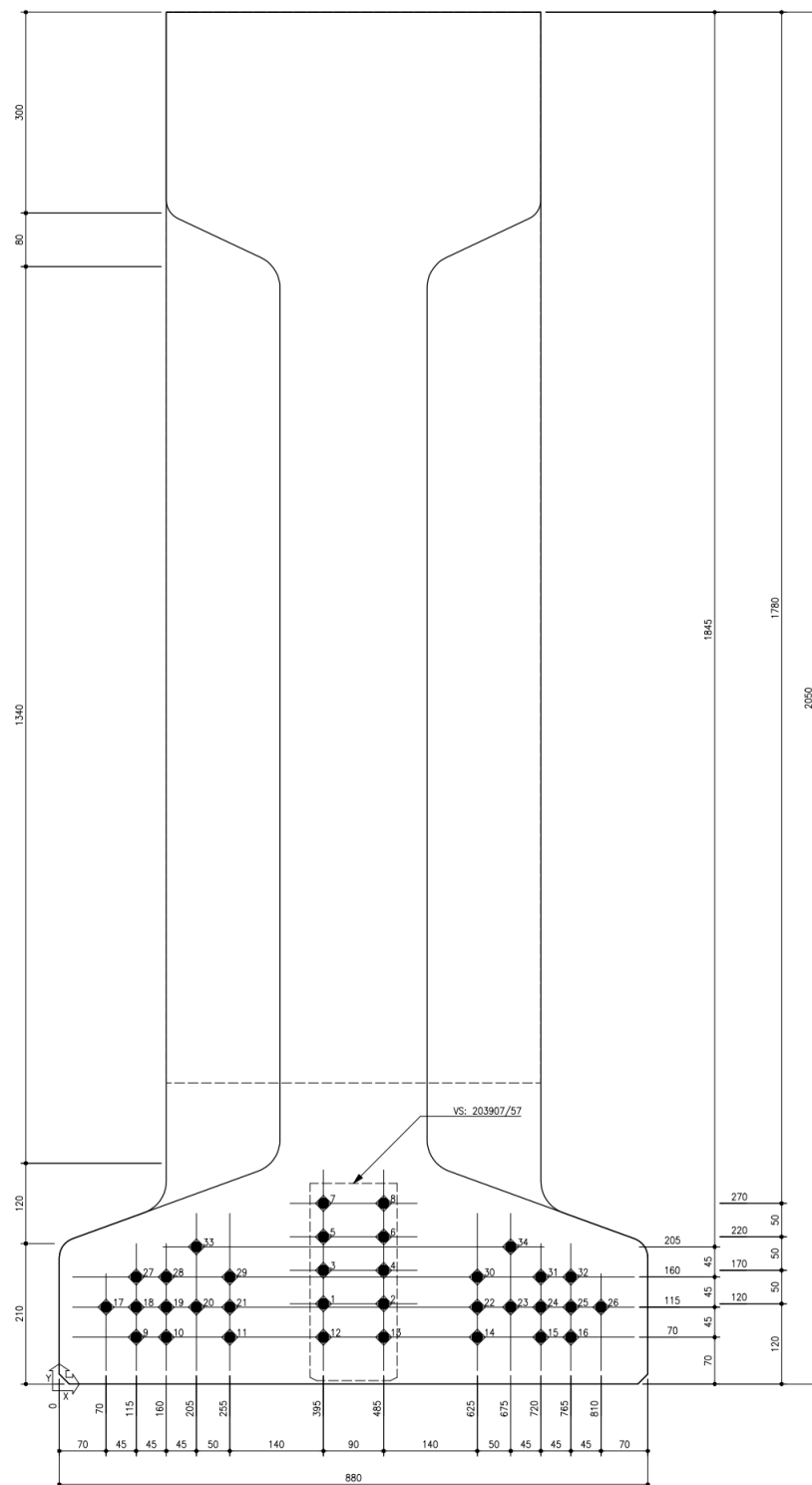


FIGURE 2.12 – Section C (côtes en mm)

Les poutres B14 présentent une longueur de 29.84 mètres, une hauteur de 2.05 mètres pour une largeur de 88 centimètres en semelle inférieure et 56 centimètres en semelle supérieure à mi-travée. Elles possèdent 26 torons droits dans leur semelle inférieure ainsi que 8 torons ayant un tracé dévié ce qui revient à un total de 34 torons par poutre.

2.2.2 Le béton

La qualité du béton pour les poutres B14 est un béton C60/75.

Voici les matières premières présentes dans la composition du béton :

- CEM I 52.5 R LA
- Calcitec 2001 A
- Sable de quarts 0/4
- Granulats Calcaire 2/12
- Adjuvant : CRHMIX 014 con.20%
- Eau

Le ciment utilisé est un ciment de type "CEMENT I 52.5 R LA" qui est donc de classe R. Par ailleurs, le facteur décisif pour entamer le transfert de précontrainte est que la résistance à la compression du béton doit dépasser les 48 MPa.

2.2.3 La précontrainte

Les 72 poutres précontraintes sont préfabriquées en usine chez Ergon. Ces poutres sont fabriquées sur un banc de précontrainte suivant plusieurs étapes. En effet, dans un premier temps les torons sont mis en tension puis les armatures passives sont installées. Ensuite, le bétonnage est réalisé au moyen d'un coffrage, permettant ainsi un contact direct entre le béton et les torons. La coupe des torons permet la mise en précontrainte du béton, celle-ci est donc adhérente.

Les torons

Les 34 torons sont de type : "15.2-1860-R2-NBN | 10-003 D<20". Ce qui signifie que ce sont des torons T15 avec une limite élastique de 1860 N/mm² et un module d'élasticité de 200 GPa. Les caractéristiques géométriques des torons T15 sont les suivantes :

- Diamètre nominal = 15.2 mm
- Section nominale = 139 mm²

Comme dit précédemment, il y a 2 familles de torons : les torons droits, on en compte 26 et les torons déviés on en compte 8, ce qui fait un total de 34 torons T15.2.

La force de précontrainte

Une précontrainte de 20.7 tonnes est induite dans chaque toron, ce qui correspond à une force de 203.00 kN ($= 9.8067 * 20.7$). La force de précontrainte totale pour une poutre, compte tenu de la présence des 34 torons, est donc de 6902 kN.

Le tracé de précontrainte

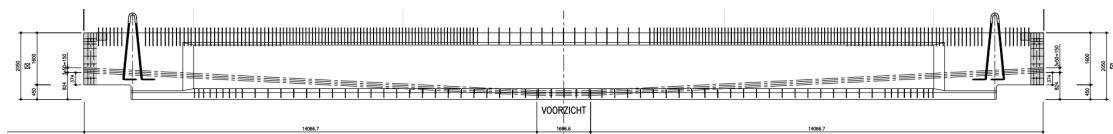


FIGURE 2.13 – Coupe poutre B14 avec tracé de précontrainte dévié en pointillés (côtes en mm)

Le tracé de précontrainte dévié possède une flèche de 70.4cm.

Il est intéressant de savoir quelle est l'équation qui décrit au mieux ce tracé de précontrainte afin de pouvoir calculer, quelle que soit la distance depuis l'appui, la position du centre de gravité des torons déviés.

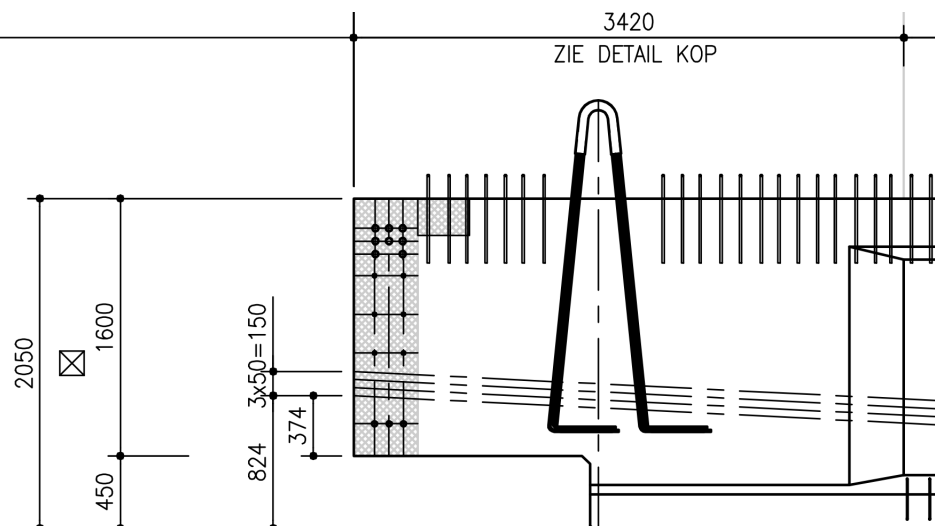


FIGURE 2.14 – Hauteur du tracé de précontrainte dévié à l'appui (côtes en mm)

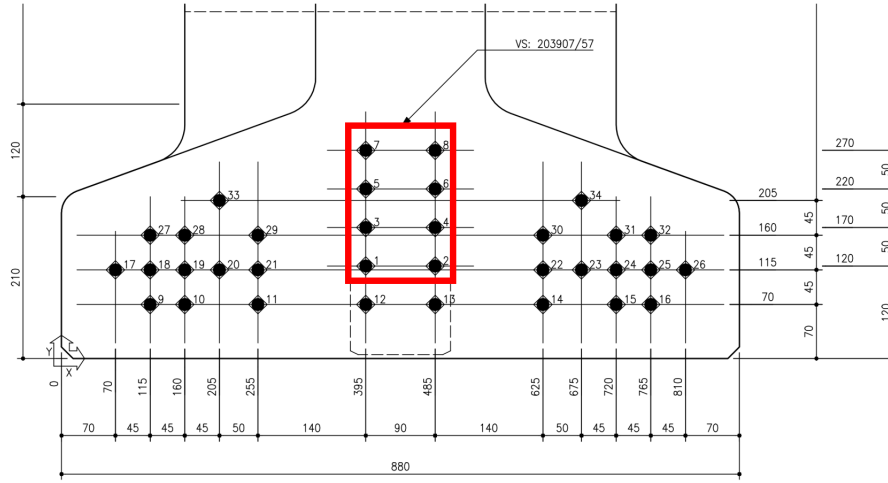


FIGURE 2.15 – Position des torons à mi-travée
Torons avec un tracé dévié encadrés en rouge (côtes en mm)

Après lecture des plans, il a été observé que les deux torons du bas de la famille de huit se situent à 12cm de la fibre inférieure à mi-travée à l'endroit du déviateur et à 82.4cm de la fibre inférieure aux appuis. Cela permet de pouvoir tracer 2 droites qui passent par ces 3 points, les couples suivants sont donnés en (m ; cm) : $(0; 82.4)$; $(\frac{29.84}{2}; 12)$ et $(29.84; 82.4)$. En sachant cela, un système d'équations a pu être écrit grâce aux coordonnées connues $(x_1; y_1)$ du tracé à l'appui ; $(x_2; y_2)$ du tracé à mi-travée et $(x_3; y_3)$ du tracé à l'autre appui :

$$\begin{cases} y_1 = ax_1 + b \\ y_2 = ax_2 + b \\ y_2 = cx_2 + d \\ y_3 = cx_3 + d \end{cases} = \begin{cases} 0.824 = a * (0) + b \\ 0.12 = a * (\frac{29.84}{2}) + b \\ 0.12 = c * (\frac{29.84}{2}) + d \\ 0.824 = c * (29.84) + d \end{cases} \quad (2.1)$$

Après résolution du système, les coefficients a,b,c et d ont pu être déterminés afin de trouver les 2 droites qui caractérisent le tracé de précontrainte dévié. L'équation de ce tracé est la suivante :

$$y = \begin{cases} -0.047x + 0.824 & \text{si } 0 \leq x \leq \frac{29.84}{2}, \\ 0.047x - 0.584 & \text{si } \frac{29.84}{2} < x \leq 29.84. \end{cases} \quad (2.2)$$

avec y étant la position des 2 torons inférieurs par rapport à la fibre inférieure de la poutre et x étant la distance par rapport à l'appui de gauche, tous les deux exprimés en mètres.

Chapitre 3

L'importance de la problématique de la contre-flèche sur chantier

La contre-flèche, qui est une conséquence du système constructif d'une poutre précontrainte, peut poser de réels problèmes lors de la construction d'ouvrages d'art tels que des viaducs. Il a donc été important dans le cadre de ce travail de bien comprendre ce qu'est la problématique de la contre-flèche et de quel phénomène physique elle découle.

3.1 Principe de la contre-flèche

Lorsqu'une poutre est soumise à des charges verticales telles que son poids propre, elle se déforme vers le bas. Cette déformation est appelée la flèche de la poutre. A l'inverse, une contre-flèche est une déformation opposée, c'est-à-dire une déformation vers le haut.

Lors de la fabrication de poutres précontraintes, la précontrainte est obtenue en relâchant les torons en acier préalablement tendus à l'intérieur de celle-ci, une fois que le béton a atteint une certaine résistance. Cette précontrainte, obtenue grâce à l'adhérence entre les 2 matériaux, exerce une compression sur la fibre inférieure de la poutre étant donné que les torons sont positionnés en-dessous de la fibre neutre. Ceci crée un moment de flexion négatif qui tend la fibre supérieure de la poutre et crée ainsi une contre-flèche.

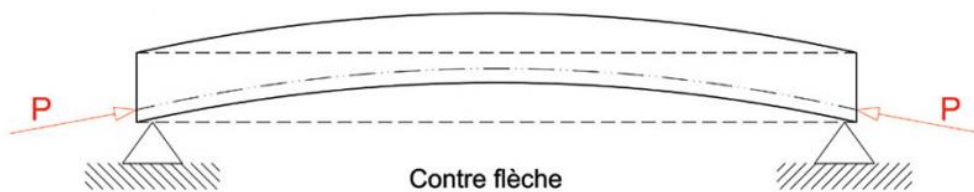


FIGURE 3.1 – Schéma de la contre-flèche [19]

De plus, les torons ayant un tracé dévié, exercent des efforts dans la poutre qui sont équivalents à une charge pouvant être représentée par une charge répartie vers le haut comme indiqué à la Figure 3.2. Ceci explique davantage pourquoi la poutre présente une contre-flèche après transfert de précontrainte.

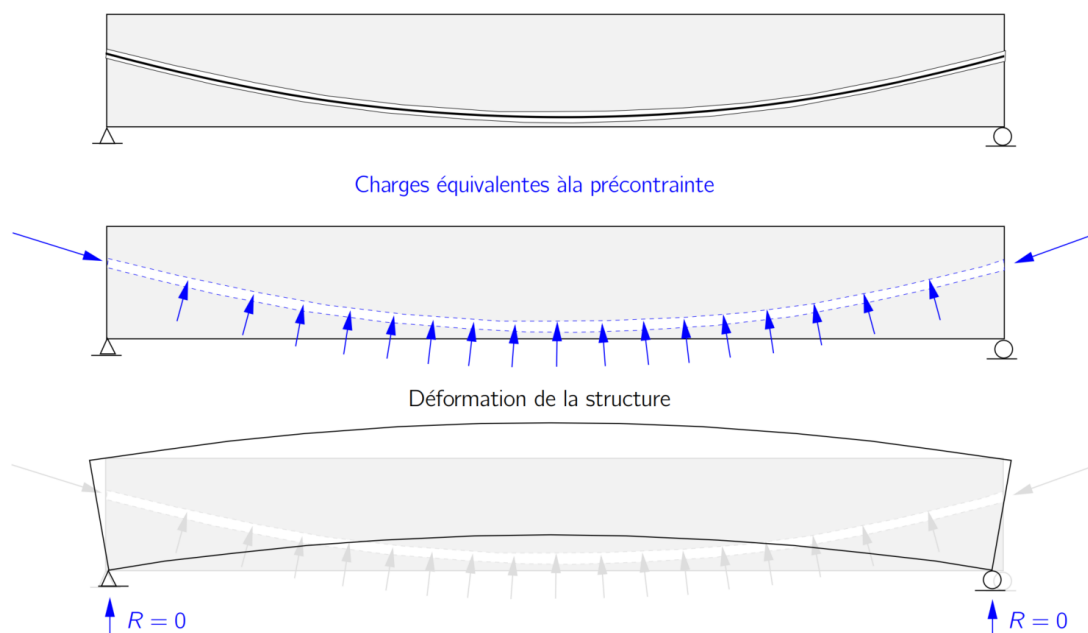


FIGURE 3.2 – Structure isostatique libre de se déformer sous l'action de la précontrainte

En résumé, cette déformation vers le haut est une conséquence du système constructif et n'est donc pas maîtrisée précisément.

3.2 Explication de la problématique sur chantier

Idéalement, à la sortie de l'usine, la contre-flèche des poutres d'une même géométrie et de même quantité de précontrainte serait la même à mi-travée. Cette contre-flèche s'atténuerait au fil des chargements pour être totalement compensée, et donc obtenir une poutre horizontale à long terme. En revanche, ce n'est pas le cas, les contre-flèches des poutres lors de leur arrivée sur chantier présentent d'importantes fluctuations.

Dans le cas où toutes les contre-flèches seraient similaires, le béton à couler au-dessus de ces poutres après qu'elles soient posées sur les piles du pont serait d'épaisseur variable de la pile à la mi-portée à cause de la contre-flèche. En revanche, puisque les 4 poutres constituant la travée présenteraient une contre-flèche similaire, il n'aurait pas lieu de couler la dalle de manière inégale sur sa largeur.

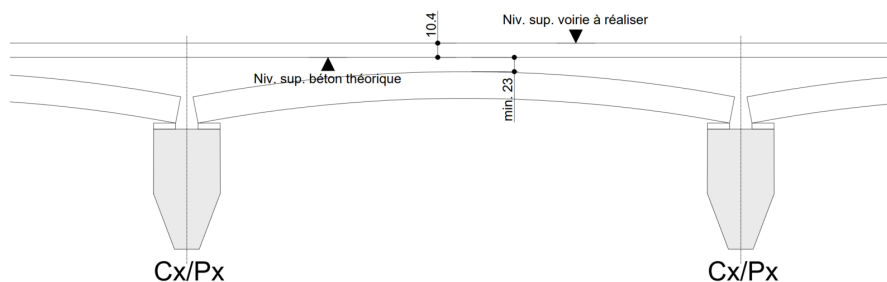


FIGURE 3.3 – Croquis de principe de la contre-flèche sur chantier (côtes en cm)

Cependant, dans une très grande majorité des cas, voire dans tous les cas, les valeurs de contre-flèches des poutres sont différentes dès leur arrivée sur chantier. Ceci signifie que l'épaisseur de dalle requise pour compenser cette contre-flèche va changer le long de la poutre mais va également changer d'une poutre à l'autre. Il devient donc très difficile de suivre le profil en long de la route puisque le bétonnage de chaque travée sera unique. Il est essentiel de construire un viaduc dont le profil en long de la couche de revêtement est parfaitement continu, c'est-à-dire sans bosse ou creux pour la combinaison de charges permanentes. Ceci afin de garantir le confort des usagers lors de leur passage sur le viaduc et plus spécifiquement aux droits des passages de chaque travée. C'est pourquoi la gestion des contre-flèches sur le chantier revêt une importance capitale.

Cette problématique découle de la variabilité importante de contre-flèche des poutres à la sortie de l'usine. Pour un même type de poutre, la contre-flèche à la sortie de l'usine peut varier du simple au double. A titre d'exemple, les poutres du

viaduc de Huccorgne présentent une contre-flèche à mi-travée variant de 30 à 54mm lors de leur arrivée sur chantier. Cette diversité force les entrepreneurs à s'adapter en variant l'épaisseur de la dalle pour chacune des 4 poutres qui composent la travée et pour chaque travée.

Il est de la responsabilité de l'entrepreneur de s'assurer que la pente de la dernière couche de la route, dont la valeur a été préalablement déterminée, est correcte et correspond à la valeur requise, afin de garantir la satisfaction du client et une réalisation appropriée de l'ouvrage. Ceci étant rendu très complexe à cause de l'hétérogénéité des contre-flèches. Afin d'atteindre son objectif, il devra compenser ces variations en modifiant l'épaisseur de la dalle en béton ainsi que de chaque couche de la route. De plus, le fait de compenser ces non-conformités par des sur-épaisseurs de béton ou d'asphalte amène de la charge en plus. Ce béton n'est donc pas nécessaire structurellement parlant, il amène du poids mort inutile et un coût économique non négligeable ce qui est donc à éviter.

En résumé, la problématique de la contre-flèche est double. D'une part, cette contre-flèche ne doit pas être trop importante car idéalement, sous charges permanentes à long terme cette poutre devrait être horizontale. D'autre part, il faudrait que les contre-flèches soient similaires pour chaque poutre constituant un même ouvrage.

Il est dès lors essentiel de comprendre d'où provient la variabilité dans la valeur de contre-flèche afin de pouvoir la minimiser pour des raisons structurelles, économiques et logistiques.

3.3 Comment faire pour minimiser ce problème ?

Une mauvaise gestion de la contre-flèche peut avoir un impact sur la durabilité de l'ouvrage, sur la gestion du pont (en terme d'écoulement de l'eau par exemple) ainsi que sur le confort de roulement. C'est pourquoi elle doit être gérée en collaboration étroite avec les différents intervenants présents sur le chantier tels que les concepteurs, les fabricants de poutres, les entrepreneurs, les ingénieurs de chantier, etc. Une bonne communication et une coordination efficace sont essentielles pour minimiser les conséquences négatives liés à la contre-flèche et garantir une construction réussie.

Le fabricant de poutre précontrainte a un rôle important à jouer dans la valeur de la contre-flèche que la poutre prendra au cours du temps. En effet, tous les paramètres de conditions dans lesquelles les poutres sont créées et stockées sont d'une grande importance pour la déformée à court et long termes de la poutre. En effet, de nombreux paramètres influençant la contre-flèche sont modifiables en

usine comme les conditions atmosphériques, l'âge du béton au moment du transfert de précontrainte... Nous reviendrons là-dessus en détail dans le Chapitre 9.

En phase d'étude, une meilleure évaluation des contre-flèches et de leur évolution dans le temps, puis une plus grande maîtrise de l'amplitude des contre-flèches et de leur variabilité lors de la fabrication des poutres garantiraient la création d'ouvrages d'art plus confortables, moins dispendieux en matières premières et plus économiques.

Chapitre 4

Étude expérimentale des propriétés mécaniques du béton en laboratoire

Le module d'élasticité, aussi appelé module de Young, ainsi que la résistance à la compression du béton sont des paramètres qui varient énormément au cours de la vie du béton. En effet, au plus un béton est jeune, au plus son module d'élasticité sera faible, et il en va de même pour la résistance à la compression, elle augmente dans le temps. Il est donc assez aisé de se rendre compte que ces paramètres vont fortement influencer la déformée de la poutre puisque cela changera la raideur de l'élément. Il est donc intéressant, dans le cadre de notre travail, d'effectuer des essais sur des carottes de béton en laboratoire afin de pouvoir comprendre le phénomène et caractériser cette évolution.

Ce chapitre présente les procédures entreprises pour déterminer, à des moments appropriés, la résistance à la compression sur cylindre, le module sécant d'élasticité sur cylindre et la résistance à la compression sur cube. Trois types d'essais ont été effectués dans l'ensemble, comprenant un total de 14 essais : 5 essais de résistance à la compression sur cylindre, 6 essais pour déterminer le module sécant d'élasticité et 3 essais de résistance à la compression sur cube à 28 jours.

Dans ce chapitre, nous examinerons les évolutions théoriques de la résistance à la compression et du module d'élasticité telles que prédites dans l'Eurocode 2. Ensuite, nous présenterons en détail le travail effectué en laboratoire ainsi que le traitement des données obtenues et la détermination des incertitudes de mesure liées à ces données. Enfin, nous confronterons les résultats expérimentaux aux prédictions fournies par les relations de l'Eurocode 2, afin d'évaluer leur concordance.

4.1 Évolution du module d'élasticité avec le temps selon l'Eurocode 2

L'évolution du module d'élasticité avec le temps est donné par la formule suivante provenant de l'Eurocode 2 [8] :

$$E_{cm}(t) = \beta_{cc}(t)^{0.3} * E_{cm} = \left(\frac{f_{cm}(t)}{f_{cm}} \right)^{0.3} * E_{cm} \quad (4.1)$$

$$E_{cm} = 22 * k * \left(\frac{f_{cm}}{10} \right)^{0.3} [GPa] \quad (4.2)$$

où

E_{cm} est le module d'élasticité moyen sécant entre 0 et $0.4f_{cm}$.

k est un coefficient qui varie en fonction de la nature des granulats.

$$E_c = 1.05 * E_{cm} \quad (4.3)$$

où E_c est le module d'élasticité moyen tangent à l'origine

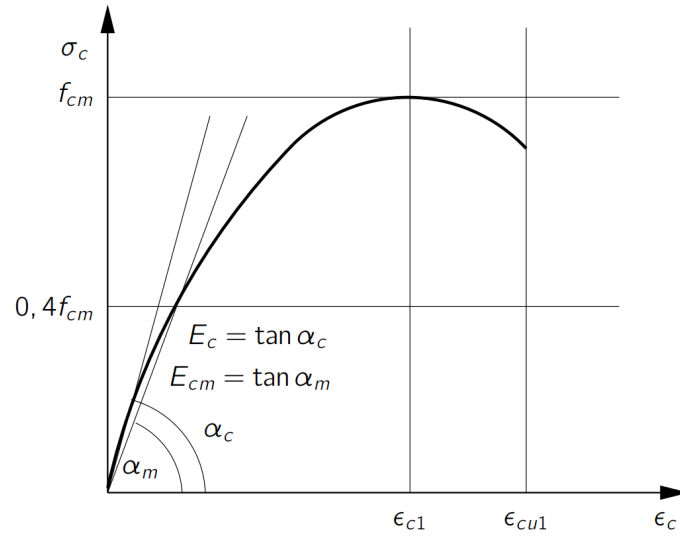


FIGURE 4.1 – Différence entre E_c et E_{cm}

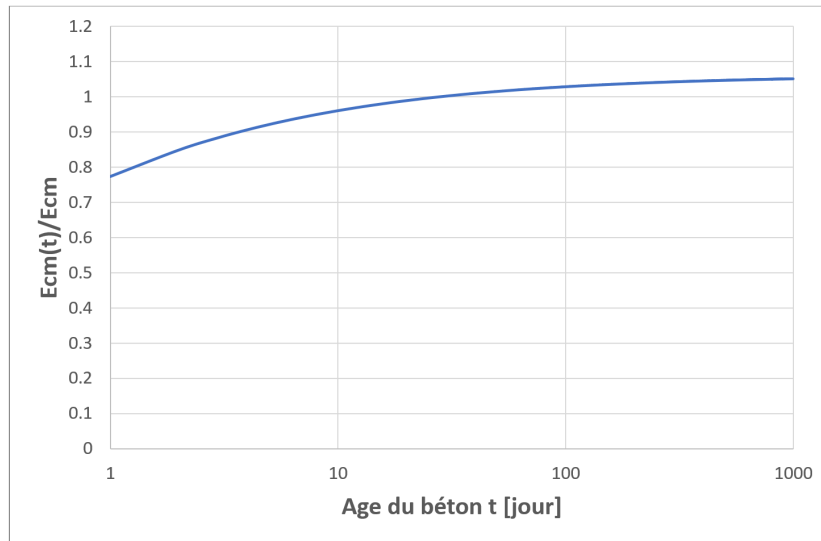


FIGURE 4.2 – Évolution du module d'élasticité avec le temps pour un ciment de classe R

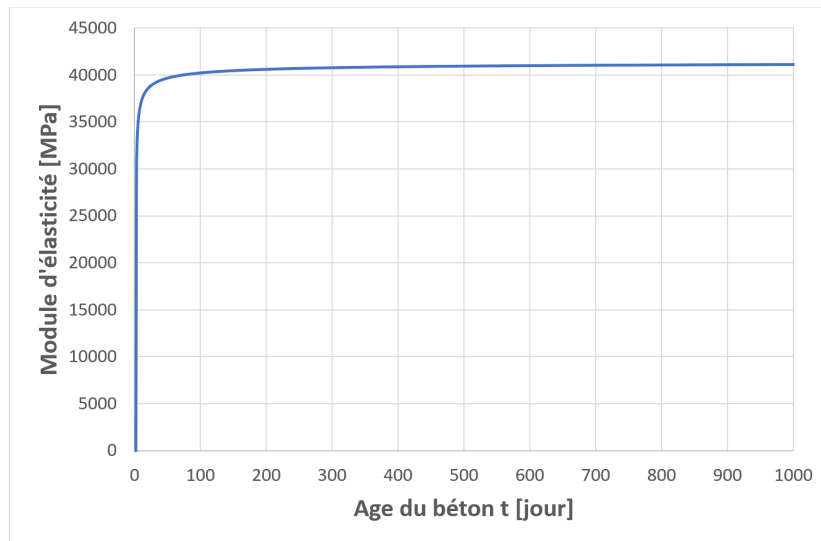


FIGURE 4.3 – Évolution dans le temps du module d'élasticité pour un béton de classe C60/75 et un ciment de classe R selon l'EC2

Il est intéressant de noter que la valeur du module d'élasticité atteint plus rapidement une valeur qui se stabilise par rapport à la résistance à la compression. Cela suggère que le comportement mécanique du matériau, tel que caractérisé par le module d'élasticité, peut se développer et se stabiliser plus rapidement que sa résistance à la compression.

4.2 Evolution de la résistance à la compression avec le temps selon l'Eurocode 2

L'évolution de la résistance à la compression du béton dans le temps est donnée par les équations suivantes provenant de l'Eurocode 2 [8] :

$$\begin{aligned} f_{cm}(t) &= \beta_{cc}(t) * f_{cm} \\ \beta_{cc} &= e^{s(1-\sqrt{\frac{28}{t}})} \end{aligned} \quad (4.4)$$

où

$f_{cm}(t)$ est la résistance moyenne à la compression à l'âge t (donné en jours)

$\beta_{cc}(t)$ est un coefficient qui dépend de l'âge du béton

s est un coefficient qui dépend du type de ciment utilisé

La valeur de f_{cm} , la résistance moyenne à 28 jours, est trouvée grâce à cette équation :

$$f_{cm} = f_{ck} + 8 \text{ MPa} \quad (4.5)$$

où f_{ck} est la résistance caractéristique (fractile 5%) sur cylindre ($\phi = 150\text{mm}$, $h = 300\text{mm}$) à 28 jours d'âge.

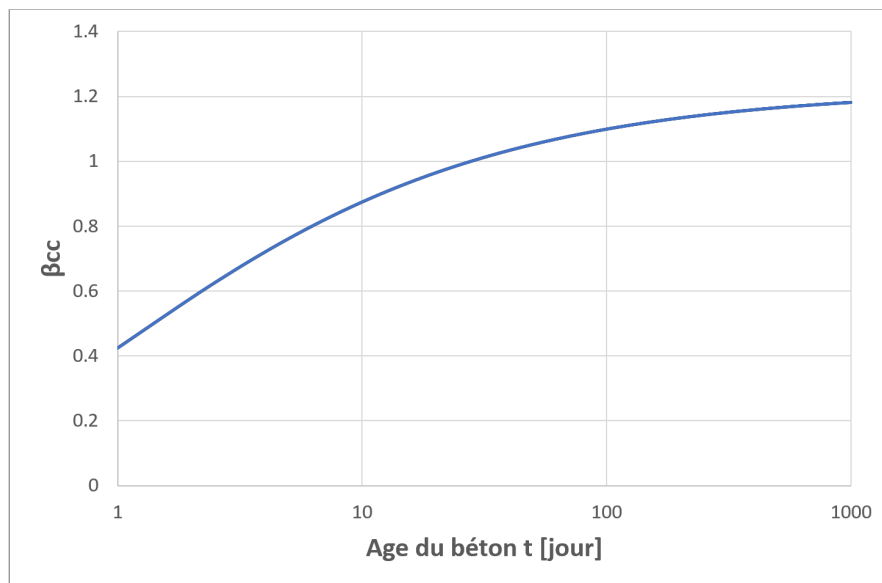


FIGURE 4.4 – Évolution dans le temps de β_{cc} pour un ciment de classe R selon l'EC2

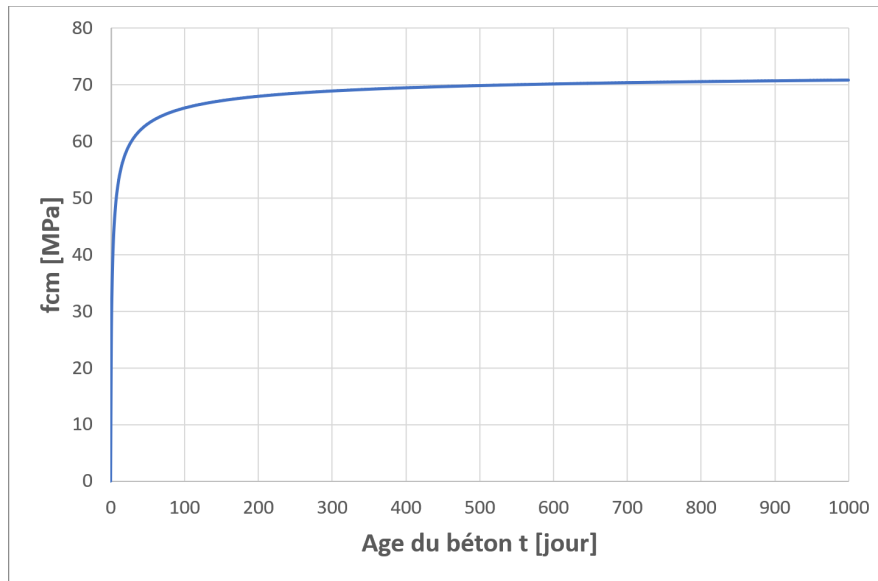


FIGURE 4.5 – Évolution dans le temps de la résistance à la compression pour un béton de classe C60/75 et un ciment de classe R selon l'EC2

4.3 Mise en place du béton dans les moules

Il a fallu déterminer à l'avance le nombre de test qu'il serait utile de faire durant le quadrimestre afin de remplir le bon nombre de moules. Les dimensions des moules cylindriques utilisés sont les suivantes : diamètre = 10cm et hauteur = 20cm. Des moules cubiques de 15cm de côté ont été utilisés également.

Après réflexion, les moments opportuns pour réaliser les tests sur les éprouvettes en béton ont été déterminés. Ces moments sont les suivants : lorsque le béton a 2, 6, 9, 23, 28 jours et 2 mois. Ces moments ont été choisis car ils correspondent respectivement au moment du transfert de précontrainte, 4 jours, une semaine et 3 semaines après le transfert, 28 jours car c'est un âge important pour un béton et 2 mois afin de pouvoir observer une certaine stabilisation des valeurs de résistance et de module d'élasticité.

Nous nous sommes rendus lors d'un bétonnage à l'usine Ergon afin de collecter le même béton qui est utilisé pour les poutres B14 du viaduc de Huccorgne dans les moules, c'est-à-dire un béton C60/75 comme mentionné précédemment.



FIGURE 4.6 – Processus de remplissage de béton dans la brouette



FIGURE 4.7 – Compactage du béton dans les moules sur la table vibrante

Les moules ont été remplis en suivant la procédure suivante. Afin d'obtenir une bonne densité de béton partout dans l'éprouvette, le moule est rempli en trois couches entre lesquelles le béton est vibré à chaque fois en utilisant une table vibrante comme montré à la Figure 4.9. La première couche remplit la moitié du moule et les deux autres couches remplissent chacune un quart du moule. Pour la dernière couche, une hausse est rajoutée au moule afin que notre éprouvette soit bien remplie et vibrée jusqu'au sommet grâce à un petit supplément de béton que l'on vient par la suite araser [20]. Si la hausse n'était pas utilisée, la qualité du béton en face supérieure serait nettement moins bonne et il faudrait beaucoup rajuster l'éprouvette avant de réaliser l'essai.

Il faut néanmoins noter que le béton qui a été utilisé pour couler les poutres n'a évidemment pas été vibré de la même manière que nos éprouvettes. Les deux ont été vibrés en utilisant la vibration externe, cependant la table vibrante a été utilisée pour les éprouvettes et le coffrage vibrant pour les poutres.

4.4 Stockage des moules

Afin d'obtenir des essais en laboratoire représentatifs de la réalité, les moules remplis de béton ont été conservés dans les mêmes conditions que la poutre de laquelle ils ont été issus.

Cela implique que lorsque la poutre, à partir de laquelle le béton est prélevé pour remplir les moules, se trouve encore dans l'usine de préfabrication, les moules sont conservés dans les installations de l'usine d'Ergon. Une fois que la poutre quitte l'usine et est transférée sur le chantier, les moules restants sont stockés à l'extérieur.

Les moules remplis de béton ont donc été conservés autant que possible dans les mêmes conditions que la poutre de laquelle ils ont été issus, soit en usine lorsque la poutre était encore là, soit à l'extérieur lorsqu'elle était sur le chantier. Cela maximise donc les chances que les essais en laboratoire se rapprochent le plus possible de la réalité et permettent ainsi d'obtenir des résultats fiables et représentatifs. En règle générale, nous amenions l'éprouvette au laboratoire LEMSC la veille de la réalisation de l'essai.

4.5 Les essais réalisés sur cylindre

Les essais sur cylindre ont été réalisés dans le but de déterminer à la fois le module sécant d'élasticité et la résistance à la compression d'un béton C60/75.

4.5.1 Préparation des éprouvettes

Avant la réalisation de l'essai, il faut préparer l'éprouvette et mesurer de nombreux paramètres sur celle-ci. Une fois le cylindre démoulé, ajusté et séché, ces différents paramètres peuvent être mesurés.

Le premier paramètre à déterminer est son poids. Ceci permettant d'analyser la masse volumique du béton utilisé pour fabriquer les poutres. Bien que les éprouvettes aient été vibrées d'une autre façon que la poutre, la vibration du béton n'impacte pas significativement la valeur de cette masse volumique.

Ensuite, il a été nécessaire de déterminer le diamètre de l'éprouvette, car c'est un paramètre crucial pour la mesure de la résistance à la compression. En effet, le diamètre de l'éprouvette détermine la surface sur laquelle la force sera exercée. De plus, la mesure du diamètre est essentielle pour calculer le volume du cylindre et ainsi évaluer sa masse volumique. Pour ce faire, 3 mesures du diamètre ont été

effectuées à l'aide d'un pied à coulisse et une moyenne de ces 3 mesures a été prise pour déterminer la valeur du diamètre.

Il a fallu également déterminer la longueur du cylindre pour avoir toutes les informations pour déterminer la masse volumique. A nouveau, la longueur du cylindre a été déterminée à l'aide d'un pied à coulisse.



FIGURE 4.8 – Mesure du diamètre du cylindre



FIGURE 4.9 – Mesure de la longueur du cylindre

Une fois ces paramètres déterminés, l'étape suivante consistait à coller au total les 6 pastilles demec qui permettent d'attacher les deux couronnes à l'éprouvette (trois par couronnes). Ce sont sur ces couronnes que les capteurs de déplacement viennent se fixer. Sur la Figure 4.10, les 2 couronnes sont en haut à gauche de l'image. La Figure 4.11 représente l'éprouvette de béton pendant l'essai. Les capteurs de déplacement peuvent mesurer des déplacements de 5mm ce qui est suffisant pour le cylindre.

La pose de petites plaques entre l'éprouvette en béton et les plateaux de compression comme montré sur la Figure 4.11 est nécessaire afin d'assurer une répartition uniforme de la charge totale sur la section de l'éprouvette. Il est également important de veiller à ce que l'éprouvette soit placée au centre du plateau inférieur.

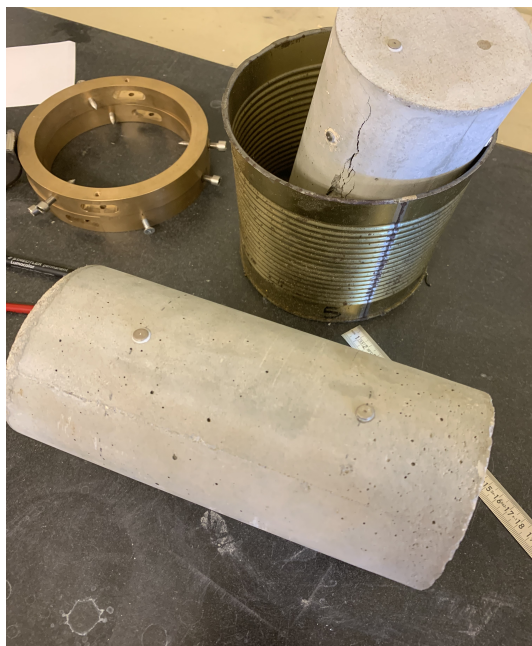


FIGURE 4.10 – Cylindre avec pastilles demec collées



FIGURE 4.11 – Éprouvette avec capteurs entre les 2 plateaux de compression

4.5.2 Détermination du module sécant stabilisé d'élasticité

Dans cette section, la procédure suivie pour déterminer le module sécant stabilisé d'élasticité en compression d'un béton à un instant considéré est expliquée en détail. Les différentes mesures, effectuées par la machine *INSTRON 500* et les calculs réalisés pour traiter les données reçues, seront également détaillés. Par la suite, les résultats obtenus seront présentés et leur signification sera discutée.

Procédure

La procédure suivie pour déterminer le module sécant stabilisé d'élasticité correspond à celle prescrite par la norme belge NBN EN 12390-12 : 2021 "Essais pour béton durci - Partie 13 : Détermination du module sécant d'élasticité en compression" [21]. Par définition, le module sécant stabilisé d'élasticité $E_{C,S}$ est la pente sécante de la courbe de contrainte-déformation après 3 cycles de chargement. Dans les annexes à la section I, vous trouverez une description de la procédure appliquée à la réalisation de nos essais.

Résultats

Après réalisation de l'essai, la machine fournit ces informations : le temps d'exécution, le déplacement du plateau de compression, la force appliquée ainsi que les déplacements des 3 capteurs de déplacements. A partir de ces données, il a fallu créer une feuille de calcul pour connaître la contrainte et la déformation afin de pouvoir tracer le graphe permettant de calculer le module sécant d'élasticité.

Au total, 6 essais de détermination du module sécant d'élasticité ont été réalisés respectivement à 2, 6, 9, 23, 28 et 63 jours. Ceci dans le but de pouvoir analyser l'évolution temporelle de celui-ci. Tous les graphiques des essais ne seront pas présentés dans cette section car les allures de ceux-ci sont les mêmes, ce n'est donc pas utile et pertinent de tous les afficher. Mais ils ont des valeurs différentes ce qui mène donc à différentes valeurs évoluant dans le temps du module sécant d'élasticité.

Le graphique présenté à la Figure 4.12 illustre l'évolution de la force au vérin lors de l'essai effectué sur un échantillon de béton âgé de 6 jours. Il est observé que la rupture de l'éprouvette survient à la fin des cycles malgré que la résistance à la compression du béton dépasse légèrement 500 kN. Cela démontre que la machine a su dépasser sa capacité de 500 kN de quelques dizaines de kilonewtons, évitant ainsi l'utilisation de la presse Galdabini.

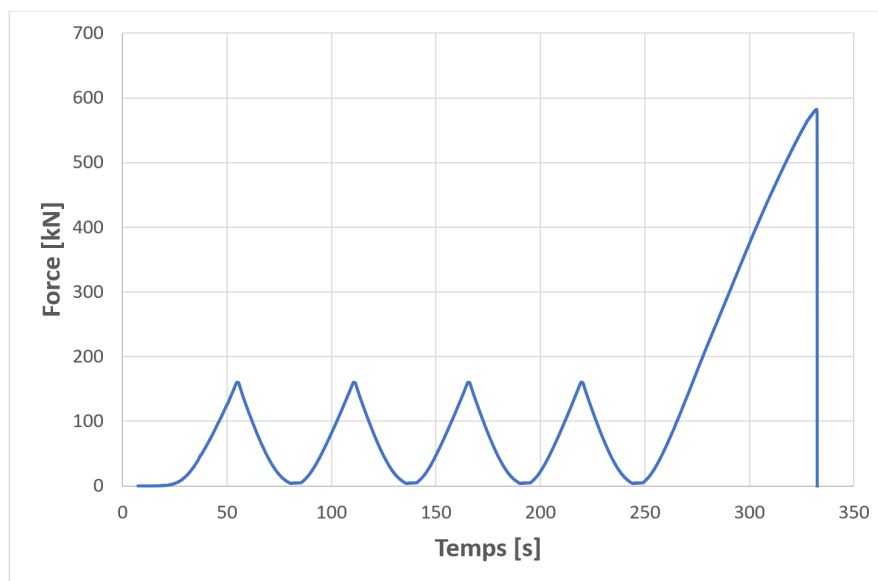


FIGURE 4.12 – Évolution de la force au vérin dans le temps lors de l'essai

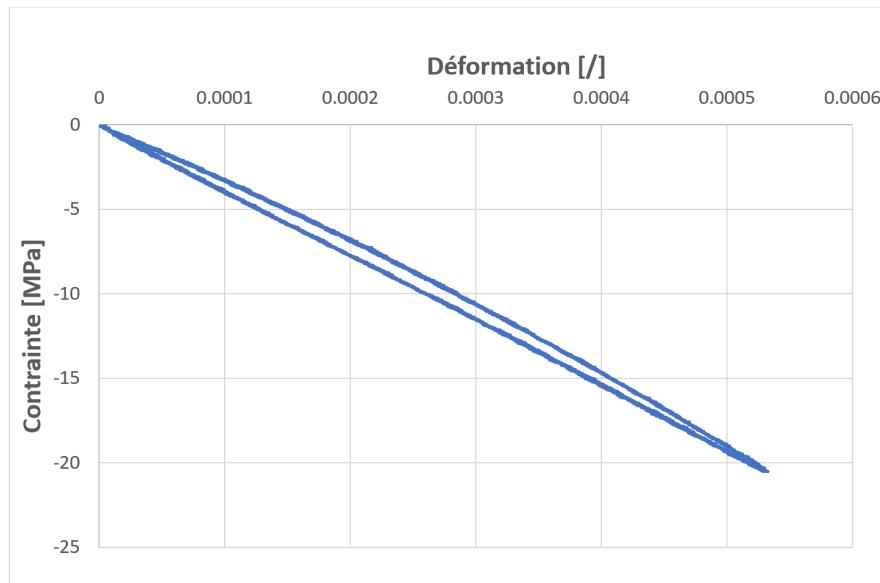


FIGURE 4.13 – Graphique contrainte - déformation pour les cycles de chargement

Le graphique à la Figure 4.13 représente une superposition de tous les cycles de chargement. Il est intéressant d'en extraire le troisième cycle puisque les valeurs de $\epsilon_{a,3}$ et $\epsilon_{b,2}$ sont déterminées sur celui-ci.

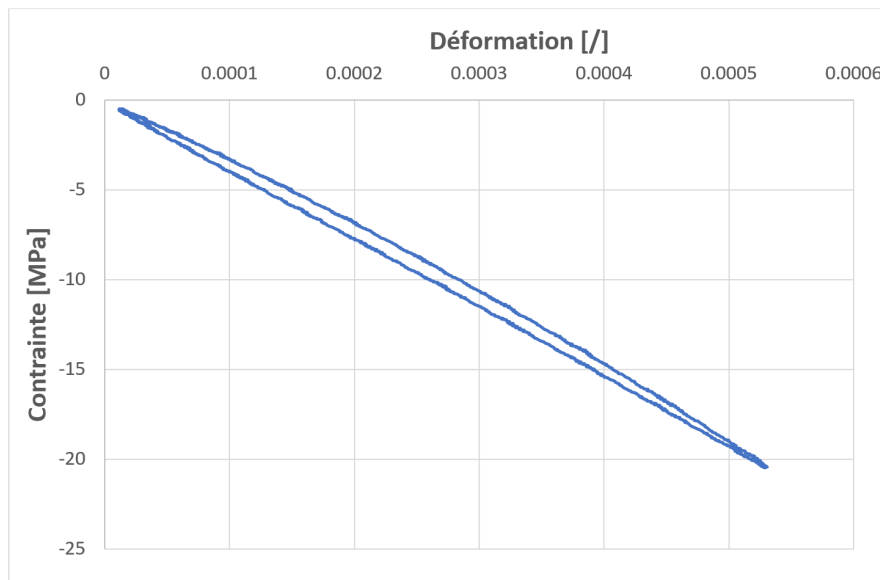


FIGURE 4.14 – Graphique contrainte - déformation pour le 3ème cycle de chargement

À partir du graphique illustré à la Figure 4.14, il est possible de conclure que $\epsilon_{a,3} = 5.3 * 10^{-4}$ et que $\epsilon_{b,2} = 1.5 * 10^{-5}$. Et du graphique représenté à la Figure 4.13, il est possible de calculer $\sigma_a^m = -20.49 \text{ MPa}$ ainsi que $\sigma_b^m = -0.53 \text{ MPa}$. En disposant de toutes les données nécessaires pour le calcul du module sécant stabilisé d'élasticité, le calcul a été effectué et a donné un résultat de 38 877 MPa à 6 jours.

Le tableau ci-dessous résume les résultats de tous les essais effectués :

Âge du béton [jours]	Module sécant d'élasticité [MPa]
2	37396
6	38877
9	45884
23	44617
28	45608
63	43913

L'utilisation d'un graphique permet de mieux visualiser l'évolution des résultats. Ainsi, le graphique 4.15 présente les valeurs obtenues lors des essais pour le module sécant d'élasticité.

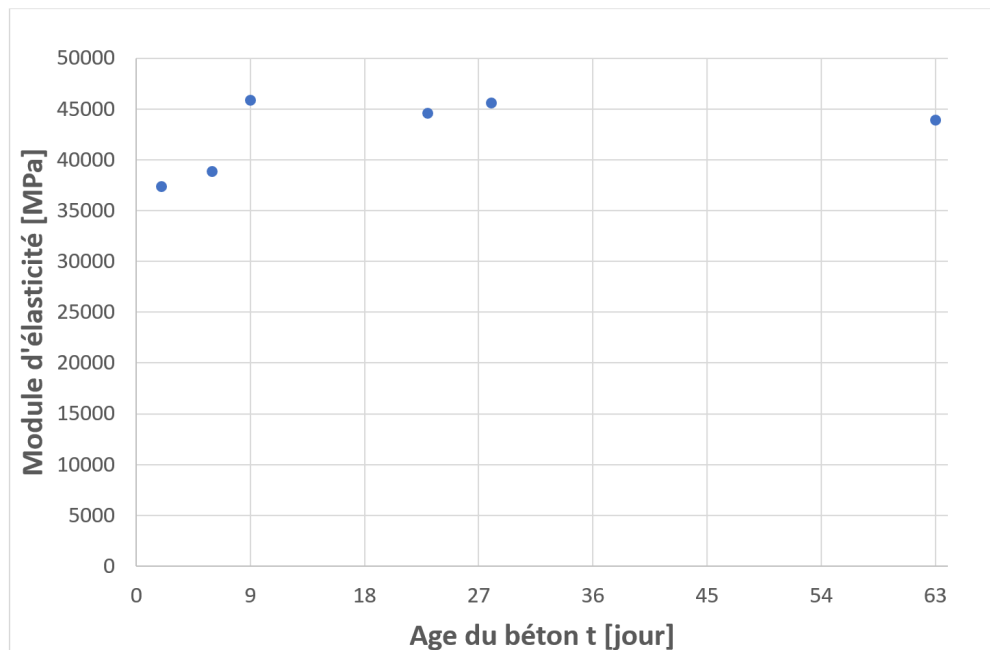


FIGURE 4.15 – Résultat des essais de laboratoire pour le module d'élasticité

Le graphique montre que la valeur du module sécant d'élasticité du béton présente initialement une augmentation rapide mais que celle-ci se stabilise assez vite au fil du temps. De plus, les points ne sont pas parfaitement alignés ou ne suivent pas une courbe uniforme. Cette variabilité est due aux incertitudes inhérentes (hétérogénéité du béton et incertitudes de mesure) liées aux essais, ce sujet sera abordé en détail dans une section ultérieure de ce chapitre.

4.5.3 Détermination de la résistance à la compression sur cylindre

Procédure

La procédure pour la réalisation des essais de résistance à la compression est décrite dans les annexes à la section II. L'essai est soit réalisé à l'aide de la machine *INSTRON 500* soit avec la presse Galdabini.

Résultats

Après réalisation des essais, nous obtenons ces résultats :

Âge du béton [jour]	Résistance à la compression [MPa]
2	51.2
6	74.3
13	88.0
23	92.6
63	97.7

Ces résultats s'avèrent beaucoup plus parlants et visuels lorsqu'ils sont représentés sur un graphique tel que présenté à la Figure 4.16 ci-dessous :

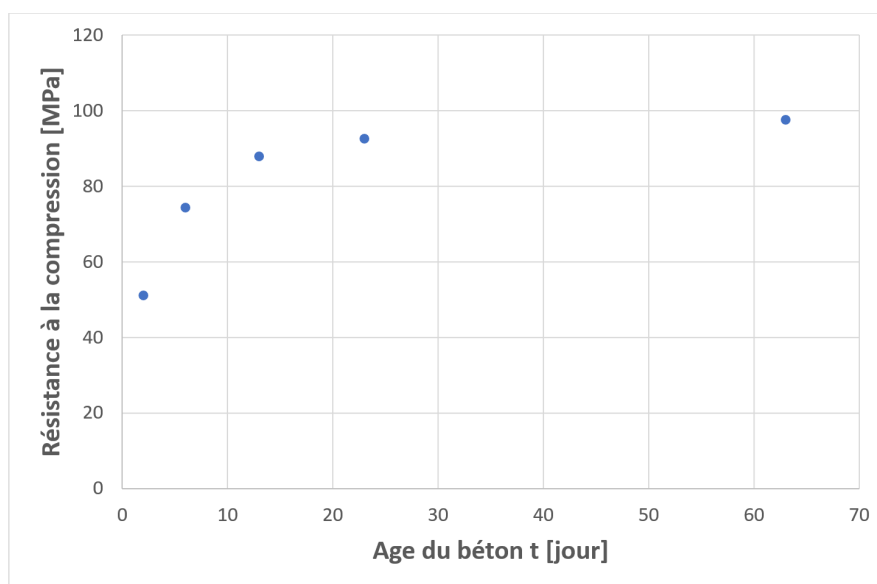


FIGURE 4.16 – Résultat des essais de laboratoire pour la résistance à la compression

Une augmentation significative de la résistance à la compression du béton au cours des 0 à 15 premiers jours est observée, suivie d’une croissance plus lente de sa résistance par la suite.

4.6 Les essais réalisés sur cubes

4.6.1 Préparation des éprouvettes

Trois cubes de dimensions 15x15x15 cm ont été remplis lors d’un bétonnage effectué chez Ergon. Ils ont ensuite été conservés en usine pendant la plus longue période possible, puis transférés dans la cour du laboratoire LEMSC afin d’être soumis aux mêmes conditions climatiques que les poutres du viaduc de Huccorgne jusqu’au jour de l’essai.

Les trois cubes n’ont pas nécessité de rectification, mais seulement un démoulage, suivi de mesures dimensionnelles et de pesées. Les mesures consistaient à prendre les dimensions des faces de chargement supérieure et inférieure, ainsi que la hauteur, et à évaluer leur poids afin de déterminer leur masse volumique.

4.6.2 Détermination de la résistance à la compression sur cube à 28 jours

Les trois cubes ont été successivement placés sur la presse Galdabini pour évaluer leur résistance à la compression. Cette méthode permet de soumettre les échantillons à une force progressive jusqu'à ce qu'ils atteignent leur point de rupture. La force maximale supportée par chaque cube lors de cet essai nous indique la valeur de sa résistance à la compression.

	Cube 1	Cube 2	Cube 3
x [mm]	149.77	149.71	149.84
y [mm]	150.95	150.23	150.85
h [mm]	149.88	149.83	149.70
A [m ²]	$2.26 * 10^{-2}$	$2.25 * 10^{-2}$	$2.26 * 10^{-2}$
V [m ³]	$3.39 * 10^{-3}$	$3.37 * 10^{-3}$	$3.38 * 10^{-3}$
Masse [kg]	8322	8305	8331
Masse volumique [kg/m ³]	2456.1	2464.7	2462.0
Charge à la rupture [tonnes]	226.0	236.5	241.5
Résistance à la compression [MPa]	98.03	103.13	104.78

Étant donné que trois essais sur un même béton ont été réalisés le même jour, il est possible d'effectuer des analyses statistiques pour tracer la courbe de Gauss représentant la résistance à la compression sur cube à 28 jours.

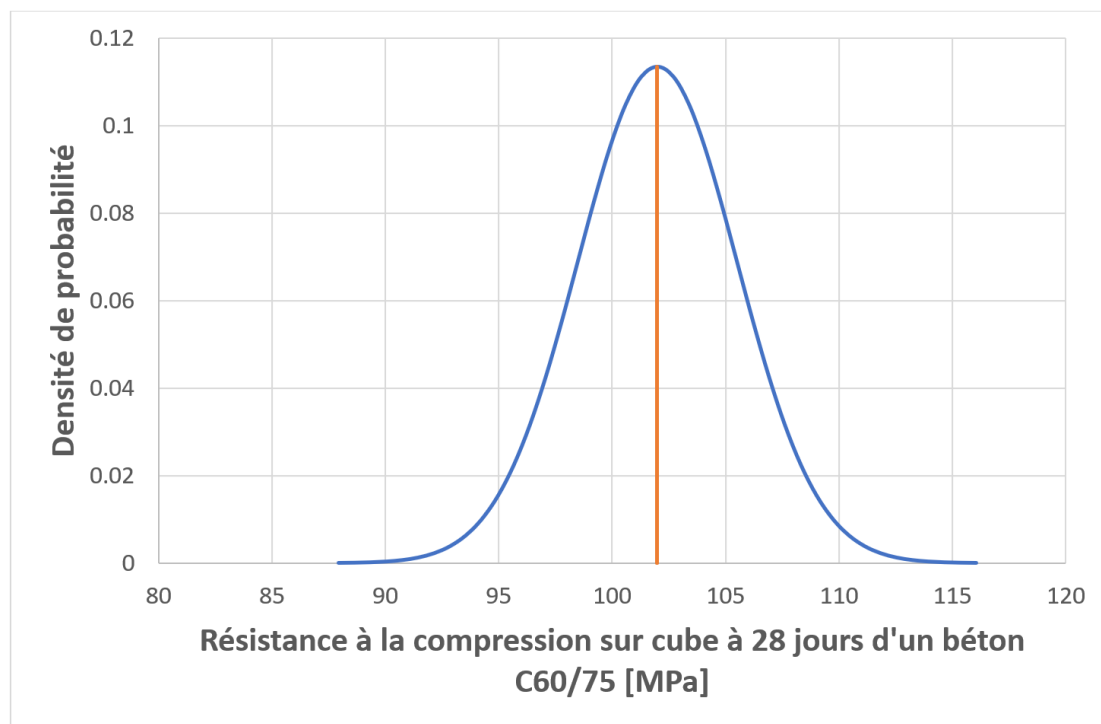


FIGURE 4.17 – Courbe de Gauss (bleu) et moyenne (orange) déterminées à partir des 3 essais

À partir de ce graphique, il est observé que la résistance à la compression sur cube à 28 jours du béton C60/75 dépasse largement la valeur de 75 MPa. Cette observation est tout à fait cohérente, car 75 MPa représente le fractile de 5%, ce qui signifie que cette valeur de résistance à la compression de 75 MPa est en réalité dépassée dans 95% des cas.

4.7 Détermination de l'incertitude de mesure pour les essais

4.7.1 Introduction

La détermination de l'incertitude de mesure pour tout essai réalisé en laboratoire est cruciale. En effet, il est intéressant de savoir quantifier l'erreur qui peut se cacher derrière la valeur obtenue lors d'un essai. Cette section sera donc dédiée à l'analyse détaillée de cette détermination de l'incertitude de mesure. La procédure suivie et décrite ci-dessous est celle expliquée dans l'article "Détermination de l'incertitude de mesure pour les essais dans le secteur de la Construction" reçu par le LEMSC. [22]

Comme évoqué précédemment, il convient de prendre en compte les erreurs inhérentes à nos résultats d'essai. En effet, deux essais réalisés sur une même éprouvette, le même jour à la même heure peuvent donner des résultats différents.

L'hétérogénéité des matériaux, en particulier dans le cas du béton, peut introduire une source d'erreur significative. Cependant, il convient de noter que le laboratoire n'est pas responsable de cette incertitude inhérente. Par conséquent, cette erreur n'est pas prise en compte dans l'approche adoptée par la suite, nous nous limitons à calculer les incertitudes de mesure et nous ne calculerons pas les incertitudes liées à l'hétérogénéité du béton bien que nous en tenions compte lors de l'analyse et l'interprétation des résultats.

Pour quantifier précisément cette erreur liée à l'hétérogénéité du béton, il aurait été nécessaire d'effectuer un nombre considérablement plus important d'essais et d'obtenir des informations détaillées de la part d'Ergon, le fabricant du béton. Malheureusement, ces contraintes pratiques ont limité notre capacité à obtenir ces données supplémentaires.

"Du fait de l'hétérogénéité des matériaux d'essais, il est particulièrement difficile de différencier l'incertitude de mesure de l'essai proprement dite, de la dispersion des valeurs d'une caractéristique sur plusieurs échantillons ou sur un même échantillon. Les principales sources d'incertitude de mesure sont celles qui contribuent au moins pour 95% à l'incertitude-type composée" [22], les autres sources d'incertitudes sont ignorées.

Pour mieux comprendre, ce qu'est l'incertitude de mesure, "c'est un terme lié au résultat d'un mesurage qui restitue la dispersion des valeurs observées. Une manière encore plus simple de la définir est de considérer qu'il s'agit du chiffre situé après le signe "+/-" ou la demi-longueur de l'intervalle à l'intérieur duquel la vraie valeur devrait se situer avec une certaine probabilité" [22]. Plus l'incertitude de mesure est grande, plus les résultats peuvent varier.

La procédure qui a été utilisée pour déterminer l'incertitude de mesure est appelée l'approche "Bottom-up". "L'objectif de cette démarche est d'identifier chaque source d'incertitude significative individuellement, de les quantifier séparément, et de calculer par la suite une incertitude totale, au moyen d'une combinaison/sommation spécifique des incertitudes individuelles." [22]

Les étapes sont donc les suivantes :

- Définir la grandeur à mesurer et les unités dans lesquelles cette dernière sera exprimée.
- Déterminer le modèle mathématique avec les paramètres d'entrée x_i et la grandeur de sortie du modèle mathématique y . Par exemple, dans notre cas pour l'essai de compression $\sigma = \frac{F}{\pi \cdot r^2}$ avec F en N et r en mm et pour l'essai du module sécant : $E = \frac{\sigma}{\epsilon}$ avec $\sigma = \frac{F}{\pi \cdot r^2}$ en MPa et $\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0}$ [].
- Identifier les sources d'incertitudes.
- Déterminer l'incertitude des appareils de mesure.
- Déterminer d'autres composantes d'incertitude, si celles-ci peuvent constituer une contribution importante.
- Préparer le bilan des incertitudes et exprimer chaque source d'incertitude de mesure comme une incertitude-type $u(x_i)$.
- Calculer l'incertitude composée : dans la plupart des cas, cela revient à ce que l'on appelle la RSS ou la racine de la somme des carrés.
- Calculer l'incertitude élargie : multiplier l'incertitude-type composée calculée juste avant par le facteur d'élargissement k pour obtenir l'incertitude élargie U . A un niveau de confiance de 95%, cela correspond à un facteur $k = 2$.

Afin de pouvoir comprendre les tableaux qui présenteront ces sources d'incertitudes et leur quantification, il est essentiel de rappeler les points suivants pour l'établissement des incertitudes types par l'approche "bottom-up" :

Distribution normale

Distribution normale (ou distribution Gaussienne) telle que par exemple un certificat d'étalonnage $k = 2$: $u(x_i) = \frac{U(x_i, \text{certificat})}{2}$

Distribution rectangulaire

Distribution rectangulaire : telle que les spécifications d'un fabricant, où on travaille souvent avec des limites inférieure et supérieure ($-a$ et $+a$). Cette distribution est principalement utilisée lorsque, de manière générale, il n'y a pas d'information disponible sur la distribution réelle, mais où l'étendue maximale des valeurs possibles est connue. Dans ce cas : $u = \frac{a}{\sqrt{3}}$ ou par exemple dans le cas de la résolution d'un équipement : $u = \frac{R}{2\sqrt{3}}$ (avec R = la résolution).

Distribution triangulaire

Distribution triangulaire : telle que dans le cas de production en grande série sous des contrôles qualité performants. Dans ce cas $u = \frac{a}{\sqrt{6}}$

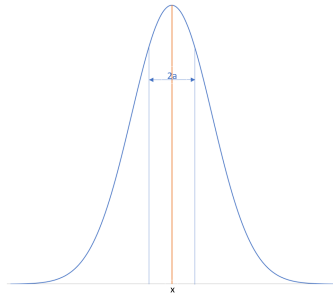


FIGURE 4.18 –
Distribution normale
(95% de la surface est
située entre -2σ et
 $+2\sigma$)

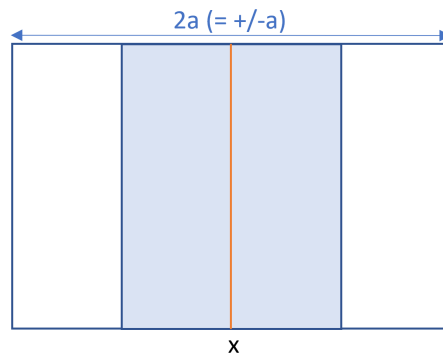


FIGURE 4.19 – Distribution
rectangulaire

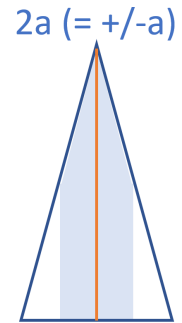


FIGURE 4.20
–
Distribution
triangulaire

4.7.2 Détermination de l'incertitude de mesure pour le module sécant d'élasticité

Le module sécant d'élasticité est donné par la formule suivante :

$$E_{C,S} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_S} [N/mm\ddot{s}] \quad (4.6)$$

où $\Delta\sigma$ est la différence de contrainte en MPa et $\Delta\epsilon_S$ la différence de déformation.

Des incertitudes de mesure vont donc résider à la fois dans le $\Delta\sigma$ et le $\Delta\epsilon_S$. Le Tableau 4.1 liste toutes les contributions à l'incertitude de mesure en évaluant leur valeur absolue.

Grandeurs d'influence		Contribution à l'incertitude Valeur absolue	Remarques
Mesurage des dimensions			
Diamètre de l'éprouvette	$u_{a,1}[\text{mm}]$	$\frac{0.0264}{2} = 0.0132$	Étalonnage du pied à coulisse de 30 cm : certificat d'étalonnage avec incertitude de mesure élargie $U = \pm 0.0264 \text{ m}$ (type B, distribution normale)
	$u_{a,2}[\text{mm}]$	$\frac{0.005}{\sqrt{6}} = 0.002$	Répétabilité sur une cale étalon par différents opérateurs : écart-type de 10x6 répétitions = $5 \mu\text{m}$ (Type A), une série comporte 6 répétitions donc on divise par $\sqrt{6}$
	$u_{a,3}[\text{mm}]$	$\frac{0.05}{\sqrt{3}} = 0.0289$	Critère de refus fixé en interne à $\pm 0.05\text{mm}$ (type B, distribution rectangulaire)
	$u_{a,4}[\text{mm}]$	0.4669	Ecart-type pour la mesure du diamètre des éprouvettes pour un diamètre mesurant habituellement 100mm.
	$u_a [\text{mm}]$	0.4680	$= \sqrt{u_{a,1}^2 + u_{a,2}^2 + u_{a,3}^2 + u_{a,4}^2}$
Distance entre pastilles	$u_l [\text{mm}]$	$\frac{0.0264}{2} = 0.0132$	Étalonnage du pied à coulisse de 30 cm : certificat d'étalonnage avec incertitude de mesure élargie $U = \pm 0.0264 \text{ m}$ (type B, distribution normale)
Déplacement	$u_d [\%]$	$\frac{0.01}{\sqrt{3}} = 0.5774$	Les capteurs LVDT sont de classe 1, soit un écart maximum de 1% (type B, distribution normale)
	$\Delta d [\text{mm}]$	0.001	Résolution de lecture de 0.001 mm pour les capteurs LVDT.
Mesurage de la force de rupture			
Force	$u_f [\%]$	$\frac{0.01}{\sqrt{3}} = 0.5774$	Critère d'acceptation fixé à une machine de classe 1 soit un écart maximum de 1% (type B, distribution normale)

TABLE 4.1 – Grandeurs mesurées qui contribuent à l'incertitude de mesure

Après une analyse approfondie des facteurs contribuant à l'incertitude de mesure et après avoir quantifié les valeurs absolues de ces facteurs, le calcul de l'incertitude de mesure élargie est effectué à l'aide du tableau suivant :

Grandeur	Symbole + unités	x_i [mm]	$u(x_i)$ [mm]	$\frac{u(x_i)}{x_i}$ [%]	Contribution relative [N/mm ²]
Diamètre cylindre	ϕ [mm]	100.178	0.4680	0.4671	0.4671% * 43912.5 =205.1266
Distance entre pastilles	L0 [mm]	99.296	0.0132	0.0133	0.0133% * 43912.5 =5.8376
Charge maximale moyenne	F_a [kN]	250.525		0.5774	0.5774%*43912.5 =253.5290
Charge minimale moyenne	F_b [kN]	3.837		0.5774	253.5290
Déplacement a,3	$L_{a,3}$ [mm]	0.06688		0.5774	253.5290
Déplacement b,2	$L_{b,2}$ [mm]	-0.00389		0.5774	253.5290
Module sécant stabilisé d'élasticité	$E_{C,S}$ [$\frac{N}{mm^2}$]	43912.5	u_c [$\frac{N}{mm^2}$]	1.2457	547.0089
k = 2			U [$\frac{N}{mm^2}$]	1.2458*2 = 2.4914	2.4914%*43912.5 = 1094.02
Lecture LVDT	$\sigma_{\Delta d}$ [$\frac{N}{mm^2}$]	1206.87			
Résultat module sécant stabilisé d'élasticité	$E_{C,S}$ [$\frac{N}{mm^2}$]	43912.5	+/-		2300.89

TABLE 4.2 – Calcul de l'incertitude élargie du module sécant stabilisé d'élasticité

L'incertitude de mesure pour le dernier essai est estimée à 2300.89 MPa, ce qui correspond à une incertitude relative de 5.2%. Cette valeur est considérée comme raisonnable dans le contexte de la mesure effectuée.

La procédure de détermination de l'incertitude de mesure a été effectuée pour le dernier essai. Bien qu'il soit recommandé de répéter cette procédure pour chaque essai, il convient de noter que la variation du pourcentage d'incertitude entre les essais ne devrait pas différer de manière significative. Par conséquent, une seule évaluation de l'incertitude de mesure a été effectuée pour représenter l'ensemble des essais.

4.7.3 Détermination de l'incertitude de mesure pour la résistance à la compression

La résistance à la compression est donnée par la formule suivante :

$$f_{cm} = \frac{F}{S} \quad (4.7)$$

où F est la force de rupture et S la section de l'éprouvette.

A nouveau, des incertitudes de mesure vont donc résider à la fois dans le F et dans le S.

Grandeurs d'influence		Contribution à l'incertitude Valeur absolue	Remarques
Mesurage des dimensions			
Diamètre de l'éprouvette	$u_{a,1} [\text{mm}]$	$= \frac{0.0264}{2}$ $= 0.0132$	Étalonnage du pied à coulisse de 30 cm : certificat d'étalonnage avec incertitude de mesure élargie $U = \pm 0.0264 \text{ m}$ (type B, distribution normale)
	$u_{a,2} [\text{mm}]$	$= \frac{0.005}{\sqrt{6}} =$ 0.002	Répétabilité sur une cale étalon par différents opérateurs : écart-type de 10x6 répétitions = $5 \mu\text{m}$ (Type A), une série comporte 6 répétitions donc on divise par $\sqrt{6}$
	$u_{a,3} [\text{mm}]$	$= \frac{0.05}{\sqrt{3}}$ $= 0.0289$	Critère de refus fixé en interne à $\pm$ 0.05mm (type B, distribution rectangulaire)
	$u_{a,4} [\text{mm}]$	0.4669	Ecart-type pour la mesure du diamètre des éprouvettes pour un diamètre mesurant habituellement 100mm.
	$u_a [\text{mm}]$	$= 0.4680$	$= \sqrt{u_{a,1}^2 + u_{a,2}^2 + u_{a,3}^2 + u_{a,4}^2}$
Mesurage de la force de rupture			
Force	$u_f [\%]$	$= \frac{0.01}{\sqrt{3}}$ $= 0.5774$	Critère d'acceptation fixé à une machine de classe 1 soit un écart maximum de 1% (type B, distribution normale)
	$\Delta F [\text{kN}]$	4.905	Résolution de lecture de la force sur la presse Galdabini : erreur possible de 0.5 tonnes

TABLE 4.3 – Grandeurs mesurées qui contribuent à l'incertitude de mesure

Grandeur	Symbole - unités	x_i	$u(x_i)$ [mm]	$\frac{u(x_i)}{x_i}$ [%]	Contribution relative [N/mm ²]
Diamètre cylindre	ϕ [mm]	100.178	0.4680	0.4671	0.4671% * 97.669 =0.4562
Charge de rupture	F [kN]	769.822		0.5774	0.5774% * 97.669 =0.5639
Total résistance compression	f_c [$\frac{N}{mm^2}$]	97.669	u_c [$\frac{N}{mm^2}$]	$=\sqrt{0.4671^2 + 0.5774^2}$ 0.7427	0.7427%*97.669 =0.7253
		k = 2	U [$\frac{N}{mm^2}$]	0.7427*2 = 1.4853	1.4853%*97.669 =1.4507
Erreur maximale lecture presse Galdabini	$\sigma_{\Delta F}$ [$\frac{N}{mm^2}$]	0.6223			
Résultat résistance compression	f_c [$\frac{N}{mm^2}$]	97.669	+/-		2.073

TABLE 4.4 – Calcul de l'incertitude élargie de la résistance à la compression

D'après le tableau, il est possible de conclure que l'incertitude de mesure pour la détermination de la résistance à la compression est de 2,073 MPa pour le dernier essai, où une valeur de résistance à la compression de 97,669 MPa a été obtenue. Cela représente une incertitude de mesure légèrement supérieure à 2%, ce qui est considéré comme acceptable au vu de la mesure effectuée.

4.8 Conclusion : comparaison des valeurs issues de l'Eurocode 2 avec les valeurs des essais en laboratoire

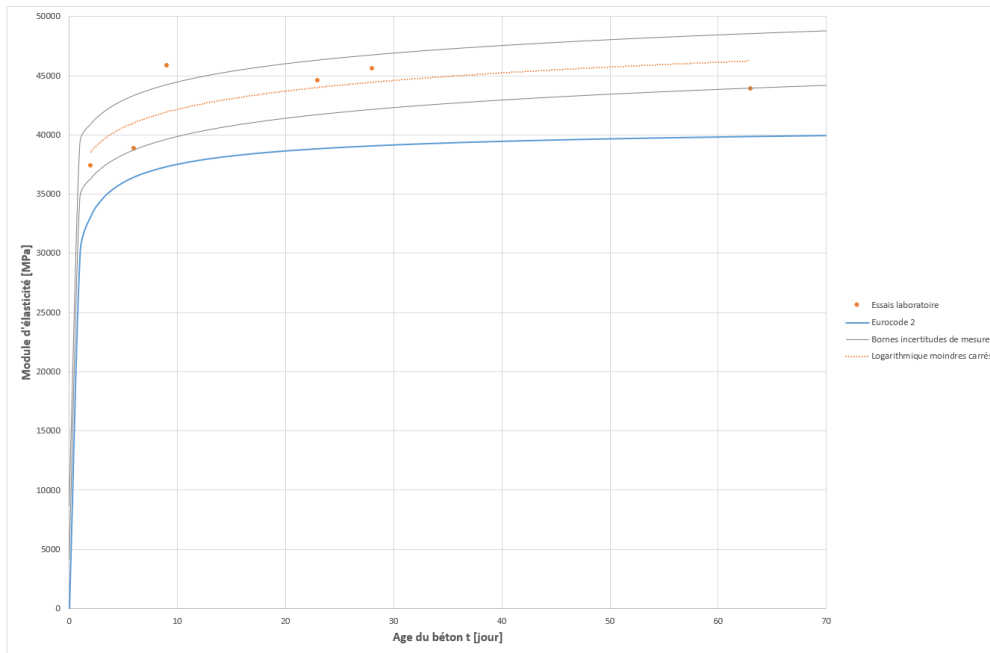


FIGURE 4.21 – Comparaison de l'évolution théorique selon l'EC2 du module d'élasticité dans le temps avec les essais réalisés en laboratoire

Une observation notable sur le graphique présenté en Figure 4.21 est que les points représentant les essais du module sécant stabilisé d'élasticité ne sont pas parfaitement alignés et ne suivent pas une courbe uniforme. Cette observation peut être attribuée à trois facteurs principaux.

Premièrement, l'incertitude de mesure de l'ordre de 2300 MPa (soit plus de 5%) contribue à la dispersion des valeurs mesurées. Deuxièmement, l'hétérogénéité intrinsèque du béton peut également jouer un rôle important. En effet, différentes éprouvettes peuvent présenter des qualités de béton variables, même si elles proviennent du même coulage. Ainsi, certaines éprouvettes peuvent exhiber une meilleure qualité de béton que d'autres, ce qui se traduit par une variation des valeurs mesurées et explique l'absence d'une courbe lisse et régulière. Troisièmement, les conditions atmosphériques de stockage n'ont pas été similaires pour les différents moules ce qui génère une explication supplémentaire à cette variation.

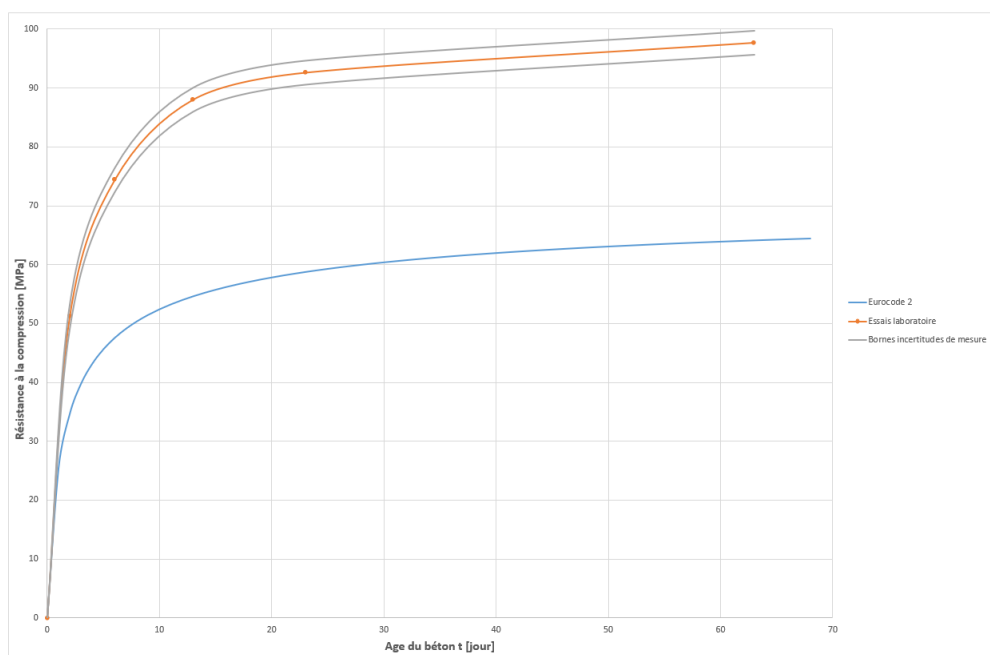


FIGURE 4.22 – Comparaison de l'évolution théorique selon l'EC2 de la résistance à la compression sur cylindre dans le temps avec les essais réalisés en laboratoire

De ce graphique présenté en Figure 4.22, il est possible d'observer que les essais présentent moins de variations. Cela est dû à une incertitude de mesures moins importante, qui s'élève à 2%.

Les résultats obtenus dans les graphes présentés ci-contre démontrent une tendance à se situer au-dessus des valeurs prévues par l'Eurocode. Cela est expliqué par le fait que l'Eurocode considère la valeur caractéristique avec un niveau de probabilité de 5%. Ainsi, dans 95% des cas, les résistances observées en réalité dépassent cette valeur caractéristique, ce qui est donc observé dans nos essais en laboratoire.

À la lumière de ces graphiques, il est cohérent de conclure qu'il est important de prendre en compte l'évolution du module d'élasticité et de la résistance à la compression dans la méthode de calcul de prédiction des déformées d'une poutre, afin d'obtenir des résultats par calculs précis et fiables. De plus, il peut également être déduit que pour obtenir des résultats correspondant au mieux à la réalité, il est préférable d'utiliser les valeurs déduites des essais en laboratoire plutôt que celles prescrites par l'Eurocode 2. En effet, les valeurs prescrites par l'Eurocode 2 donneront des valeurs de contre-flèche plus importantes car les propriétés réelles du béton sont sous-estimées.

Chapitre 5

Méthode de calcul pour la prévision des valeurs de flèche

Ce chapitre est dédié à l'explication de la méthode de calcul utilisée pour évaluer les valeurs de flèche aux moments jugés opportuns de la vie des poutres en béton précontraint. La méthode de calcul sera appliquée aux poutres de type B14 du viaduc de Huccorgne mais elle pourrait être appliquée à n'importe quel type de poutre quels que soient sa géométrie, les surcharges qui lui seront appliquées, son âge lors du transfert etc.

La méthode de calcul de prédiction des déformées des poutres se base sur les formules de l'Eurocode 2. En revanche, ces valeurs de flèches obtenues avec l'Eurocode 2 seront comparées par la suite avec les valeurs provenant des essais réalisés en laboratoire présentés au chapitre précédent. Il sera également intéressant de comparer les valeurs obtenues avec l'Eurocode 2 aux valeurs obtenues en prenant les formules du Model Code 2010 pour le retrait et le fluage ceci dans le but d'évaluer la fiabilité de l'Eurocode 2.

5.1 Explication de la démarche

La flèche des poutres sera calculée aux moments suivants jugés importants dans la vie de la poutre :

- Au moment du transfert de précontrainte
- 7 jours après le transfert de précontrainte
- Après la pose des prédalles
- Après le ferrailage de la dalle
- Après le bétonnage de la dalle

- Après la pose des trottoirs
- Pour un temps considéré comme infini, c'est-à-dire quand l'ouvrage aura 100 ans

Ce qui change entre tous ces moments est :

- La valeur de la précontrainte
- Le module sécant d'élasticité
- Le moment de flexion dans la poutre

Il faudra également prendre en compte les effets différés dans le temps comme le retrait, le fluage et la relaxation.

De manière générale, la flèche d'une poutre est le résultat de la double intégration de la courbure.

$$y = y_0 + \int_0^l \int_0^l \frac{1}{r} ds \quad (5.1)$$

Cette relation est basée sur des considérations géométriques comme la compatibilité des déformations et l'hypothèse selon laquelle les sections restent planes après déformation (hypothèse de Navier).

Lorsque le matériaux est élastique linéaire, comme le béton par exemple, la courbure de l'élément est liée à la rigidité flexionnelle et au moment de flexion par la relation linéaire :

$$\frac{1}{r} = \frac{d^2 y}{dx^2} = \frac{M}{E.I} \quad (5.2)$$

où

M est le moment de flexion

E est le module d'élasticité

I est l'inertie de la section

On peut dès lors exprimer la flèche comme :

$$y = y_0 + \int_0^l \int_0^l \frac{1}{r} ds = y_0 + \int_0^l \int_0^l \frac{M}{E.I} ds \quad (5.3)$$

Une méthode pour déterminer la flèche consiste à calculer la courbure de l'élément, puis à calculer sa flèche par intégration numérique.

Dans le cas étudié ici, la poutre a été divisée en 30 tronçons de chacun un peu moins de un mètre. Ce nombre de tronçons pouvant être augmenté afin d'avoir un résultat davantage précis. Le choix des 30 tronçons offre un résultat bien assez précis (au dixième de mm) tout en gardant une rapidité de calcul. Il n'est donc pas utile de couper en davantage de tronçons la poutre. La Figure 5.1 ci-dessous illustre ce propos. En effet, il est observable qu'à partir de 30 tronçons, la valeur de la contre-flèche due à la précontrainte au moment du transfert est identique, au dixième de millimètre près, à celle obtenue en utilisant 120 tronçons (soit quatre fois plus). Un saut important est présent à partir 10 tronçons car c'est le moment où la géométrie spéciale présente à l'appui commence à être perçue par les tronçons.

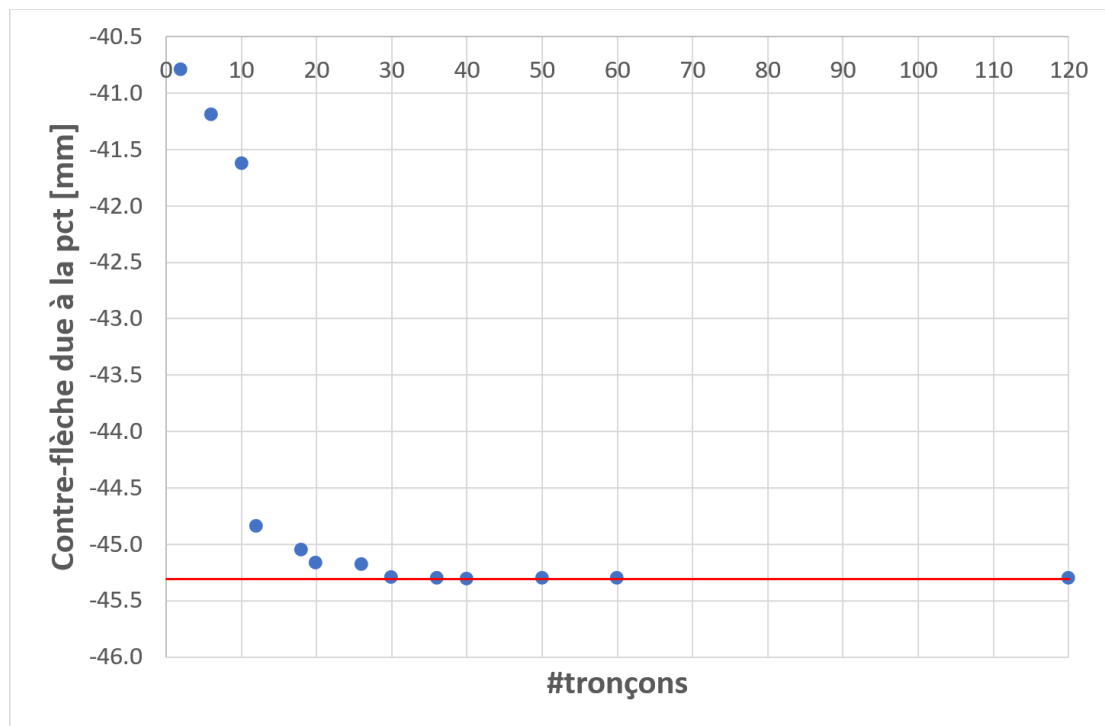


FIGURE 5.1 – Courbe de convergence pour déterminer le nombre de tronçons requis

Suite à cette analyse, l'intégrale sera donc transformée en une somme se composant de 30 éléments.

$$\int_0^l \frac{1}{r}(x) \cdot m^*(x) dx \approx \sum_{i=1}^{30} \left(\frac{1}{r}\right)_i \cdot m_i^* \cdot \Delta x_i \quad (5.4)$$

où

l est la longueur de la poutre

n est le nombre de tronçons qui divisent la poutre

$\left(\frac{1}{r}\right)_i$ est la courbure du tronçon i

m_i^* est le moment dans la section i dû à une charge virtuelle unitaire appliquée sur l'élément rendu isostatique à l'endroit où l'on calcule la flèche. Une représentation est faite à la Figure 5.2

Δx_i est la longueur du tronçon i

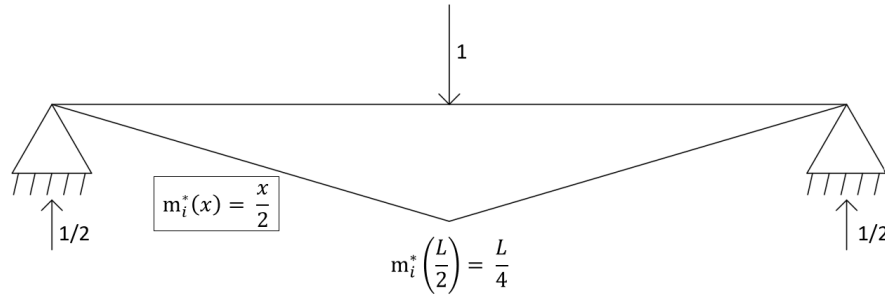


FIGURE 5.2 – Valeur de m_i^* le long de la poutre

5.2 Hypothèses de calcul

Afin de réaliser le modèle de calcul, il est essentiel de formuler les hypothèses nécessaires qui serviront de fondement. Les hypothèses établies sont les suivantes :

- La contre-flèche est calculée en utilisant le moment non fissuré de la section étant donné que la poutre est précontrainte et donc supposée non fissurée.
- Les pertes de précontrainte liées au frottement des armatures $\Delta P_\mu(x)$ sont négligées étant donné la prétension. En effet, la précontrainte implique que les torons ne sont pas enfilés dans des gaines et donc subissent uniquement des pertes par frottement aux endroits des déviateurs. Dans le cas des poutres du viaduc de Huccorgne, il n'y a qu'un seul déviateur, qui se situe à mi-portée de la poutre. Ainsi, il semble raisonnable de considérer l'hypothèse selon laquelle les pertes par frottement sont négligeables sur toute la longueur de la poutre.

- Étant donné la longueur importante de la poutre (29.84m), les pertes instantanées causées par le recul des ancrages sont considérées comme négligeables en raison de la faible proportion qu'elles représentent. En effet, le recul se produit sur quelques millimètres ou centimètres mais cela n'affecte que la zone d'about c'est pourquoi cette perte est négligeable.
- La contribution des charges pour le calcul de la flèche est considérée de manière indépendante. En effet, à chaque instant considéré pour le calcul de la flèche, l'addition de chaque contribution sera établie. A titre d'exemple, lorsque le calcul de la déformée de la poutre avant le bétonnage est réalisé, l'effet de la précontrainte, le poids propre, la surcharge due aux prédalles et la surcharge due au ferrailage seront additionnées. Cela permettant notamment de pouvoir évaluer l'impact de chaque chargement.
- Des hypothèses simplificatrices pour les différents cas de chargement ont également été établies mais ceci sera abordé en détail lors du calcul de la surcharge de ceux-ci.
- Les pertes de précontrainte ont été calculées de manière indépendante. Cependant, cela ne correspond pas à la réalité. Par exemple, il est bien connu que les pertes liées au fluage vont influencer les pertes dues à la relaxation et inversement. Mais cela ne sera pas pris en compte dans cette méthode de calcul étant donné que ces interactions sont complexes à évaluer et qu'il est difficile de garder un modèle de calcul simple lorsque ces interactions sont intégrées.

5.3 Traitement des données géométriques

Afin de pouvoir réaliser des calculs de déformées de poutres ainsi que de contraintes dans des sections, il est nécessaire de traiter les données géométriques de la poutre concernée. La particularité des poutres du viaduc de Huccorgne est qu'elles présentent des sections variables sur leur longueur ainsi qu'un décrochement de la semelle inférieure aux appuis complexifiant ainsi le modèle de calcul.

5.3.1 Caractéristiques des différentes sections de béton

La géométrie de la poutre à l'appui (voir Figure 2.10) est valable pour une section se situant jusqu'à une distance de 1.47m depuis les appuis. Elle a été facilement traitée puisqu'il s'agit en réalité d'une section rectangulaire.

La deuxième géométrie (demi rectangle / demi section en I - voir Figure 2.11) est valable pour une section se situant à une distance entre 1.47m et 3.42m depuis les

appuis. Cette géométrie peut être divisée en 4 formes géométriques plus simples : 2 rectangles et 2 petits triangles.

La troisième géométrie (section en I - voir Figure 2.12) est valable pour une section se situant à une distance de plus de 3.42m depuis les appuis. Cette géométrie peut être séparée en 7 formes géométriques plus simples : 3 rectangles et 4 petits triangles.

Voici un tableau résumant les caractéristiques des 3 différentes sections de béton en ne prenant pas en compte la présence des torons.

	Aire A [m^2]	Centre de gravité y_g [m]	Inertie I [m^4]
Géométrie 1 (voir Fig. 2.10)	0.896	1.250	0.191
Géométrie 2 (voir Fig. 2.11)	1.224	0.969	0.461
Géométrie 3 (voir Fig. 2.12)	0.745	0.945	0.380

5.3.2 Caractéristiques des différentes sections de béton en prenant en compte la dalle

Lorsque la dalle est coulée et a réalisé sa prise, elle vient impacter le comportement de la poutre en augmentant sa section et son inertie et en relevant également le centre de gravité.

Compte tenu de la distance entre les poutres (voir Figure 2.6), les poutres intérieures reprennent une largeur de dalle de 3.525m et une épaisseur variable. En effet, 20 cm de béton ont été coulés à l'appui contre 17 cm en travée. Voici donc le tableau actualisé en ne tenant toujours pas compte des torons mais en prenant bien en compte la présence de la dalle.

	Aire A [m^2]	Centre de gravité y_g [m]	Inertie I [m^4]
Géométrie 1	1.707	1.685	0.551
Géométrie 2	2.035	1.445	1.163
Géométrie 3	1.555	0.453	2.942

5.4 Calcul des moments

Puisque les poutres en béton sont précontraintes, cela vient induire un effort normal ainsi que des moments dans les poutres en plus des efforts engendrés par les surcharges extérieures. Les poutres sont donc soumises à la flexion composée. Un élément structural est dit en flexion composée lorsqu'il est soumis à un effort normal ainsi qu'à un moment fléchissant ($N \neq 0$; $M \neq 0$). L'effort normal est ici un effort de compression induit par la précontrainte tandis que le moment fléchissant est induit par la précontrainte mais également par les surcharges qui s'appliquent sur la poutre lors de sa vie.

Cette section aborde la problématique de détermination des moments induits dans la poutre.

5.4.1 Moment induit par la précontrainte

La précontrainte est décrite comme un système de forces qui agit sur une structure. Ces forces internes s'ajoutent aux charges externes et génèrent des effets combinés sur la structure.

Comme mentionné précédemment, il y a 2 tracés de précontrainte différents : un tracé droit et un tracé dévié. C'est la précontrainte qui génère l'effort normal dans la poutre, induisant ainsi une flexion composée.

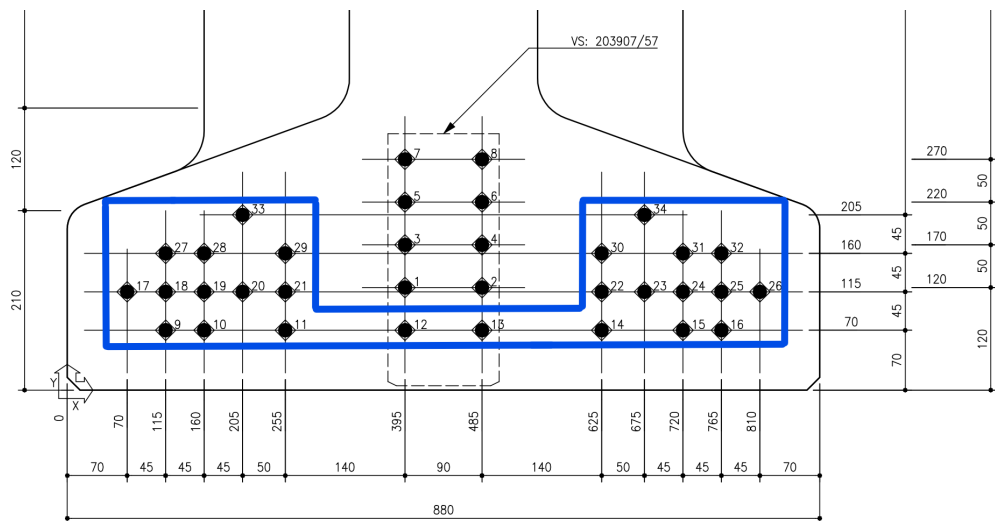


FIGURE 5.3 – Position des torons droits (encadrés en bleu) (côtes en mm)

Il est essentiel de calculer le centre de gravité des torons afin de savoir quel est le bras de levier qui réside entre ce point et le centre de gravité de la section. La Figure 5.3 indique la position exacte des torons droits qui est constante le long de la poutre. Le centre de gravité des torons droits a été calculé comme tel :

$$y_{g,droits} = \frac{8.\delta_1 + 10.\delta_2 + 6.\delta_3 + 2.\delta_4}{26} = 11.85 \text{ cm} \quad (5.5)$$

où δ_i est la distance entre la fibre inférieure de la poutre et la $i^{\text{ème}}$ ligne de torons droits.

En sachant cela, il a été aisé de trouver le moment dû à la précontrainte dans les torons droits. Celui-ci est quasiment constant tout le long de la poutre à partir de 1.47m là où la semelle inférieure du I naît. En effet, dans l'expression ci-dessous uniquement le centre de gravité de la section, $y_{g,tot}(x)$, dépend de l'endroit où l'on se trouve par rapport à l'appui.

$$M_{pct,droit}(x) = n_{droits} \cdot F_{toron} \cdot (y_{g,tot}(x) - y_{g,droits}) \quad (5.6)$$

n_{droits} dans l'expression précédente correspond au nombre de torons ayant un tracé droit et F_{toron} la force introduite dans un seul toron.

$y_{g,tot}(x)$ correspond au centre de gravité de la section totale. Il est calculé en prenant en compte de la présence des torons droits et déviés :

$$y_{g,tot}(x) = \frac{y_{g,c}(x) \cdot A_c(x) + y_{g,déviés}(x) \cdot A_{p,déviés} \cdot \frac{E_p}{E_c} + y_{g,droits} \cdot A_{p,droits} \cdot \frac{E_p}{E_c}}{A_c(x) + A_{p,déviés} \cdot \frac{E_p}{E_c} + A_{p,droits} \cdot \frac{E_p}{E_c}} \quad (5.7)$$

Le centre de gravité des torons ayant un tracé dévié, $y_{g,déviés}(x)$, est obtenu en additionnant 7.5cm à l'expression 2.2 qui donne la position du toron inférieure le long de la poutre. Le 7.5 cm correspond au centre de gravité du groupe de torons déviés en noir sur la Figure 5.3 ci-dessus.

$$y_{g,torons \text{ déviés}}(x) = \begin{cases} -0.047x + 0.899 & \text{si } 0 \leq x \leq \frac{29.84}{2}, \\ 0.047x - 0.509 & \text{si } \frac{29.84}{2} < x \leq 29.84. \end{cases} \quad (5.8)$$

Une autre procédure a été utilisée pour évaluer l'effet induit dans la poutre par les torons présentant un tracé dévié [2]. Dans ce cas, l'effet du tracé de précontrainte dévié peut être interprété comme une charge répartie ascendante u combinée à un effort de compression $\tilde{P}$, une force verticale $\tilde{P} \tan \alpha$ à l'appui, et un moment dû à l'ancrage $e_1 \tilde{P}$ (voir Figure 5.4).

$$u = \frac{8.\tilde{P}.f}{L^2} \quad (5.9)$$

où

$\tilde{P} = P.\cos \alpha$ est la composante horizontale de la force de précontrainte P

f est la flèche du tracé de précontrainte

L est la longueur de la poutre

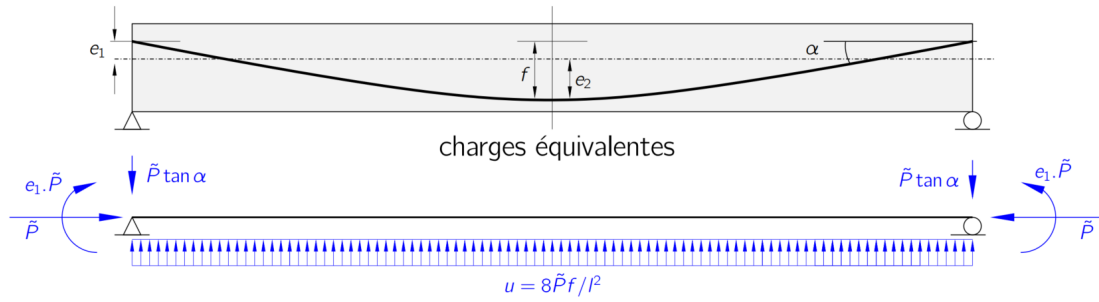


FIGURE 5.4 – Charges équivalentes à la précontrainte [2]

Le moment dû à la précontrainte ayant un tracé dévié ne va pas être constant sur la longueur de la poutre. Il va donc s'exprimer comme tel :

$$M_{pct,déviée}(x) = \frac{u.L.x}{2} - \frac{u.x^2}{2} + n_{déviés}.F_{toron}.\cos(\alpha). (y_{g,torons\ déviés}(0) - y_{g,tot}(x)) \quad (5.10)$$

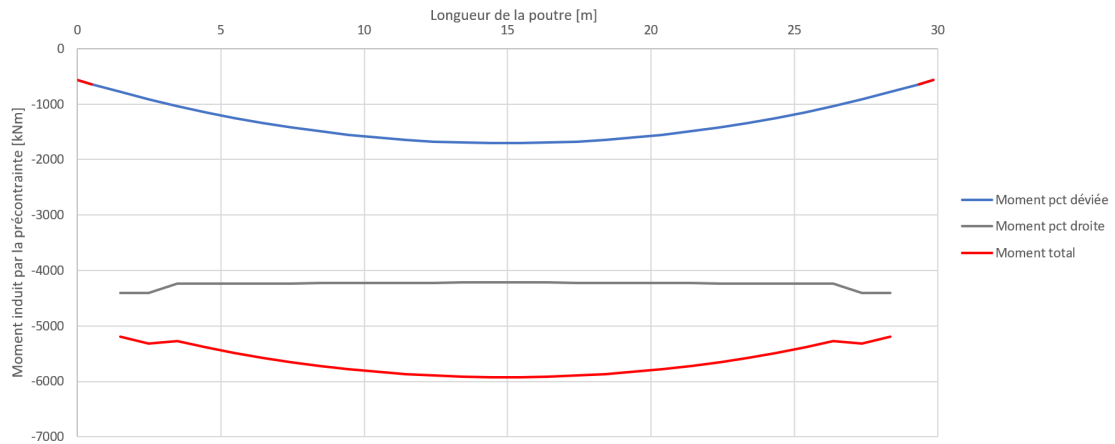


FIGURE 5.5 – Moment dû aux 2 tracés de précontrainte

De ce graphe, il est intéressant de réaliser que la contre-flèche à mi-travée est majoritairement due au tracé de précontrainte droit qui engendre un moment bien plus important dans la poutre. La convention de signe utilisée veut qu'un moment négatif vienne tendre la fibre supérieure de la poutre.

5.4.2 Moment induit par le poids propre

Le poids propre de la poutre induit un moment dans celle-ci. Il est calculé en prenant l'aire de béton armé multipliée par la densité du béton armé à laquelle on vient additionner l'aire des torons multipliée par la densité de l'acier utilisé pour les torons.

$$q_i(x) = \rho_{\text{béton armé}} \cdot A_c(x) + \rho_{\text{acier}} \cdot (A_{p,\text{déviables}} + A_{p,\text{droits}}) \quad (5.11)$$

La densité du béton armé $\rho_{\text{béton armé}}$ est la somme de la densité du béton (connue) et de la densité des aciers passifs dans la poutre (estimée à 300 kg/m^3). Le poids propre obtenu varie alors de 20 à 33 kN/m en fonction du type de section le long de la poutre.

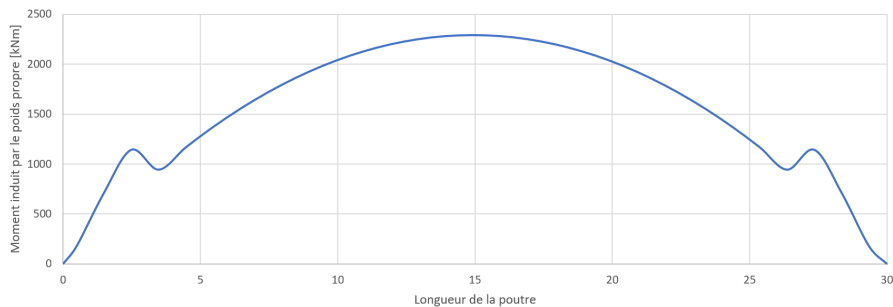


FIGURE 5.6 – Moment dû au poids propre de la poutre

À partir de ce graphique, il est intéressant de constater que la courbe n'est pas une équation du second degré, car la section de la poutre n'est pas constante sur toute sa longueur. Par conséquent, le poids propre de la poutre ne sera pas uniforme non plus. Un moment positif est observé indiquant que la fibre inférieure de la poutre est tendue.

5.4.3 Moment induit par les prédalles

Pour créer la voirie, des prédalles sont ensuite posées sur les poutres. Ces prédalles engendrent une surcharge sur les poutres et donc un moment additionnel. La surcharge induite par les prédalles sur une poutre vaut 7.05 kN/m.

5.4.4 Moment induit par le ferrailage

Le ferrailage posé sur les prédalles pour créer la dalle en béton armé engendre également une surcharge sur la poutre. Connaissant le poids total d'acier qui a été utilisé par travée, il est possible de déterminer cette surcharge. Elle vaut 1.36 kN/m.

5.4.5 Moment induit par le bétonnage de la dalle

La dalle coulée a une épaisseur variable en appui et à mi-travée pour compenser la contre-flèche de la poutre et ainsi créer un profil en long horizontal. Son épaisseur est de 17cm à mi-travée et 20cm aux appuis, engendrant ainsi une surcharge variant de 12.93 kN/m à mi travée et 15.22 kN/m aux appuis.

5.4.6 Moment induit par la pose des trottoirs

Comme mentionné dans l'introduction de ce chapitre, la méthode de calcul a été réalisée pour les poutres intérieures. Les trottoirs ne sont donc pas directement posés sur les poutres intérieures comme le montre la Figure 2.6. En revanche, puisque la dalle a durci, elle va se comporter comme une poutre hyperstatique sur 4 appuis. Le poids des trottoirs a donc une influence non-négligeable autant sur les poutres de rive que sur les poutres intérieures.

La surcharge des trottoirs a été évaluée à 3.6 kN/m pour le trottoir nord et 3.3 kN/m pour le trottoir sud qui est à la fois moins large et moins haut. Ces surcharges ont été appliquées sur la largeur requise et il ressort que la poutre intérieure nord subit une surcharge de 4.62 kN/m due aux deux trottoirs.

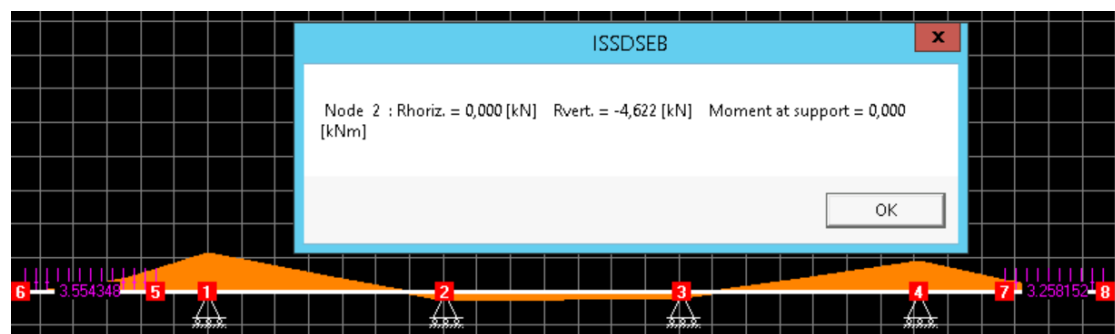


FIGURE 5.7 – Résultat ISSD : dalle hyperstatique [23]

5.4.7 Moment induit par le trafic routier

Il est également important de prendre en considération le trafic lors de l'estimation à long terme de la flèche de la poutre. Afin d'évaluer correctement la charge exercée par la circulation routière, L'Eurocode 1 a été utilisé, et plus précisément le modèle de charge 1 [24]. Ce modèle englobe la plupart des effets du trafic généré par les camions et les voitures. Les charges réparties fournies par l'Eurocode pour les voies 1, 2 et 3 sont respectivement de 9, 2.5 et $2.5 \frac{kN}{m^2}$. La voie 1 a été sélectionnée pour obtenir l'effet le plus défavorable sur la poutre calculée.

5.5 Calcul des pertes de précontrainte

Les pertes de précontrainte vont directement influencer le calcul de flèche puisque la force de précontrainte présente dans les torons crée des efforts dans la poutre qui se traduisent en moments et donc viennent influencer la courbure qui est directement liée à la valeur de la flèche.

Plusieurs phénomènes impactent ces pertes de précontrainte, ils font varier la force de précontrainte dans l'espace mais également dans le temps.

$$P = P(x, t) \quad (5.12)$$

Il y a 2 grandes familles de pertes. Les pertes instantanées et les pertes différées, les premières sont les pertes à court terme tandis que les autres sont les pertes à long terme.

Les pertes instantanées sont dues au frottement, au recul des ancrages et aux déformations instantanées du béton. Les pertes différées, quant à elles, sont dues à la relaxation des armatures, au retrait et au fluage du béton.

Cette section expliquera comment les pertes de précontrainte ont été calculées et prises en compte dans la méthode de calcul de prédiction de flèche.

5.5.1 Les pertes de tension instantanées

Les pertes instantanées sont uniquement dues à la déformation élastique instantanée du béton. En effet, les pertes liées au glissement aux ancrages et les pertes liées aux frottements des armatures sur les déviateurs sont ignorées.

La déformation du béton lors du transfert est connue. Étant donné que le béton est complètement adhérent à l'acier de précontrainte, nous pouvons connaître la contrainte que cette déformation apporte dans l'acier et donc calculer la perte de précontrainte en découlant. Cette perte est instantanée et ne varie pas au fil du temps.

5.5.2 Les pertes de tension différées

Les pertes de tension différées $\Delta P_t(x, t)$ sont celles qui se produisent à long terme.

$$\Delta P_t(x, t) = \Delta P_r(x, t) + \Delta P_s(x, t) + \Delta P_\phi(x, t) \quad (5.13)$$

avec

$\Delta P_r(x, t)$: la relaxation de l'acier de précontrainte

$\Delta P_s(x, t)$: le retrait du béton

$\Delta P_\phi(x, t)$: le fluage du béton

1. Pertes liées à la relaxation des aciers de précontrainte

Connaissant la contrainte initiale dans les aciers de précontrainte et la classe des aciers utilisés, il est possible de calculer la perte liée à la relaxation en utilisant les formules prescrites par l'Eurocode 2. Ces pertes dues à la relaxation des aciers augmentent dans le temps.

2. Pertes liées au retrait

Les pertes dues au retrait sont calculées en appliquant les formules prescrites par l'Eurocode 2. À partir de ces calculs, une déformation initiale de $4.7 * 10^{-5}$ est obtenue avant le transfert de précontrainte. Cette valeur est ensuite soustraite aux valeurs de déformation aux moments considérés. Ceci permettant de voir l'impact du retrait pour les pertes de précontrainte.

3. Pertes liées au fluage

Les coefficients de fluage doivent être calculés à chaque moment important, c'est à dire :

- Au moment du transfert de précontrainte
- 7 jours après le transfert de précontrainte
- Après la pose des prédalles
- Après le ferrailage de la dalle
- Après le bétonnage de la dalle
- Après la pose des trottoirs
- Pour un temps considéré comme infini, c'est-à-dire quand l'ouvrage aura 100 ans

D'autres coefficients de fluage vont devoir être calculés lorsqu'une surcharge vient solliciter la poutre car l'âge du béton lors du chargement changera.

Le calcul du coefficient de fluage dépend d'énormément de paramètres qui vont varier dans le temps comme l'humidité relative, la température de l'environnement où se trouve la poutre et l'âge du béton au moment considéré. Le coefficient de fluage dépend également de la géométrie de la section. Pour les poutres de type B14 du viaduc de Huccorgne, comme dit précédemment, il y a 3 sections différentes le long de la poutre. Ceci veut dire que pour un même instant, la valeur du coefficient de fluage ne sera pas la même tout le long de la poutre. La méthode de calcul par tronçons prouve donc une nouvelle fois son utilité.

5.6 Résultats et conclusions en utilisant l'Euro-code 2

Cette section est dédiée à la présentation des résultats de notre méthode de calcul de prédiction de contre-flèches. Ces résultats seront commentés afin de pouvoir en tirer des conclusions générales.

5.6.1 Contre-flèche aux différents moments

Etape	Age du béton [jour]	Flèche induite par la pct [mm]	Flèche induite par le poids propre [mm]	Flèche induite par la pose des pré-dalles [mm]	Flèche induite par le ferrailage de la dalle [mm]	Flèche induite par le bétonnage [mm]	Flèche induite par la pose des trottoirs [mm]	Flèche totale [mm]
Au transfert	4	-45.29	15.24					-30.06
7J post transfert	10	-52.59	18.00					-34.59
Après pose prédalles	27	-54.74	18.90	4.72				-31.13
Après ferrailage	55	-59.73	20.62	6.24	0.90			-31.97
Après bétonnage	56	-59.12	20.65	6.25	0.90	9.49		-21.82
Après pose des trottoirs	70	-59.75	20.93	6.42	1.13	11.86	3.02	-16.38
Temps infini (100 ans)	36594	-79.44	30.04	9.17	1.69	17.84	5.61	-15.09

TABLE 5.1 – Valeurs de contre-flèches aux différents moments selon l'EC2

Dans ce tableau, une flèche négative signifie une contre-flèche tandis qu'une valeur positive de flèche indique une flèche vers le bas.

Concernant l'analyse de ce tableau, plusieurs observations peuvent être faites concernant la contre-flèche. Tout d'abord, il est remarqué qu'en l'absence de sollicitation sur la poutre, une tendance à l'augmentation de la contre-flèche se manifeste au fil du temps. Cette augmentation est due au phénomène de fluage, qui provoque une déformation progressive du matériau au fil des charges appliquées.

D'autre part, chaque surcharge exercée sur la poutre a pour effet de diminuer la contre-flèche, c'est-à-dire de réduire la courbure de la poutre. Cette diminution peut être observée lorsque des charges supplémentaires sont appliquées sur la structure, ce qui entraîne une déformation venant à l'encontre de la déformation initiale due

à la précontrainte.

Cependant, il convient de noter qu'à un temps infini, une contre-flèche persiste toujours dans la poutre. Ceci est dû au fait que l'impact du trafic, qui est habituellement considéré comme une charge variable importante dans le cas d'un viaduc, n'a pas été inclus dans le Tableau 5.1. Effectivement, il faut noter que le trafic a en réalité un effet de réduction sur cette contre-flèche. En considérant toutes les sollicitations, y compris le trafic, la flèche calculée après un temps infini sera de 14,35 mm.

5.6.2 Contraintes dans la poutre à mi-travée et aux appuis

Etape	Âge du béton [jour]	Contraintes à l'appui [Mpa]		Contraintes à mi-travée [Mpa]	
		Fibre inf	Fibre sup	Fibre inf	Fibre sup
Au transfert	4	3.41	0.18	17.35	-1.42
7 jours après transfert	10	3.35	0.19	16.84	-1.27
Après pose des prédalles	27	3.10	0.41	14.78	1.04
Après le ferraillage	55	3.04	0.45	14.49	1.56
Après le bétonnage	56	2.59	0.90	10.40	6.16
Après la pose des trottoirs	70	2.43	1.04	9.19	7.63
Temps infini (100 ans)	36594	2.17	1.07	7.55	8.14

TABLE 5.2 – Contraintes dans la poutre au fil des chargements

Ce tableau indique la valeur des contraintes en fibres inférieure et supérieure à mi-travée et à l'appui au fil des chargement. Il est important de noter que les contraintes de compression et de traction présentent dans la poutre lors de chaque chargement sont dans la plage des contraintes admissibles pour du béton C60/75.

Il est intéressant de noter que la fibre inférieure est fortement comprimée lors du transfert de précontrainte et que cette contrainte diminue au fil des chargements. En effet, les surcharges apportées aux poutres sollicitent la fibre inférieure en traction. Les contraintes sont évidemment plus importantes à mi-travée qu'aux appuis mais il est important de vérifier qu'une contrainte de traction trop élevée ne naisse pas aux appuis ainsi qu'à mi-travée.

La résistance à la traction pour un béton de classe supérieure à C50/60 est définie comme :

$$f_{ctd} = \alpha_{ct} * \frac{f_{ctk,0.05}}{\gamma_c} = 1 * \frac{0.7 * 2.12 * \ln(1 + \frac{f_{cm}}{10})}{1.5} \quad (5.14)$$

Étant donné que la classe des poutres de Huccorgne est C60/75, le béton résiste à 2 MPa en traction. Les contraintes de traction présentes dans la poutre à mi-travée au transfert et 7 jours après la pose des prédalles sont bien inférieures à cette valeur. Par la suite, la surcharge due aux prédalles vient comprimer la fibre supérieure et donc faire disparaître la contrainte de traction.

Il est également important de noter que les contraintes de compression présentes dans la poutre au fil des chargements sont acceptables étant donné qu'elles sont inférieures à f_{cd}^* qui vaut 42.5 MPa pour un béton C60/75.

5.6.3 Pertes de précontrainte

Le Tableau 5.3 résume l'évolution des pertes de précontrainte dans le temps. Les pertes dues à la déformation élastique du béton restent constantes dans le temps. En effet, elles n'ont lieu qu'au moment du transfert de précontrainte et il n'y a donc pas davantage de pertes liées à la déformation élastique dans le temps. Sa seule contribution est au moment du transfert. Les pertes dues à la relaxation des aciers et au retrait et fluage du béton augmentent dans le temps.

Etape	Âge du béton [jour]	Pertes dues à la relaxation [kN]	Pertes dues à la déformation élastique [kN]	Pertes dues au retrait [kN]	Pertes dues au fluage [kN]
Au transfert 7 jours après transfert Après pose des prédalles Après le ferrailage Après le bétonnage Après la pose des trottoirs Temps infini (100 ans)	4	0.00	-10.85	0.00	0.00
	10	-1.95		-0.57	-2.72
	27	-2.45		-1.51	-3.88
	55	-2.85		-2.72	-5.26
	56	-2.87		-2.79	-5.29
	70	-3.00		-3.2	-5.21
	36594	-10.12		-7.91	-11.76

TABLE 5.3 – Valeur des pertes de précontraintes au fil des étapes clés

Il est intéressant de calculer le pourcentage de force perdue dans les torons à long terme. Le Tableau 5.4 montre que les pertes à long terme sont de 20.02% ce qui est dans l'ordre de grandeur attendu. En effet, il est souvent considéré que les pertes à long terme varient de 15% à 20% [2]. Il est donc visible ici que lors de notre calcul, une perte à long terme d'un peu plus de 20% est obtenue. De ces pertes, la contribution du fluage est la plus importante suivie par la déformation élastique, ensuite la relaxation et pour terminer le retrait du béton.

	Force [kN]	Pertes [%]
Force initiale dans un toron	203	
Pertes dues à la relaxation	-10.12	5.0
Pertes dues à la déformation élastique	-10.85	5.3
Pertes dues au retrait	-7.91	3.9
Pertes dues au fluage	-11.76	5.8
Pertes totales	-40.64	20.0
Force finale	162.36	

TABLE 5.4 – Pourcentages des pertes de précontrainte à long terme

5.7 Comparaison modèles de fluage et de retrait de l'Eurocode 2 et du Model Code 2010

Comme présenté dans l'étude bibliographique, il existe d'autres formules pour calculer notamment le retrait et le fluage. Ainsi, la question s'est posée de savoir quelles seraient les différences si les modèles de fluage et de retrait prescrits par le Model Code 2010 de la fib [9] étaient utilisés plutôt que ceux de l'Eurocode 2. Cette section vise à présenter les résultats de cette analyse comparative.

	y_{EC} [mm]	y_{MC} [mm]	Δ [mm]
7 jours après transfert	-34.59	-39.16	4.57
Après la pose des prédalles	-31.13	-35.85	4.72
Après le ferrailage	-31.97	-35.60	3.63
Après le bétonnage	-21.82	-25.15	3.33
Après la pose des trottoirs	-16.38	-20.08	3.70
Temps infini (100 ans)	-15.09	-13.74	-1.35

TABLE 5.5 – Comparaison valeurs contre-flèches entre l'Eurocode et le Model Code

Dans le Tableau 5.5, y_{EC} correspond à la valeur de contre-flèche calculée avec les modèles de retrait et de fluage prescrits par l'Eurocode 2 et y_{MC} est la valeur de contre-flèche calculée avec les modèles de retrait et de fluage prescrits par le Model Code 2010 de la fib. Cette analyse n'a pas été faite pour le moment du transfert de précontrainte car le phénomène de fluage n'a pas lieu à ce moment-là, il n'intervient qu'après.

Il a été conclu que le Model Code 2010 présente des contre-flèches plus importantes, avec une différence d'environ 3 à 4 mm à court terme. En revanche, sur le long terme, il présente des contre-flèches moins importantes par rapport à l'Eurocode 2. Il semble donc que les modèles de retrait et de fluage de l'Eurocode 2 et du Code Modèle 2010 soient relativement équivalents à long terme, mais qu'ils présentent des différences à court terme. Une explication à cela résiderait dans le fait que le Model Code donne des coefficients de fluage plus importants que l'Eurocode 2 surtout au court terme qu'à long terme.

En effet, le coefficient de fluage au moment du transfert pour la section en I est de 0.46 contre 0.24 pour l'Eurocode 2 et au temps infini est de 1.44 contre 1.37 pour l'Eurocode 2. Un coefficient de fluage plus important mène à des valeurs de contre-flèches plus importantes. En revanche, à long terme, le Model Code présente 40% de pertes dues au retrait de plus que l'Eurocode. Une plus grande perte implique une contre-flèche moins élevée ce qui explique pourquoi le Model Code obtient une valeur de contre-flèche plus petite que l'Eurocode pour un temps infini.

Les modèles de fluage et de retrait utilisés dans ce mémoire seront ceux prescrits par l'Eurocode. Cette décision est motivée par leur usage fréquent dans l'industrie et leur acceptation généralisée. De plus, afin d'assurer la cohérence de notre modèle de calcul, qui utilise également d'autres formules de l'Eurocode, il est préférable d'utiliser les modèles recommandés par cette norme. Cette approche garantit une cohérence globale dans notre étude. En outre, étant donné que la différence entre les deux modèles est de quelques millimètres, cela n'a pas un impact significatif étant donné la présence de nombreuses sources d'incertitudes associées à nos valeurs théoriques finales de contre-flèche.

5.8 Comparaison en utilisant les valeurs d'essais de laboratoire

Dans cette section, nous procédons à une comparaison entre la valeur théorique de contre-flèche (y_1) et la valeur de contre-flèche pour laquelle les résultats des essais en laboratoire ont été utilisés (y_2).

La valeur théorique y_1 est calculée en prenant en compte les valeurs spécifiées pour le module d'élasticité et la résistance à la compression du béton C60/75. En revanche, la valeur de contre-flèche y_2 utilise les valeurs obtenues à partir des résultats de nos essais de laboratoire pour le module d'élasticité et la résistance à la compression.

Cette comparaison permet d'évaluer dans quelle mesure l'Eurocode surestime ou sous-estime les valeurs réelles de contre-flèche présentes sur le chantier.

	y_1 [mm]	y_2 [mm]
Au transfert	-30.06	-26.76
7 jours après transfert	-34.59	-29.41
Après la pose des prédalles	-31.13	-25.45
Après le ferrailage	-31.97	-25.15
Après le bétonnage	-21.82	-16.54
Après la pose des trottoirs	-16.38	-12.27
Temps infini (100 ans)	-15.09	-11.61

TABLE 5.6 – Comparaison valeurs contre-flèches entre les valeurs théoriques et d'essais

Une conclusion tirée du chapitre précédent, qui traite des essais réalisés en laboratoire, est que l'Eurocode sous-estime les valeurs de résistance à la compression ainsi que les valeurs de module d'élasticité. Par conséquent, il est logique que les valeurs de contre-flèche théoriques soient plus élevées que les valeurs de contre-flèche qui utilisent les résultats des essais en laboratoire. C'est précisément ce que le Tableau 5.6 indique.

Chapitre 6

Prises de mesures en usine chez le fabricant

La contre-flèche apparaît lors de sa fabrication dès le relâchement des torons. Il est donc évident de commencer à prendre des mesures à partir de ce moment en usine.

Dans ce chapitre, l'accent sera mis sur l'examen de tous les aspects liés à cette prise de mesure en usine. Tout d'abord, les poutres précontraintes du viaduc de Huccorgne ont été produites par l'entreprise Ergon à Lier, en Flandre. Ergon nous a accordé l'autorisation d'accéder à son entrepôt dans le cadre de notre travail pour d'une part observer leur procédé de fabrication et d'autre part effectuer différentes prises de mesures. Ces différentes mesures ont été prises avec différents appareils de mesures fournis par le SPW. Par la suite, les données brutes fournies par ces appareils ont été traitées afin d'obtenir des résultats et d'en tirer des conclusions.

6.1 Entreprise Ergon

Ergon est une entreprise belge spécialisée dans la fabrication d'éléments préfabriqués précontraints pour le secteur de la construction. Fondée en 1990, Ergon propose une large gamme de produits sur mesure tels que des poutres, dalles, poteaux et murs. En Belgique, elle est largement présente et produit une grande partie des éléments précontraints préfabriqués dans le secteur de la construction.



FIGURE 6.1 – Entrepôt de fabrication Ergon

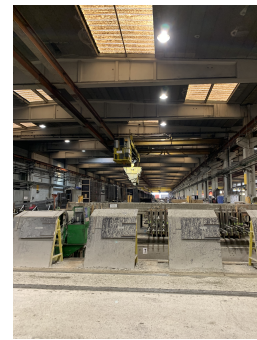
Après avoir présenté le but de notre mémoire aux responsables d'Ergon et obtenu leur accord, nous avons pu visiter l'usine de production située près d'Anvers. Cette visite nous a permis de suivre les différentes étapes de fabrication des poutres précontraintes de Huccorgne. Tout d'abord, les torons droits et déviés sont tendus un par un à l'aide d'une machine hydraulique (voir Figure 6.2c), et la déviation est réalisée à l'aide de déviateurs, voir Figure 6.2a. Ensuite, toutes les armatures passives sont positionnées autour des torons de précontrainte. Par la suite, le coffrage est mis en place pour permettre le coulage du béton, voir Figure 6.2b. Une fois le béton coulé, il est recouvert d'une bâche pour éviter toute fissuration jusqu'à ce qu'il atteigne une résistance minimale de 45 MPa. Ensuite, la tension des torons est progressivement relâchée, un toron à la fois, afin d'éviter une rupture soudaine. Cette étape peut prendre entre 1 et 2 heures. Les torons sont ensuite disqués et la poutre est déplacée du banc de précontrainte pour être entreposée à l'extérieur avant d'être livrée à Huccorgne.



(a) Déviateur pour les torons courbés



(b) Bétonnage d'une poutre



(c) Machine hydraulique de précontrainte (en vert)

FIGURE 6.2 – Fabrication d'une poutre précontrainte

Un point intéressant à mentionner est qu'Ergon fabrique toujours deux poutres sur le même banc de précontrainte mais celles-ci ne sont pas coulées en même temps. Cependant, la tension est obligatoirement enlevée en même temps pour les deux poutres puisque les torons de précontrainte sont les mêmes. De ce fait, l'âge du béton au moment du transfert de précontrainte varie souvent d'un jour entre deux poutres. De plus, si la dernière poutre est coulée le dernier jour de la semaine alors il faudra attendre le lundi pour le relâchement des torons ce qui augmentera considérablement l'âge du béton au moment du chargement d'une poutre par rapport à l'autre.



FIGURE 6.3 – Deux poutres sur le même banc de précontrainte

Par ailleurs, l'usine fonctionne 24h/24 ce qui implique que la coupe de torons peut aussi se faire la nuit. Malgré tout, les faibles températures hivernales nécessitent parfois qu'Ergon attende plus longtemps pour relâcher la tension des torons afin d'obtenir une résistance de béton suffisante pour procéder au relâchement. L'âge du béton au moment du coupage des torons, la température et l'humidité sont donc des paramètres qui peuvent varier pour la fabrication d'une même production de poutre. En effet, toutes les poutres du viaduc de Huccorgne n'avaient pas la même résistance ni la même température et humidité au moment du relâchement.

6.2 Prises de mesures

6.2.1 Mesures envisagées et instruments de mesure

Il est impératif de mesurer tous les paramètres qui peuvent influencer la contre-flèche au moment de la production de la poutre. La littérature scientifique souligne l'importance notamment de la température et de l'humidité de l'air environnant concernant la déformation de la poutre. De plus, il est essentiel d'obtenir une valeur précise de la contre-flèche au fil du temps lors de notre prise de mesure.

Par ailleurs, il est aussi intéressant de suivre l'évolution du Module de Young et de déterminer la résistance caractéristique à la compression, comme cela a déjà été abordé dans le Chapitre 4. Pour cela, il a été nécessaire de recueillir le béton utilisé pour les poutres dans plusieurs moules afin de réaliser des tests au fil du temps. Les moules cubiques pour la résistance caractéristique à la compression et les moules cylindriques pour le module de Young ont été remplis chez Ergon comme le montre la Figure 6.4.



FIGURE 6.4 – 9 moules remplis de béton frais

Comme préconisé lors de prises de mesures expérimentales, il a été convenu d'étudier l'évolution de trois poutres B14 identiques en évaluant la contre-flèche, la température et l'humidité dans l'entrepôt au fil du temps. La réalisation du travail sur trois poutres présente plusieurs avantages : elle permet d'accroître la fiabilité des mesures, d'évaluer la reproductibilité des résultats et de détecter d'éventuels écarts ou anomalies dans les résultats.

Pour quantifier les conditions atmosphériques, un hygro-thermomètre (voir Figure 6.5a) a été utilisé. Concernant la contre-flèche, la mesure d'élévation e attendue à mi-portée d'une poutre de 30m est de l'ordre de 2cm, soit un rapport e/L d'environ 0.1%, ce qui nécessite un appareillage précis. Après réflexion avec le SPW, l'utilisation d'inclinomètres (voir Figure 6.5b) a semblé être la meilleure option bien que leur installation prenne du temps.

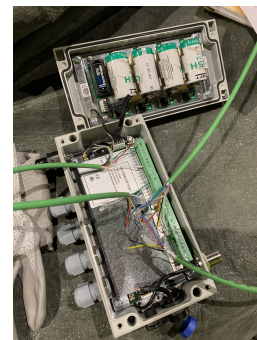
Ces inclinomètres permettent de fournir une valeur d'inclinaison en degrés selon un axe x ou y par rapport à une valeur de référence. Les cinq inclinomètres fournis doivent être connectés à un datalogger (voir Figure 6.5c) ou un ordinateur afin de récolter leurs données. Le datalogger permet d'effectuer des mesures à une fréquence souhaitée (toutes les minutes par exemple) et l'ordinateur permet de prendre des mesures en continu. Dans le cadre de ce travail, une prise de mesure toutes les minutes en usine est déjà suffisamment précise. En effet, effectuer des mesures en continu aurait conduit aux mêmes conclusions.



(a) Hygro-thermomètre



(b) Inclinomètre



(c) Datalogger

FIGURE 6.5 – Différents appareils de mesure

Les inclinomètres sont placés sur la semelle supérieure de la poutre dans le sens longitudinal au moyen de chevilles et de vis tout en respectant l'enrobage requis pour les armatures. Les vis ne pouvaient donc pas être plus longues que 2.5cm. Dans un premier temps, il a été décidé de les placer sur toute la longueur de la poutre à

équidistance. En effet, lors de la première prise de mesure, les 5 inclinomètres ont été placés au début, au quart, au milieu, au trois quart et à la fin de la poutre.

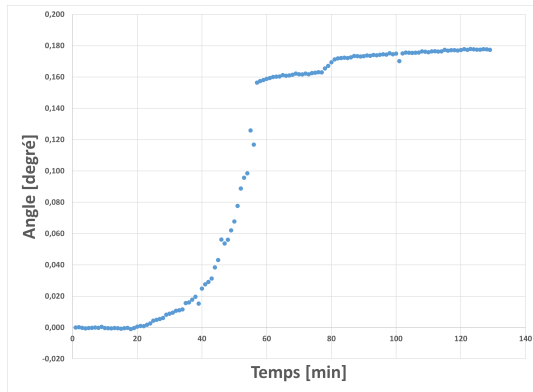
6.2.2 Mesures effectuées

En pratique, la totalité des poutres du viaduc nord de Huccorgne ont été fabriquées à Lier entre le 3 janvier et le 21 février, ce qui laissait une courte période pour effectuer les mesures et un court temps de réaction pour faire face aux imprévus. Dans cette section, nous allons examiner de manière chronologique les mesures et les ajustements que nous avons effectués en réponse aux divers imprévus rencontrés ou en réponse aux observations faites.

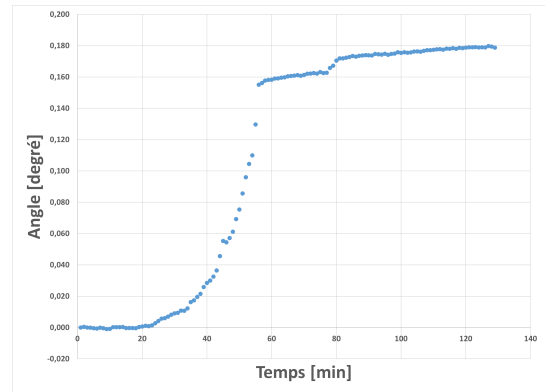
Lors de notre première visite, les inclinomètres ont été placés sur la poutre 102704/1, juste avant le relâchement des torons ce qui a permis de collecter nos premières données. La prise de mesure en continu avait été initialement choisie pour réaliser cette prise de mesure. Cependant, lorsqu'une tentative a été faite pour obtenir les données de manière continue à l'aide de l'ordinateur, le logiciel n'a pas fonctionné. Ceci a nécessité le recours à l'utilisation du datalogger pour réaliser, non pas une prise de mesure en continu, mais des mesures périodiques. A posteriori, ce léger incident n'a pas été impactant pour nos résultats car il est possible d'effectuer une mesure d'angle à partir des inclinomètres toutes les minutes, ce qui est amplement suffisant étant donné la variation de la contre-flèche. C'est d'ailleurs pour cela que toutes les prises de mesures suivant la première ont également été effectuées en utilisant le datalogger. Il y avait peu d'avantage à choisir la prise de mesure en continu.

En plus des mesures d'angles, il fallait réaliser des mesures de températures et d'humidités à l'aide de l'hygro-thermomètre. Ceci s'est avéré plus ardu que prévu car beaucoup de temps était nécessaire pour effectuer les autres tâches. En effet, il y avait plusieurs activités à accomplir, telles que la mise en place d'échafaudages pour atteindre la partie supérieure de la poutre (située à une hauteur de 2.05 mètres), la mesure précise de l'emplacement des inclinomètres sur la poutre, le forage et la fixation de ces dispositifs dans le béton, ainsi que les connexions électriques avec le datalogger. De plus, ceci devait se réaliser assez rapidement car nous ne pouvions pas retarder le planning journalier de production de l'usine. Tout cela a donc laissé très peu de temps pour effectuer de nombreux relevés de température et d'humidité.

Suite à l'analyse de ces premières données, les hypothèses initiales de symétrie de déformation de la poutre et d'angle nul à mi-portée ont été confirmées. En effet, les graphiques ci-dessous démontrent clairement que l'angle au début de la poutre est le même en valeur absolue de celui à la fin, et que l'angle est nul à mi-portée.



(a) Évolution de l'angle à 0m



(b) Évolution de l'angle opposé à 30m

FIGURE 6.6 – Symétrie des mesures

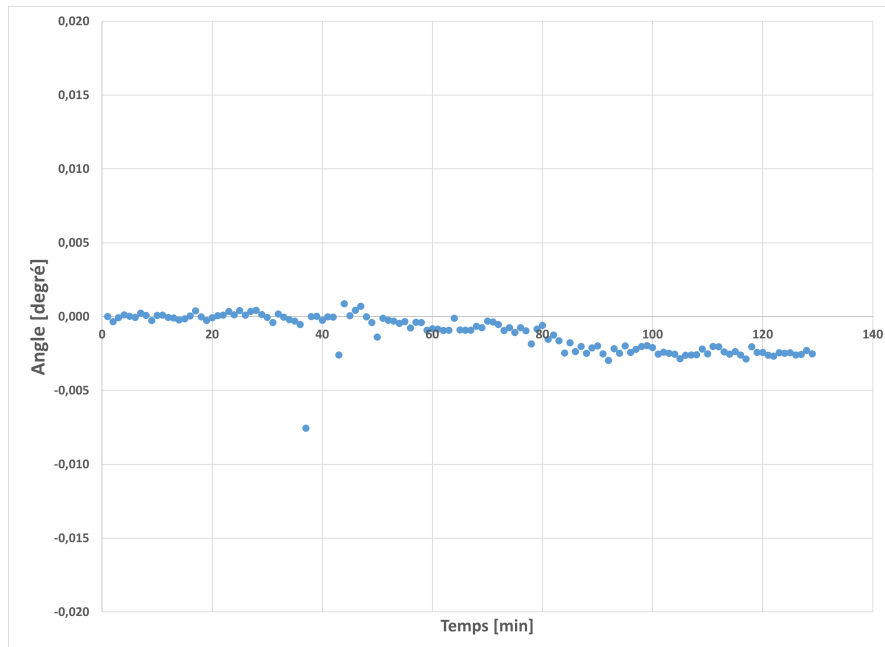


FIGURE 6.7 – Angle à mi-portée

En exploitant donc cette symétrie de déformation de la poutre, il n'est plus nécessaire de positionner les 5 inclinomètres sur toute la longueur de la poutre, mais seulement de les répartir sur la moitié. Cela permet d'améliorer la précision des mesures de contre-flèche à partir des données d'angle.



FIGURE 6.8 – Inclinomètres fixés sur la semelle supérieure de la demi-poutre

Pour les prochaines mesures, les inclinomètres ont été placés à 0.2 m, 2.984 m ($\frac{L}{10}$), 5.968 m ($\frac{2L}{10}$), 8.952 m ($\frac{3L}{10}$) et 11.936 m ($\frac{4L}{10}$) à partir du début de la semelle supérieure. De plus, les inclinomètres ont été laissés en place depuis le relâchement des torons jusqu'à son déplacement en zone de stockage extérieure afin de pouvoir évaluer son évolution à plus long terme. Ils ont été placés durant une période de 4-5 jours.

La deuxième prise de mesure s'est déroulée sans problème et des données exploitables ont été obtenues pour la poutre numéro 102712/2. Cependant, la troisième prise de mesure sur la poutre 102714/1 n'a malheureusement pas fourni de données exploitables en raison d'un problème d'alimentation du datalogger. Bien que le problème ait été résolu pour la dernière prise de mesure sur la poutre 102716/1 en usine, l'un des cinq inclinomètres n'a fourni aucune valeur. Mais cela n'a pas été un problème majeur car la contre-flèche peut être déterminée avec presque la même précision avec 4 valeurs d'angles ou 5. Il aurait été souhaitable de réaliser une cinquième prise de mesure afin d'obtenir trois enregistrements de l'évolution de la contre-flèche à long terme avec les inclinomètres répartis sur la moitié de la poutre. Malheureusement, lors de la dernière visite, la production des poutres était déjà achevée, ce qui ne laissait pas la possibilité de réaliser de nouvelles prises de mesures.

6.3 Traitements des données

Une fois les données du datalogger téléchargées, un fichier CSV (valeurs séparées par des virgules) est généré, mais il n'est pas directement exploitable. Pour traiter ces données brutes, un code Python a été réalisé pour extraire toutes les informations et les présenter dans un format utilisable. De plus, ce code effectue la conversion

de toutes les valeurs d'angles initialement exprimées en milliampères provenant des inclinomètres vers des degrés qui sont les données à exploiter.

Après cette première étape, il faut encore transformer les données d'angles à certains endroits sur la poutre en une valeur de contre-flèche y à mi portée. Pour cela, l'approche initiale consistait à utiliser les relations trigonométriques à partir d'un triangle rectangle afin de calculer la contre-flèche, comme illustré sur le schéma ci-dessous. Les équations utilisées ne dépendent que des valeurs connues des angles α_i et des longueurs L_i .

$$x_i = L_i \tan(\alpha_i) \quad (6.1)$$

$$y = x_1 + x_2 + x_3 + x_4 + x_5 \quad (6.2)$$

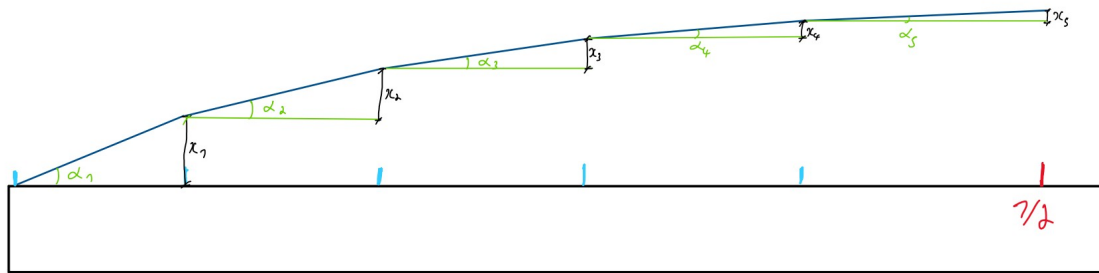


FIGURE 6.9 – Contre-flèche calculée à partir des triangles rectangles

Cependant, cette procédure fournissait des résultats trop élevés par rapport aux mesures réalisées à la main sur place. La contre-flèche était surestimée en utilisant ces relations trigonométriques. Une autre méthode de calcul de contre-flèche à partir de 5 valeurs d'angle a donc dû être trouvée.

En supposant que la déformation de la poutre suit une équation de second degré : $y(x) = ax^2 + bx + c$, et étant donné que la valeur de la déformation de la poutre est nulle au début de celle-ci ($x=0$), à l'origine, on peut déterminer que $c = 0$.

De plus, les angles fournis par les inclinomètres correspondent à une pente à une abscisse connue. Il est donc nécessaire de dériver l'équation du second degré pour obtenir sa pente : $y'(x) = 2ax + b$. Il est aussi important de noter que la pente est nulle à mi-travée. Ces informations nous permettent de formuler les conditions initiales de l'équation à résoudre :

$$\begin{cases} y'(0.2) = \alpha_1 \\ y'(2.984) = \alpha_2 \\ y'(5.968) = \alpha_3 \\ y'(8.952) = \alpha_4 \\ y'(11.936) = \alpha_5 \\ y'(14.92) = 0 \end{cases} \quad (6.3)$$

Ce système d'équations possède plus d'équations que d'inconnues : 6 équations pour 2 inconnues (a et b). Afin de tenir compte de toutes les équations, il a été décidé d'utiliser un modèle de régression linéaire grâce à la méthode des moindres carrés [25].

La régression linéaire a comme objectif de trouver la droite qui s'ajuste le mieux à un nuage de points entre les variables X et Y. La méthode des moindres carrés permet d'estimer les coefficients a et b de cette régression en minimisant la somme des carrés des écarts entre les valeurs observées y_i et les valeurs prédites $\hat{y}_i$. La régression obtenue à partir des valeurs des inclinomètres est visible sur la Figure 6.10. Le coefficient de corrélation linéaire a été calculé afin d'évaluer la qualité de la prédiction, et il est de $r^2 = 0.99$. Cette valeur, proche de 1, démontre la grande capacité prédictive du modèle.

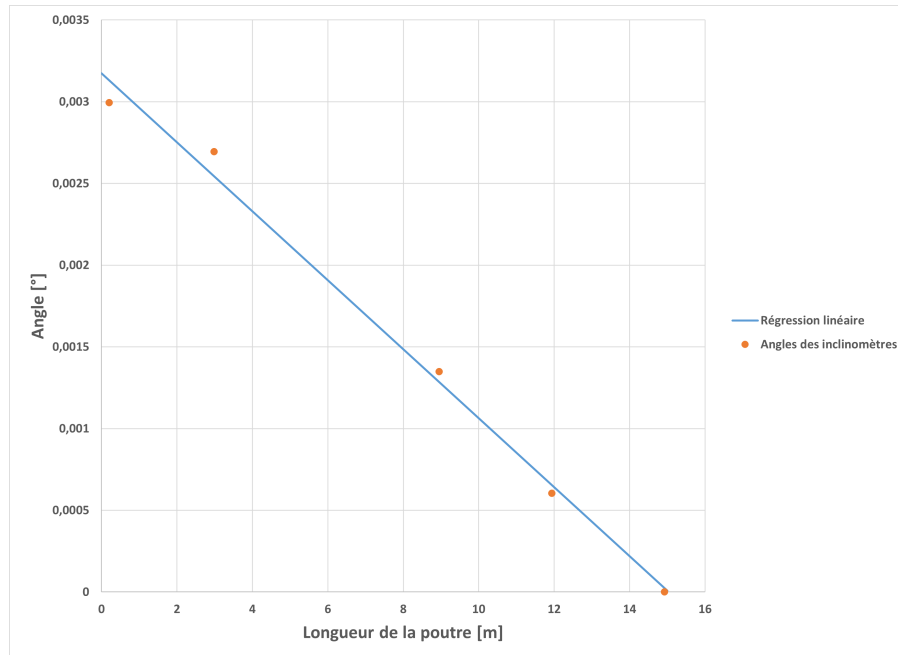


FIGURE 6.10 – Régression linéaire obtenue

Une fois les coefficients a et b déterminés, il est nécessaire de comparer la contre-fèche mesurée à la latte en usine à mi-travée avec les valeurs calculées à l'aide des inclinomètres et de la régression linéaire.

Deux heures après transfert, la mesure obtenue est de 18 mm, tandis que la valeur calculée est de 19.3 mm. Cela est conforme à la réalité étant donné qu'il n'était pas possible d'obtenir une précision au millimètre près en utilisant une équerre.

Il est évident que la méthode des moindres carrés suit de manière plus précise la déformation réelle par rapport à l'utilisation des relations trigonométriques, comme le montre la Figure 6.11. En effet, les relations trigonométriques utilisent la pente trouvée par l'inclinomètre jusqu'au prochain inclinomètre, alors que la valeur de l'angle varie continuellement le long de la poutre. En revanche, en utilisant la régression linéaire, nous utilisons la valeur de l'angle uniquement à l'endroit où est placé l'inclinomètre correspondant.

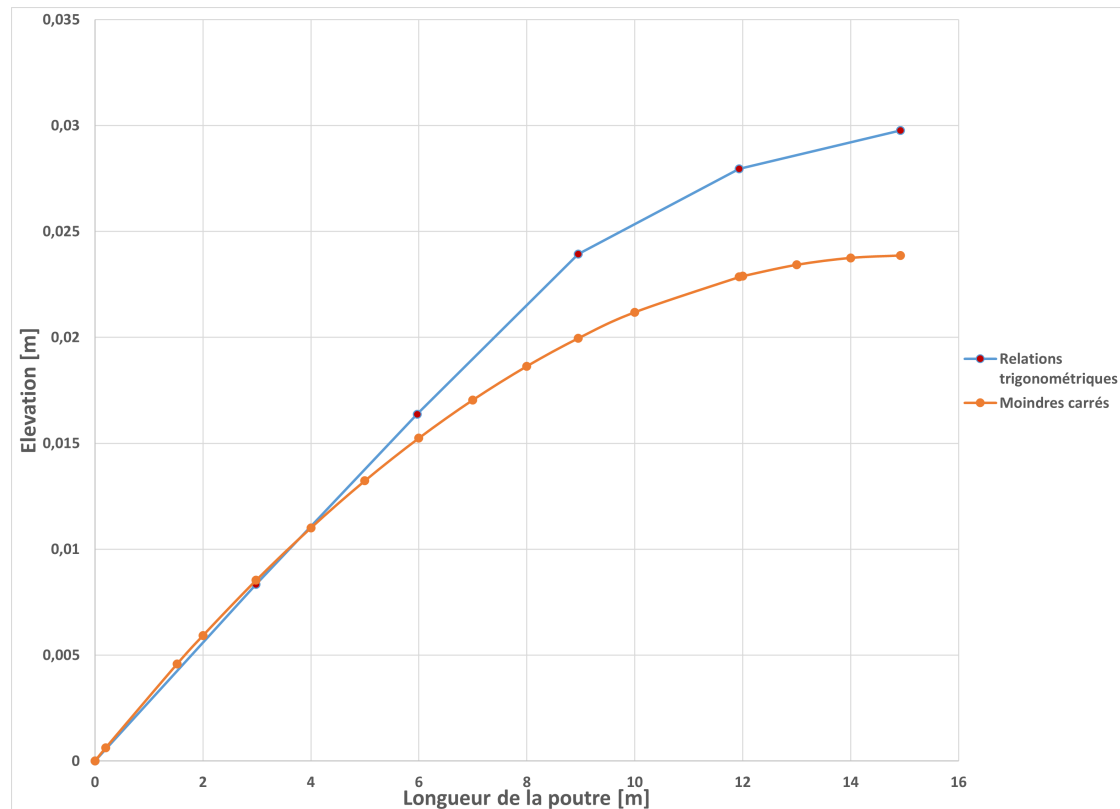
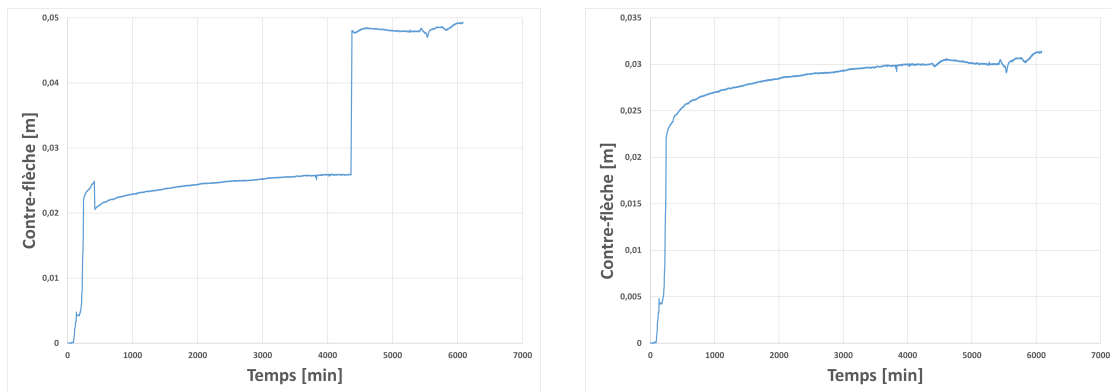


FIGURE 6.11 – Comparaison des deux traitements de données

Pour terminer, il reste une dernière étape de traitement des données à effectuer lors du déplacement des poutres. En effet, afin de suivre l'évolution de l'angle au fil du temps, il est nécessaire de prendre comme référence la première valeur fournie par les inclinomètres lorsqu'ils sont fixés à la poutre. Cependant, si la poutre est déplacée et placée sur un autre support, la référence ne sera plus la même. La période de déplacement de la poutre entraîne donc des valeurs de contre-flèche incohérentes, et il est important d'éliminer cette période, car il n'est pas physiquement possible que la contre-flèche varie aussi rapidement. La Figure 6.12 démontre bien la nécessité de ce dernier traitement des données.



(a) Contre-flèche en usine avec les déplacements

(b) Contre-flèche en usine sans les déplacements

FIGURE 6.12 – Comparaison avant et après traitement du déplacement de la poutre

6.4 Résultats et conclusion

6.4.1 Contre-flèche à court terme

Pour commencer, il est intéressant de regarder l'évolution de la contre-flèche à partir du relâchement des torons sur une courte période.

Le premier graphe est obtenu lorsque les cinq inclinomètres sont placés de manière symétrique le long de la poutre 102704/1. Bien que ces données fournissent une valeur de contre-flèche moins précise, elles restent tout autant exploitables.

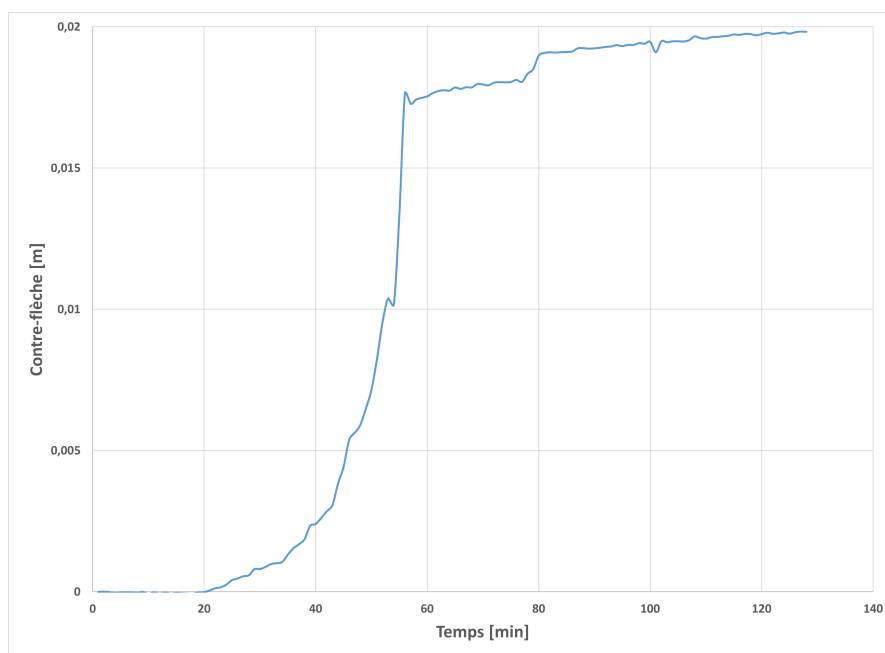


FIGURE 6.13 – Contre-flèche à court terme de la poutre 102704/1 (19/01)

Pour les deux graphes suivants, les inclinomètres ont été placés sur la moitié de la poutre 102712/2 et de la poutre 102716/1.

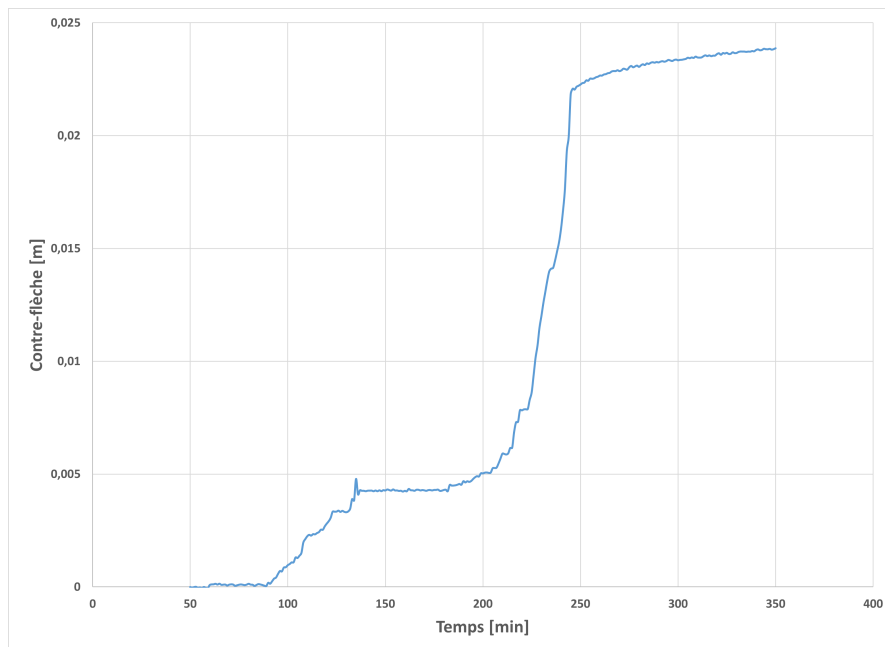


FIGURE 6.14 – Contre-flèche à court terme de la poutre 102712/2 (10/02)

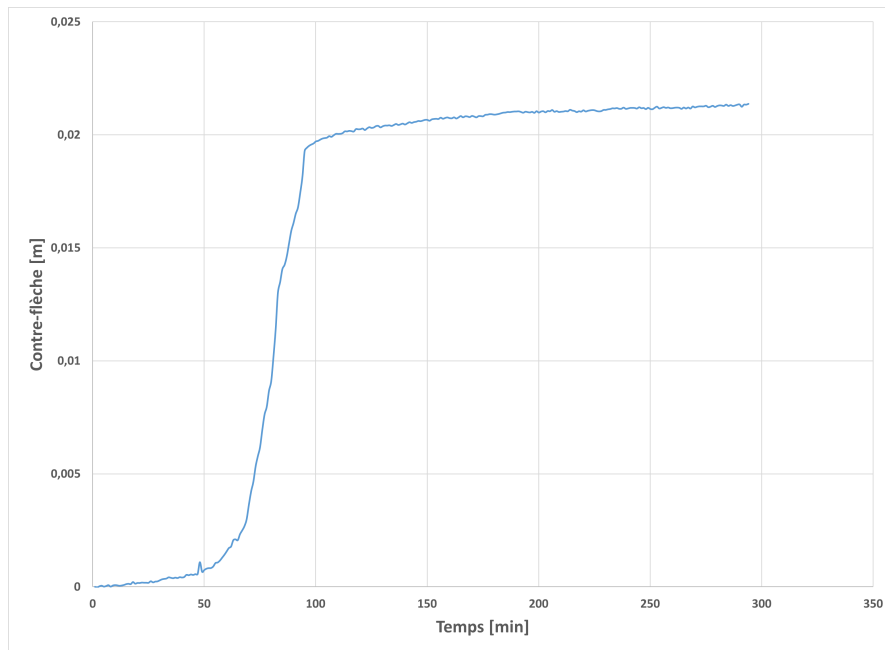


FIGURE 6.15 – Contre-flèche à court terme de la poutre 102716/1 (21/02)

Ces graphes montrent une rapide évolution de la contre flèche au début et puis une stabilisation. L'évolution rapide est due au relâchement progressif des torons. En effet, la tension dans les torons est enlevée petit à petit et il est clair que la durée de cette phase dure environ 1 heure. Mais le 10 février, un palier est visible dû à une simple pause des ouvriers durant le relâchement. Par contre, après cette progression rapide, une légère progression, plus stable de la contre-flèche est observée.

6.4.2 Contre-flèche à long terme

À la lumière de ces résultats, il est plus intéressant d'examiner l'évolution de la contre-flèche en excluant la période de coupe des torons. En effet, l'évolution de la contre-flèche lors du transfert de précontrainte est intimement liée à la procédure et au temps pris pour l'effectuer. En revanche, une fois le transfert effectué, l'évolution de la contre-flèche ne dépend plus de la procédure.

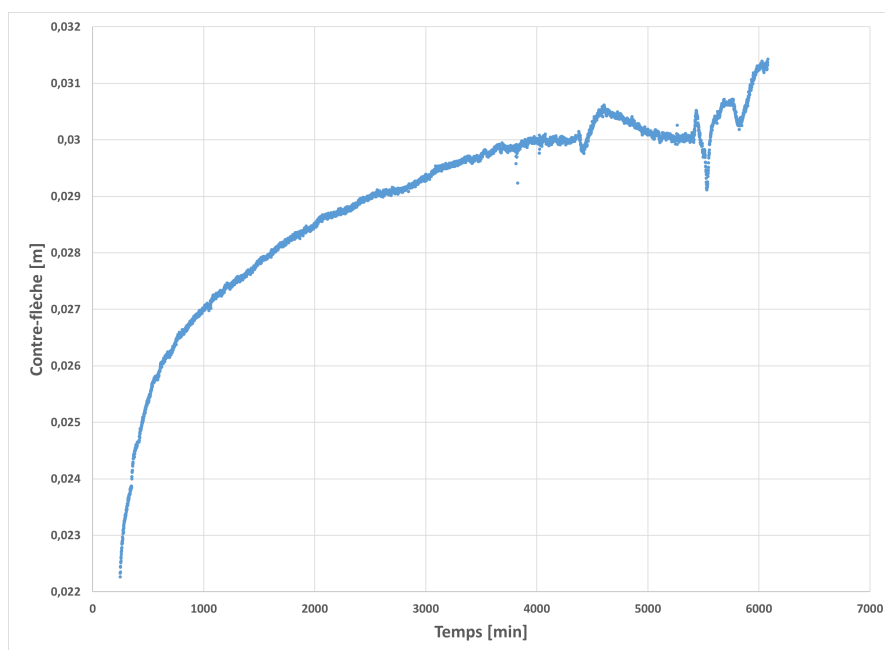


FIGURE 6.16 – Contre-flèche à long terme de la poutre 102712/2 sans la période de relâchement des torons

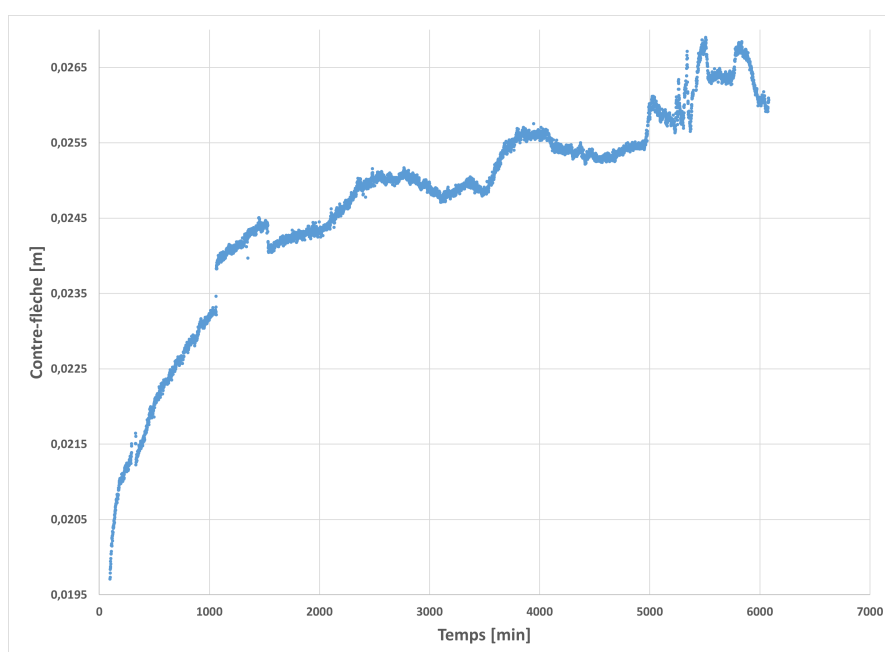


FIGURE 6.17 – Contre-flèche à long terme de la poutre 102716/1 sans la période de relâchement des torons

Il est intrigant de noter que la contre-flèche de la première poutre augmente plus rapidement pour atteindre une élévation de 30 mm après 4000 minutes (66.7 heures), tandis que la contre-flèche de la deuxième poutre atteint environ 25 mm après la même période. En conséquence, un tableau et la Figure 6.18 peuvent être utiles afin de comparer à chaque intervalle de temps égal, l'évolution de la contre-flèche.

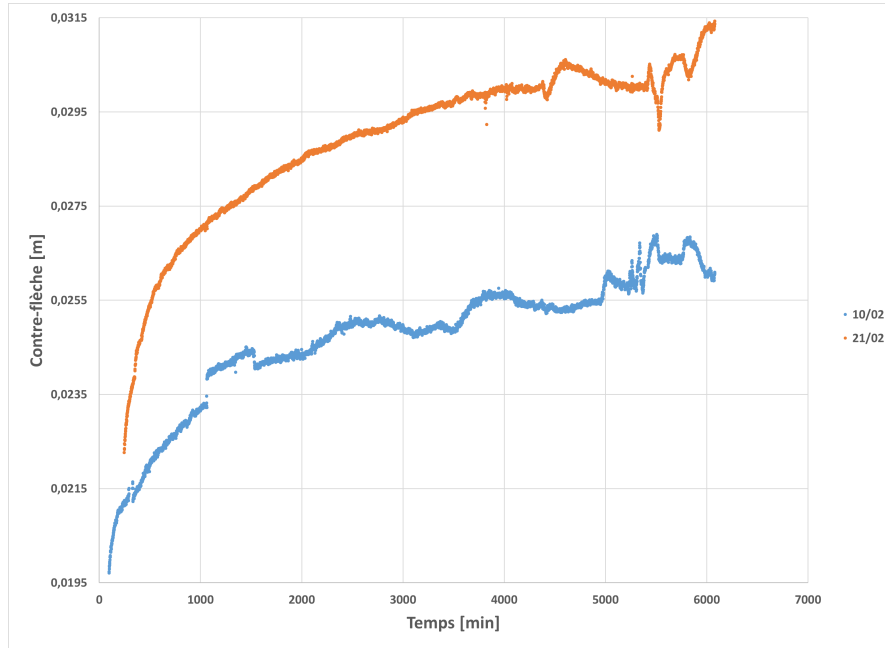


FIGURE 6.18 – Comparaison entre l'évolution des contre-flèches des 2 poutres

Les tableaux 6.1 et 6.2 prennent comme temps de référence (0 min), la fin du relâchement des torons ce qui équivaut respectivement à 100 min et 250 min. Par ailleurs, le tableau permet de donner la contre-flèche y , et l'évolution de la contre-flèche calculée comme $100 * \frac{y_i - y_{i-1}}{t_i - t_{i-1}}$ à chaque intervalle. Par exemple, le 10 février après 16 heures, il y a une flèche de $y_i = 27.4mm$ et une évolution de $100 * \frac{27.4 - 26.3}{16*60 - 8*60} = 0.23\%$

Durée	y [mm]	Évolution [mm/min]
0 min	22.3	-
20 min	22.9	2.97 %
40 min	23.2	1.92 %
60 min	23.5	1.10 %
90 min	23.8	1.11 %
120 min	24.4	2.01 %
4 h	25.4	0.80 %
8 h	26.3	0.41 %
16 h	27.4	0.23 %
1 j	28.1	0.15 %
2 j	29.5	0.10 %
4 j	31.3	0.06 %

TABLE 6.1 – Évolution de la contre-flèche de la poutre 102712/2

Durée	y [mm]	Évolution [mm/min]
0 min	19.7	-
20 min	20.2	2.71 %
40 min	20.5	1.04 %
60 min	20.7	1.41 %
90 min	21.0	0.98 %
120 min	21.1	0.18 %
4 h	21.3	0.15 %
8 h	22.2	0.40 %
16 h	23.3	0.22 %
1 j	24.1	0.18 %
2 j	24.9	0.05 %
4 j	26.7	0.06 %

TABLE 6.2 – Évolution de la contre-flèche de la poutre 102716/1

D'après ces tableaux, il est évident que l'augmentation de la contre-flèche se produit de manière similaire entre les deux types de poutres suivies. Cependant, cette augmentation est nettement plus faible après 4 jours par rapport aux premières 20 minutes. Ainsi, il semble y avoir une évolution similaire entre deux poutres identiques, avec une stabilisation de cette évolution au fil du temps.

6.4.3 Rapport de fabrication Ergon

De plus, Ergon effectue également une mesure de contre-flèche après 2 heures en usine et une autre mesure environ 7 jours après le relâchement des torons pour chaque poutre. Après avoir extrait les données de chaque rapport, il est dès lors possible de comparer les fluctuations observées pour toutes les poutres B14 créées.

Date relâchement des torons	t_0 [jours]	y après 2 heures [mm]	Date de la 2ème mesure	t_r [jours]	y dans l'entrepôt [mm]
18-janv	1	16.0	26-janv	8	30.1
18-janv	2	19.0	26-janv	8	30.6
25-janv	1	20.0	01-févr	7	37.3
25-janv	2	20.0	01-févr	7	33.5
31-janv	4	16.7	06-févr	6	34.0
31-janv	5	17.3	06-févr	6	40.3
06-févr	4	17.7	13-févr	7	40.4
06-févr	5	16.7	13-févr	7	46.3
10-févr	1	20.0	20-févr	10	54.3
10-févr	2	23.5	20-févr	10	45.6
16-févr	2	15.6	23-févr	7	34.4
16-févr	2	19.4	23-févr	7	34.5
22-févr	2	18.2	01-mars	7	39.2
22-févr	2	19.6	01-mars	7	42.1
Moyenne :		18.6		7.4	38.8

TABLE 6.3 – Rapport de fabrication

Dans le Tableau 6.3, t_0 correspond à la durée entre le bétonnage et le relâchement des torons, y à la contre-flèche et t_r est le temps entre le relâchement des torons et la mesure dans l'entrepôt. Ce tableau permet de montrer une certaine fluctuation des contre-flèches après seulement 2 heures mais encore une plus grande après environ 7 jours.

Cependant, il est clair que le t_0 et le t_r a un grand impact sur la valeur de la contre-flèche. En effet, les mesures effectuées après 10 jours du relâchement seront bien différentes des valeurs mesurées après 7 jours. Nous ne pouvons dès lors pas toutes les comparer entre elles. Il est donc intéressant d'affiner ce tableau de la sorte :

Date relâchement des torons	t_0 [jours]	y après 2 heures [mm]	Date de la 2ème mesure	t_r [jours]	y dans l'entrepôt [mm]
25-janv	2	20.0	01-févr	7	33.5
16-févr	2	15.6	23-févr	7	34.4
16-févr	2	19.4	23-févr	7	34.5
22-févr	2	18.2	01-mars	7	39.2
22-févr	2	19.6	01-mars	7	42.1
Moyenne :		18.6			36.7

TABLE 6.4 – Rapport de fabrication affiné

Même en comparant des poutres pour lesquelles les mesures ont été prises après la même durée et avec le même âge du béton au moment du relâchement de la précontrainte, d'importantes variations de contre-flèche sont observées lors de la fabrication des poutres, d'après les données fournies par le fabricant.

6.4.4 Conditions atmosphériques

Comme mentionné précédemment, un hygro-thermomètre a été utilisé pour collecter des mesures de température et d'humidité à différents moments en usine. A partir de ces données, il a été estimé, en effectuant une moyenne de toutes les données, que l'humidité se rapproche de 64% à l'intérieur de l'entrepôt. Concernant les températures de l'air autour de la poutre, ces dernières pouvaient être obtenues en faisant une connexion additionnelle entre le datalogger et l'inclinomètre. Autrement dit, un inclinomètre sait mesurer une température, en plus de savoir mesurer un angle. Malheureusement, des problèmes de connexion ont empêché la collecte de données des températures à plusieurs reprises, un seul graphe a été obtenu :

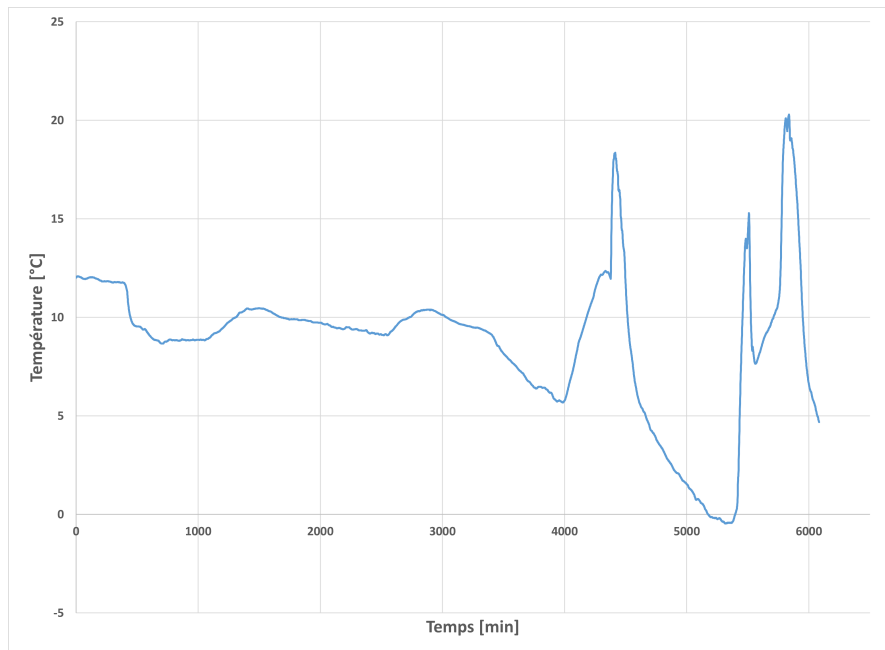


FIGURE 6.19 – Évolution de la température autour de la poutre 102712/2

Malgré tout, ce graphe est intéressant car il permet de visualiser clairement le moment à partir duquel la poutre a été sortie en dehors de l'entrepôt pour être stockée à l'extérieur. En effet, des fluctuations plus importantes de températures sont observées à partir de 3000 minutes (50 heures). Dans l'entrepôt, les températures restent aux alentours de 10°C de nuit comme de jour. Mais à l'extérieur, la température est fort fluctuante entre le jour et la nuit. La température de l'air ambiant autour de la poutre a été estimée à 5.9°C grâce à une moyenne des inclinomètres et l'humidité a été déterminée à 82% en se basant sur les moyennes des 20 dernières années durant les mois de février [26]. La valeur de température estimée à 5.9°C n'est rien d'autre qu'une moyenne des valeurs mesurées en usine lors des mois de janvier et février.

Chapitre 7

Prises de mesures sur le chantier du viaduc de Huccorgne

Ce chapitre explique toute la démarche qui a été entreprise sur chantier et plus précisément comment la contre-flèche a été estimée au fil des chargements.

Trois techniques ont finalement été utilisées :

1. Des inclinomètres ont été fixés sur la semelle inférieure d'une demi poutre.
2. Six réglettes ont été placées le long de la fibre inférieure d'une poutre à des endroits stratégiques ainsi qu'un niveau optique sur les chevêtres.
3. Les données de relevés de cibles reçues par la géomètre du chantier du viaduc de Huccorgne ont été traitées.

7.1 Choix et positionnement des instruments de mesure

7.1.1 Détermination des poutres à mesurer

La première décision à prendre était de déterminer le nombre de poutres pour lesquelles la contre-flèche devrait être mesurée aux moments clés du phasage sur chantier. Afin d'optimiser le temps sur le chantier et de limiter l'utilisation excessive de matériel pour la prise de mesures, nous avons pris la décision de mesurer uniquement deux poutres de type B14. Cette approche nous permettra d'analyser si les deux poutres présentent des comportements similaires en termes de contre-flèche.

[illegible]

Avant d'aller sur chantier, il a été décidé que la travée T11 était la plus facile pour accéder aux poutres. Cependant, lors de la visite sur chantier, il a été remarqué que sous la travée T11 se trouvaient plusieurs zones de stockage qui rendaient difficile l'accès à la travée.



(a) Situation sur chantier en T11



(b) Situation sur chantier en T10

Il a donc été décidé sur chantier que les appareils de mesure soient posés sur les deux poutres intérieures B14 de la travée T10 sur le viaduc nord numérotées 102708/1 et 102708/2. La numérotation permet de remarquer que ces poutres ne sont pas spécifiquement celles mesurées chez le fabricant car ces dernières étaient inaccessibles sur chantier. La Figure 7.4 schématise les différentes poutres à l'est pour les viaducs nord et sud. Veuillez garder en mémoire la notation A, B, C, D, E, F et G attribuée aux poutres, car elle sera réutilisée ultérieurement.

Viaduc nord			
Notation	T10	T11	T12
(H)	B13	B13	B11
(G)	B14	B14	B12
(F)	B14	B14	B12
(E)	B13	B13	B11
(D)	B3	B3	B1
(C)	B4	B4	B2
(B)	B4	B4	B2
(A)	B3	B3	B1

Viaduc sud

FIGURE 7.4 – Schéma des poutres à l'est avec les différentes notations

7.1.2 Évaluation des options pour les prises de mesures sur chantier

Il y a de nombreuses solutions possibles pour la prise de mesures de contre-flèche sur chantier. Après de nombreuses réflexions en binôme et en réunions avec les promoteurs, les différents acteurs de chantier et agents du SPW, une solution finale

a été choisie.

La solution que nous devons trouver devait être la plus précise possible, être relativement facilement implémentable sur chantier et surtout ne pas gêner les travailleurs sur chantier. De plus, notre solution ne pouvait pas nécessiter l'utilisation d'échafaudages car c'était trop coûteux d'en ériger en-dessous des appuis des 2 poutres étudiées. C'est pourquoi nous nous sommes donc dirigés vers l'utilisation d'une nacelle pour accéder aux deux poutres et aux deux chevêtres. Malgré une accessibilité difficile, en particulier près de la pile 9 en raison de la pente du sol, il était néanmoins possible de rejoindre les deux chevêtres ainsi que n'importe quel endroit le long de la poutre.



FIGURE 7.5 – Accès à P9 en nacelle



FIGURE 7.6 – Accès à P10 en nacelle

7.2 Prises de mesures

7.2.1 Station totale

Avant notre mémoire, le SPW, le client du chantier avait déjà demandé un suivi des contre-flèches dès l'arrivée des poutres sur chantier et après différentes étapes clé : après pose des poutres, après bétonnage et après finalisation de la voirie. Cette demande a été formulée dans le but d'anticiper au mieux les variations des contre-flèches afin de prendre des décisions éclairées concernant l'épaisseur du bétonnage et des différentes couches de voiries.

La géomètre de l'entreprise générale a donc effectué des mesures au moyen d'une station totale "Station Leica Viva TS16 2" et de cibles réfléchissantes, voir Figure 7.7. Sur les piles, deux cibles réfléchissantes sont positionnées de part et d'autre pour servir de points de référence fixes. De plus, cinq autres cibles sont placées

sur la poutre, avec les cibles 1 et 5 situées à 2.5 m du décrochement afin d'être en dehors de la zone de l'échafaudage. Sur le chantier, lors de chaque intervention, la mise en station est réalisée sur les deux points de référence situés au niveau des piles. Afin de réduire au maximum les erreurs de levé, la station est toujours positionnée au même endroit et les points sont relevés en double retournement.



FIGURE 7.7 – Cible réfléchissante

La précision des mesures se situe autour de 2 mm, ce qui nécessite de trouver une méthode plus précise de collecte de données dans le cadre de notre mémoire. En effet, l'objectif est d'effectuer des relevés plus fréquents, après chaque étape de construction ajoutant du poids sur les poutres telles que la pose des prédalles, le ferrailage, le bétonnage et la pose des trottoirs avec des variations possibles de quelques millimètres parfois. Une prise de mesure plus précise permet d'évaluer l'impact des différentes charges sur la contre-flèche en prenant en compte les effets différés à court terme. C'est pourquoi des mesures supplémentaires ont été réalisées avec les inclinomètres et avec un niveau optique.

7.2.2 Inclinomètres

Les inclinomètres ont été disposés de manière similaire à ceux utilisés chez Ergon, comme expliqué dans le chapitre précédent. Cependant, il convient de noter que les inclinomètres ne fournissent que l'évolution de la contre-flèche à partir du moment de leur installation. Par conséquent, étant donné que la contre-flèche initiale lors de l'installation n'est pas connue, il n'est pas possible de déterminer la déformation à mi-portée uniquement avec les inclinomètres, mais seulement de suivre la variation de la contre-flèche au fil du temps.



FIGURE 7.9 – Niveau optique
Nikon AS-2



FIGURE 7.10 – *Nikon micrometer-3*

Il a également été nécessaire de fabriquer les supports sur lesquels les réglettes graduées ont été fixées et le support pour le niveau optique. Le support confectionné fixé au chevêtre est montré à la Figure 7.11.

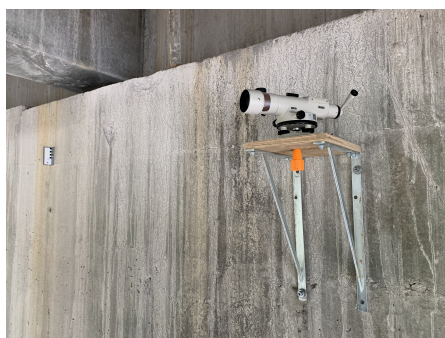


FIGURE 7.11 – Lunette de visée sur le support fixé au chevêtre

De plus, les réglettes ont dû être placées à différentes hauteurs sur leur support en raison de la pente des poutres. En effet, les poutres ne sont pas parfaitement horizontales par rapport au sol pour faciliter l'évacuation de l'eau, et comme la lunette vise parfaitement horizontalement, il est nécessaire d'ajuster cette différence de hauteur sur le support en fixant la réglette plus ou moins loin de la fibre inférieure. C'est pourquoi nous avons conçu trois types de support pour les réglettes ayant des hauteurs différentes, comme illustré à la Figure 7.12. La Figure 7.13 présente la règle collée sur son support métallique, qui est ensuite fixé sur la semelle inférieure de la poutre précontrainte.

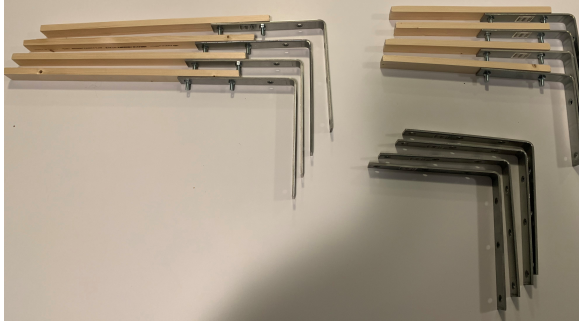


FIGURE 7.12 – Différents supports pour les règles graduées



FIGURE 7.13 – Exemple de règle graduée en place sur la poutre

Ensuite, le support en bois et le niveau optique ont été placés pour mesurer les poutres intérieures en T10. Le niveau optique a été positionné entre les deux poutres, la première moitié de la prise de mesure se prenait avec le support placé sur le chevêtre P9 et la deuxième moitié de mesure avec le support placé sur le chevêtre P10. Quant aux supports pour les réglettes, ils sont fixés au début, au quart de portée, à mi portée, à trois-quart de la longueur de la poutre, et à la fin de celle-ci, avec les réglettes graduées faisant face au chevêtre le plus proche.

Le schéma ci-dessous résume la position du matériel vue d'en haut : les réglettes sont schématisées par les croix rouges, les réglettes de référence fixées aux chevêtres sont les croix vertes. Les valeurs des réglettes F1, F2, F3, G1, G2 et G3 seront lues depuis P10 tandis que les valeurs de F4, F5, F6, G4, G5 et G6 seront lues depuis P9. Il faudra donc bouger le niveau optique ainsi que son support à la moitié de la prise de mesure.

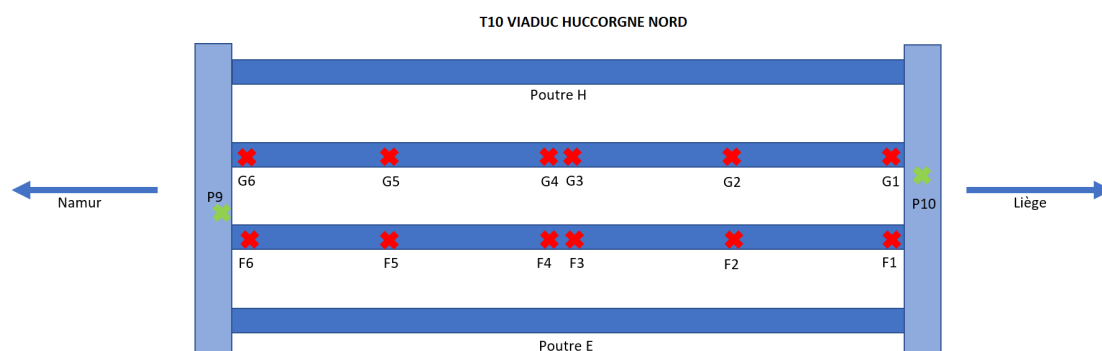


FIGURE 7.14 – Schéma de la position du matériel

La Figure 7.15 permet d'aider à comprendre la disposition du matériel sous un autre point de vue, depuis le chevêtre à la pile P9.



FIGURE 7.15 – Situation prise depuis le chevêtre en P9

Par ailleurs, les conditions de mesure dans la nacelle n'étaient pas toujours optimales en raison des vibrations du chevêtre lié au trafic ou bien car la nacelle se mettait parfois en sécurité dans certaines positions. En ce qui concerne la sécurité dans la nacelle, il est à noter que nous étions équipés de casques de chantier avec jugulaire et de harnais de sécurité avec une longe avec amortisseur d'énergie.

7.3 Traitement des données

7.3.1 Station totale

Les données récoltées par la géomètre contiennent les points topographiques des différentes cibles réfléchissantes. Les points topographiques contenant les coordonnées X, Y, et Z doivent être transformés afin d'obtenir l'emplacement de chaque cible collée sur la semelle inférieure et en déduire la contre-flèche à ces endroits. Tout d'abord, il était nécessaire de mesurer l'emplacement exact de la première cible réfléchissante à partir de l'extrémité de la semelle inférieure pour connaître la position de toutes les autres sur la poutre. Ensuite, il a fallu prendre l'altitude des différentes cibles en y soustrayant la pente de la poutre. Par la suite, il est aisé de trouver la valeur de la contre-flèche à ce moment.

7.3.2 Inclinomètres

Quant aux inclinomètres, les données ont été extraites selon la procédure décrite dans le chapitre précédent en utilisant Python. Cependant, en raison d'un problème inconnu, l'inclinomètre placé à 6.168 m n'a pas fourni de mesure comme précédemment. En revanche, l'évolution de la contre-flèche a pu être observée sans soucis malgré le fait que seulement 4 des 5 inclinomètres prenaient des mesures.

7.3.3 Niveau optique

La graduation mesurée sur la règle et la distance entre la fibre inférieure de la poutre et le zéro de la règle permettent de déterminer l'altitude de chaque point de la poutre où est fixée une règle graduée. À partir de cette altitude et en connaissant la pente de la poutre, il est possible de calculer l'élévation de chaque point en soustrayant la contribution de la pente. À partir de là, il devient facile de déterminer la contre-flèche à partir de la réglette située à mi-portée et celle placée à l'extrémité.

7.3.4 Comparaison des différentes mesures

Afin de comparer les différentes méthodes de mesure, il est indispensable de les référencer de la même manière. En effet, la contre-flèche variera en fonction du point de référence utilisé, que ce soit l'extrémité de la poutre, l'extrémité de la semelle inférieure ou même un point situé au-delà de l'extrémité de la semelle. Par conséquent, il est nécessaire d'ajuster certaines mesures vers le haut ou vers le bas afin de les aligner avec d'autres méthodes de mesure.

7.4 Résultats et conclusion

7.4.1 Station totale

Les mesures réalisées par l'entreprise générale couvrent l'ensemble des travées sur les deux viaducs, cependant, pour comparer avec les autres prises de mesures, il est pertinent de se concentrer initialement sur les poutres intérieures de la travée T10. Voici après traitement, les contre-flèches mesurées à partir de la station totale pour les deux poutres intérieures en T10 :

	Position de la cible à partir du début de la poutre [m]	Élévation de la cible le 23/03 [mm]	Élévation de la cible le 06/04 [mm]
Poutre G	4.12	0	0
	9.58	19	15
	15.04	24	19
	20.50	15	12
	25.95	0	0
Poutre F	4.12	0	0
	9.58	15	13
	15.04	22	18
	20.50	15	11
	25.95	0	0

Un inconvénient de cette procédure de mesure est que la première cible est positionnée à 4.12 mètres du début de la poutre et cette prise de mesure considère que l'élévation de la poutre en ce point est nulle. Cependant, la déformation de la poutre commence dès le début, et idéalement la cible aurait dû être placée à l'extrémité de la semelle inférieure, à 1.47 mètre du début de la poutre. Malheureusement, cela n'était pas possible en raison de la présence d'échafaudages autour des chevêtres lors de certaines étapes du chantier. Pour pouvoir comparer avec les autres mesures, il est nécessaire d'ajuster la contre-flèche à partir de l'élévation verticale mesurée à 4.12 m. Cette correction sera appliquée lors de la comparaison ultérieure.

Ensuite, les données mesurées pour le viaduc sud peuvent être utilisées pour les comparer avec les valeurs du viaduc nord ou avec notre méthode de calcul. Par ailleurs, parmi les neuf nouveaux types de poutres fabriqués pour le viaduc, certains sont moins fréquents, il est donc plus pertinent de comparer celles qui sont produites en plus grand nombre. En effet, les poutres de rives et les poutres intérieures des travées T2 à T11 sont les plus nombreuses, comme indiqué dans la Figure 7.16.

ELEMENTS ERGON :

	CODE	USINE	TYPE	HAUTEUR	LARGEUR	EPAIS.-LONG.	NOMB.
Viaduc sud	B	1	IPHS	2050	880	30200	4
	B	2	IPHS	2050	880	30200	4
	B	3	IPHS	2050	880	29740	14
	B	4	IPHS	2050	880	29740	13
Viaduc nord	B	41	IPHS	2050	880	29740	1
	B	11	IPHS	2050	880	30270	4
	B	12	IPHS	2050	880	30270	4
	B	13	IPHS	2050	880	29840	14
	B	14	IPHS	2050	880	29840	14

Poutres intérieures
Poutres de rives

FIGURE 7.16 – Poutres à comparer

De plus, la géomètre a effectué trois prises de mesure pour le viaduc sud : une après la pose des poutres, une après bétonnage complet et une après finalisation de la voirie. Étant donnée que l'entreprise générale a compensé les variations de contre-flèche avec plus de béton ou plus de couche de voirie à certains endroits, la charge varie donc d'un endroit à l'autre et il est inutile de comparer les contre-flèches après bétonnage.

En revanche, il est possible de comparer les valeurs de flèche après leur pose pour le viaduc sud à l'aide du Tableau 7.1 mais aussi pour le viaduc nord avec le Tableau 7.2. Les notations présentes dans ces tableaux se réfèrent à la Figure 7.4. Il est important de noter que les cibles réfléchissantes n'ont pas été positionnées aux mêmes endroits par l'entreprise générale pour le viaduc sud et nord. En effet, certaines cibles placées à l'extrémité de la semelle inférieure des poutres du viaduc sud n'étaient pas visibles en raison de la présence d'échafaudages. Cela a entraîné un rapprochement des cibles pour le viaduc nord. Par conséquent, il n'est pas possible de comparer les valeurs de contre-flèche entre les deux viaducs puisque les cibles ne sont pas placées aux mêmes endroits.

	Type de poutre	Nombre	Contre-flèche moyenne [mm]	Contre-flèche minimale [mm]	Contre-flèche maximale [mm]	Ecart-type
Poutre B & C	B4	13	31.1	23.0	36.5	4.08
Poutre A & D	B3	14	52.8	45.9	59.0	4.21

TABLE 7.1 – Contre-flèche avant pose des prédalles au viaduc SUD

	Type de poutre	Nombre	Contre-flèche moyenne [mm]	Contre-flèche minimale [mm]	Contre-flèche maximale [mm]	Ecart-type
Poutre F & G	B14	14	22.8	16.5	30.0	3.76
Poutre E & H	B13	14	36.7	28.5	55.0	7.53

TABLE 7.2 – Contre-flèche avant pose des prédalles au viaduc NORD

Ces deux tableaux démontrent bien la fluctuation des contre-flèches même au sein d'un même type de poutre, l'écart-type a été calculé et se rapproche de 4 pour les 4 différentes poutres sauf pour les poutres B13 du viaduc Nord. Cela prouve bien la dispersion des valeurs de contre-flèches à la sortie de l'usine. Pour rappel, un écart type proche de zéro indique que les valeurs sont très regroupées autour de la moyenne, suggérant une faible dispersion des données.

7.4.2 Inclinomètres

Les inclinomètres ont pris des mesures chaque heure du 17 mars au 25 avril, ils ont été fixés sur la poutre 102708/2 durant la pose du ferrailage et ont été retirés après la pose des trottoirs. Comme les inclinomètres effectuent des mesures d'angles et utilisent la première mesure comme référence, les données obtenues permettent de mesurer l'évolution de la contre-flèche sans avoir connaissance de cette valeur au moment de leur installation.

La Figure 7.17 donne cette évolution au fil du temps. Tout d'abord, il est possible de remarquer une importante diminution de la contre-flèche le 23 mars, résultant du bétonnage qui entraîne une charge supplémentaire importante et, par conséquent, réduit significativement la contre-flèche. Le deuxième point surprenant est de constater une variation cyclique de la valeur de la contre-flèche.

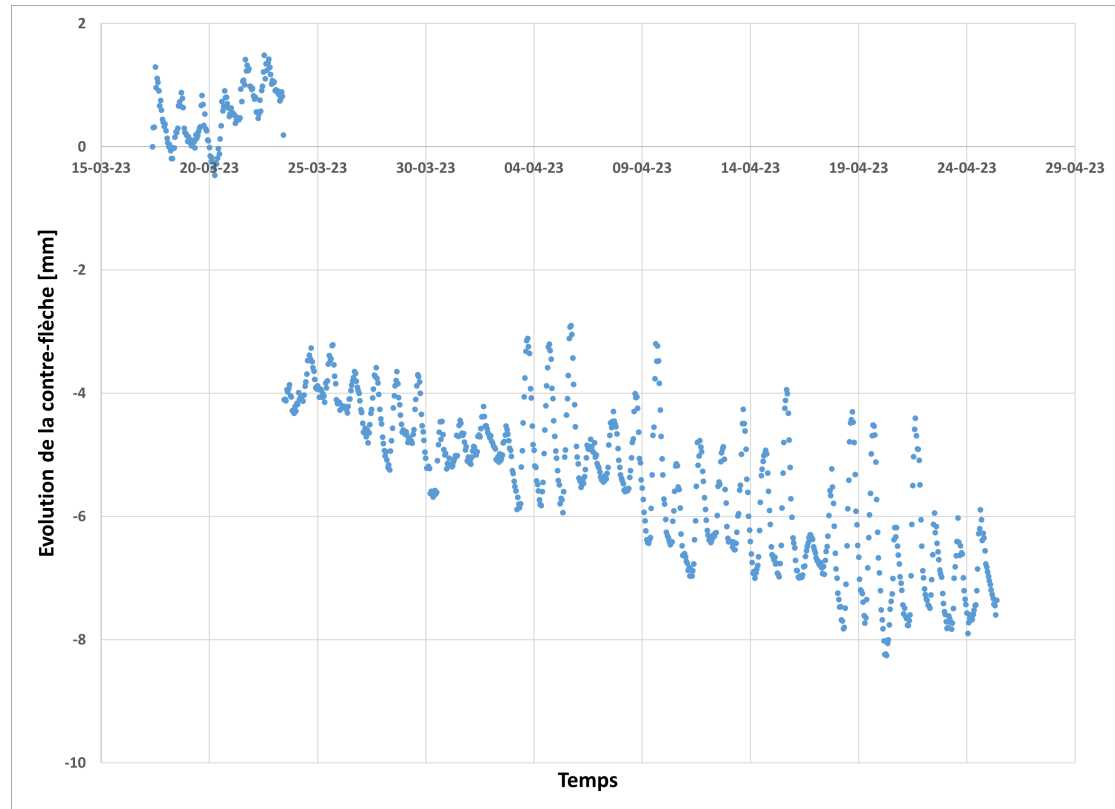


FIGURE 7.17 – Évolution de la contre-flèche du 17/03 au 25/04

La Figure 7.18 illustre clairement la variation cyclique de la contre-flèche, avec une période correspondant à une journée. Il est intéressant de remarquer que l'amplitude de cette variation est de l'ordre de 3 millimètres.

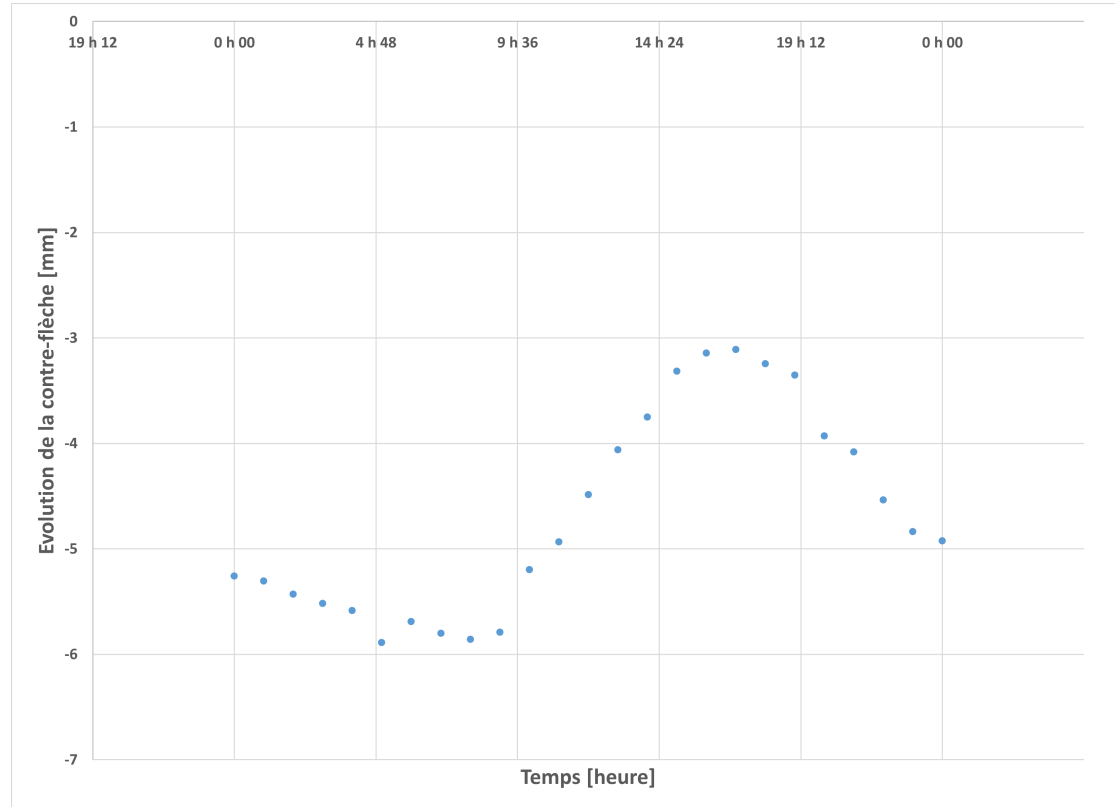


FIGURE 7.18 – Évolution de la contre-flèche le 3 avril

Pour comprendre la raison de cette variation, les données météorologiques de la station météorologique d'Ombret-Rawsa ont été téléchargées pendant la période de mesure. Cette station est située à 12 km à vol d'oiseau du viaduc de Huccorgne, ce qui permet d'obtenir des données météorologiques plausibles pour Huccorgne. La corrélation entre l'évolution de la contre-flèche et les variations de température et d'humidité a donc été étudiée pour évaluer une éventuelle relation entre celles-ci.

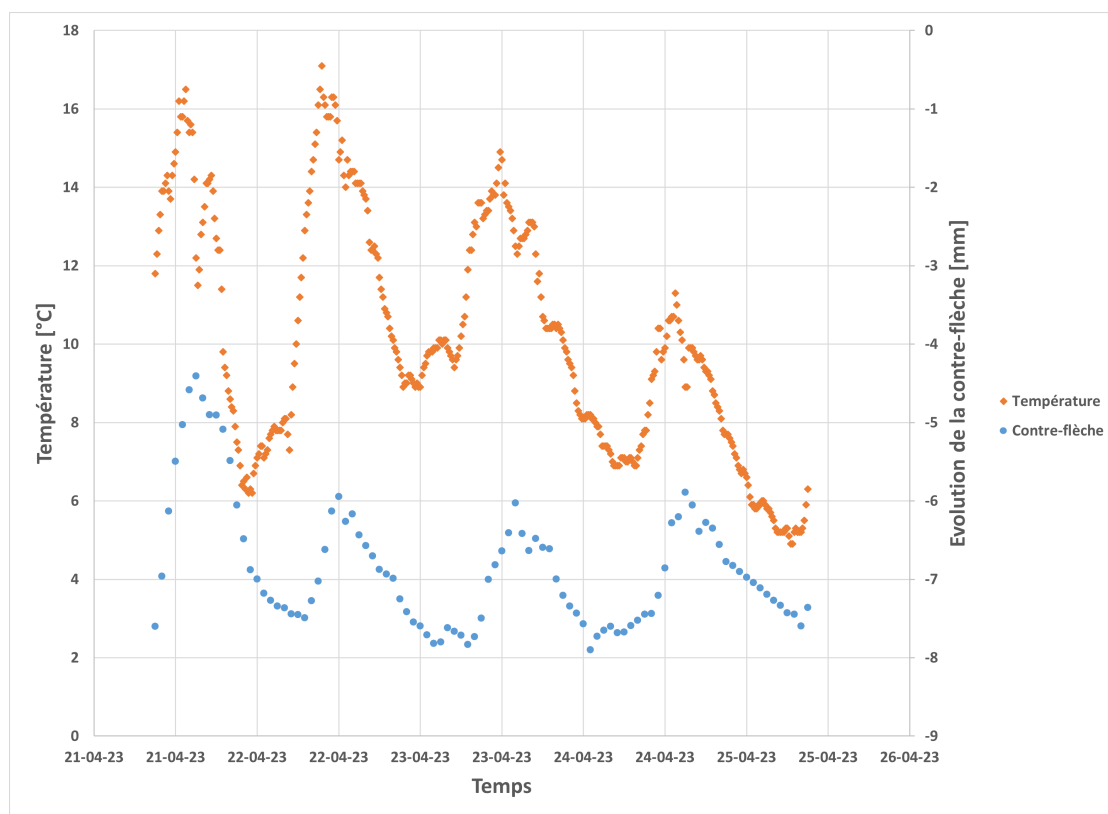


FIGURE 7.19 – Évolution de la contre-flèche et de la température du 21 au 25 avril

Le graphique présenté à la Figure 7.19 confirme un lien entre la variation de la température et celle de la contre-flèche. Les pics de température sont déphasés d'environ 3 heures par rapport à ceux de la contre-flèche, mais le caractère cyclique observé peut clairement s'expliquer par cette corrélation. Cependant, le lien entre la contre-flèche et la température est sans doute expliqué par la dilatation thermique des matériaux due au changement de température. De plus, l'inertie thermique du béton peut aussi expliquer pourquoi certains pics plus élevés de température n'engendrent pas une contre-flèche plus importante. En effet, le 22 avril, la température atteint un pic de 17°C, tandis que la variation de contre-flèche atteint un pic de 6 mm, ce qui est équivalent au pic observé le 25 avril lorsque la température est de seulement 11°C.

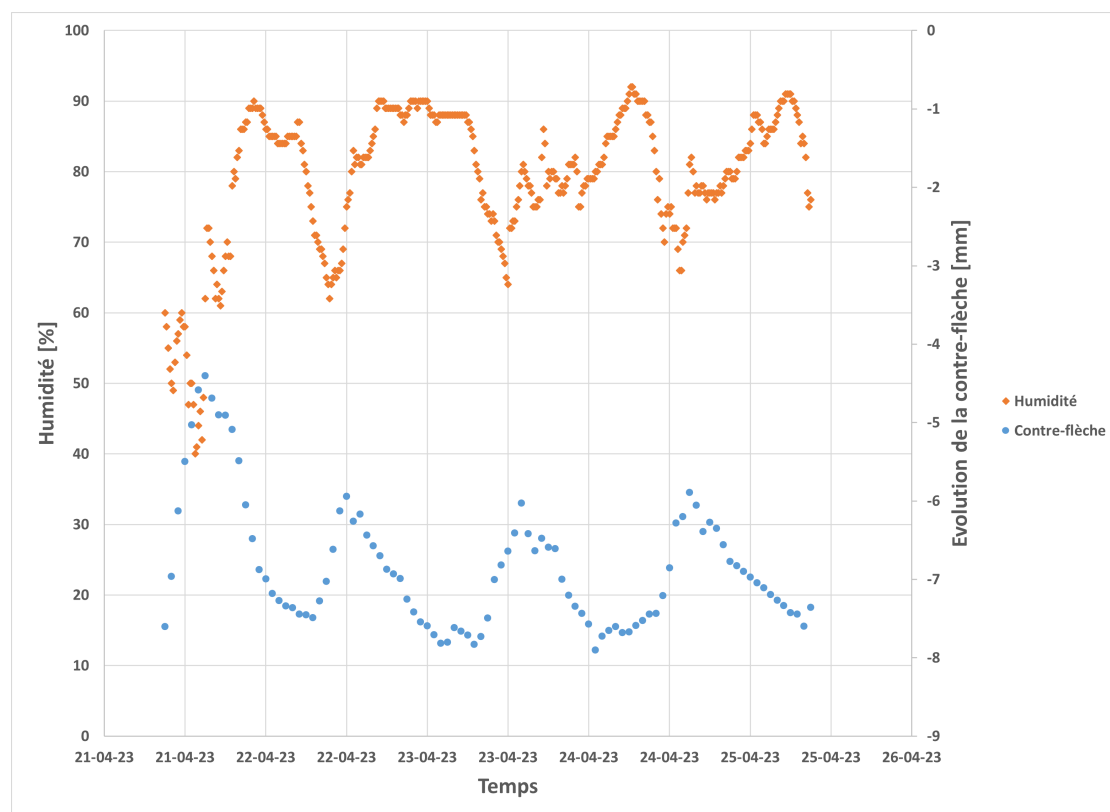


FIGURE 7.20 – Évolution de la contre-flèche et de l’humidité du 21 au 25 avril

En revanche, aucun lien clair n’est établi entre l’évolution de l’humidité de l’air et de la contre-flèche sur une journée comme le montre la Figure 7.20.

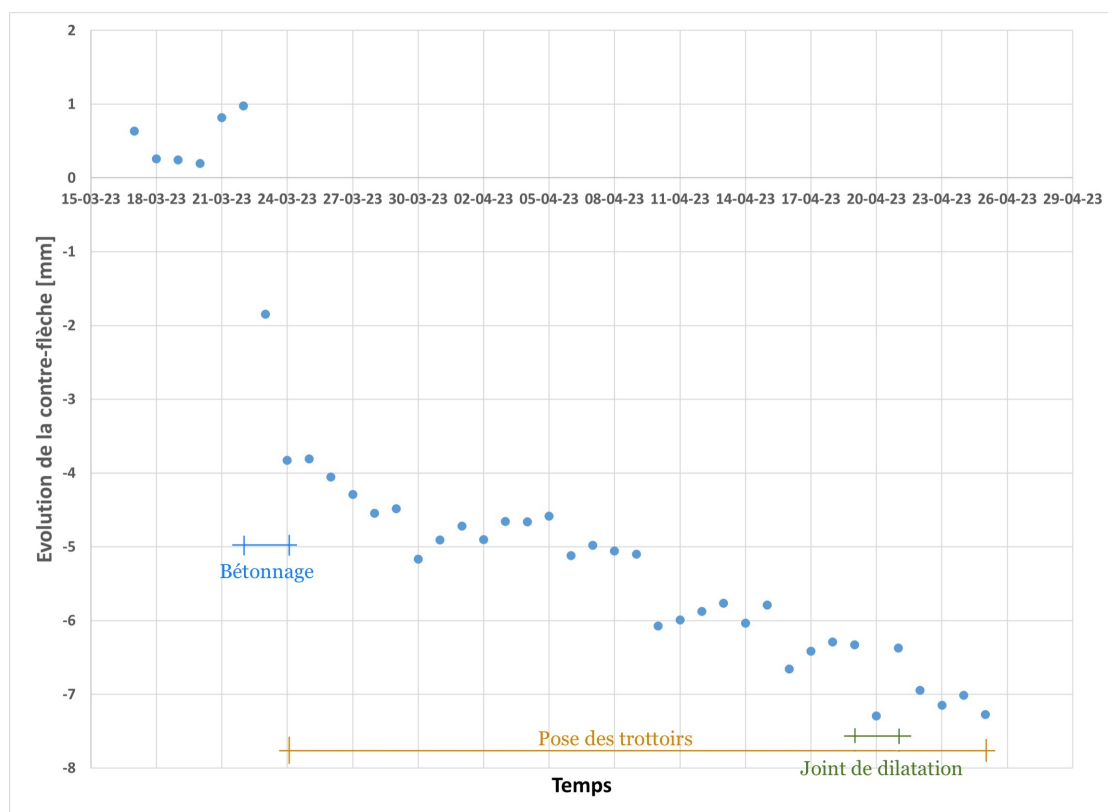


FIGURE 7.21 – Évolution de la contre-flèche moyennée par jour du 17/03 au 25/03

Pour exclure le caractère cyclique de l'évolution, une moyenne quotidienne de la variation de la contre-flèche a été calculée, ce qui donne le graphique présenté à la Figure 7.21. En analysant ce graphique et en se basant sur les informations fournies sur les activités du chantier, trois éléments peuvent être expliqués. Premièrement, il est évident que l'impact du bétonnage de la travée est clairement visible, entraînant une diminution de la contre-flèche de 5 mm. De plus, les travaux de bétonnage et de ferrailage du joint de dilatation de la travée au niveau de la pile P9 ont un impact temporaire sur la contre-flèche le 20 avril.

Cependant, la pose des trottoirs a également été réalisée après le bétonnage de la travée sans savoir exactement quand. Il est donc probable que la charge supplémentaire due à l'ajout de ces trottoirs se soit accumulée progressivement, ce qui expliquerait les différentes diminutions de la contre-flèche observées. Cependant, il est important de noter que la variation entre la fin du bétonnage et la fin des prises de mesures est d'environ 3 mm de diminution.

7.4.3 Niveau optique

A partir du niveau optique et des règles graduées, il a été possible de mesurer la contre-flèche à différentes dates comme le montre le tableau ci-dessous. Cependant, la première mesure n'a pas été prise entièrement le même jour. En effet, les mesures depuis la pile P10 ont été effectuées le 15 mars et celles depuis la pile P9 ont été réalisées plus tard, le 17 mars à cause d'un problème d'accès et de mise en sécurité la nacelle.

	Position de la cible [m]	Élévation le 15-17/03 [mm]	Élévation le 23/03 [mm]	Élévation le 07/04 [mm]	Élévation le 25/04 [mm]
Poutre G	1.48	0	0	0	0
	7.32	28.0	24.2	20.81	17.7
	14.97	38.0	29.4	23.9	19.6
	22.50	15.0	19.3	15.1	13.7
	28.36	0	0	0	0
Poutre F	1.48	0	0	0	0
	7.32	22.6	22.6	19.8	17.8
	14.97	30.9	30.3	25.1	23.4
	22.50	16.0	16.7	12.5	11.5
	28.36	0	0	0	0

Le graphique représenté à la Figure 7.23 qui présente l'évolution des différentes contre-flèches est suffisamment explicite pour mettre en évidence l'improbabilité de la contre-flèche de 38.0 mm mesurée en deux jours distincts. En effet, en plus d'avoir une valeur de contre-flèche fort élevée par rapport aux autres, la déformée présente une forte dissymétrie indiquant probablement une erreur lors de la prise de mesure. Par conséquent, il semble plus approprié de considérer les mesures du 15/03 et 17/03 comme non utilisables.

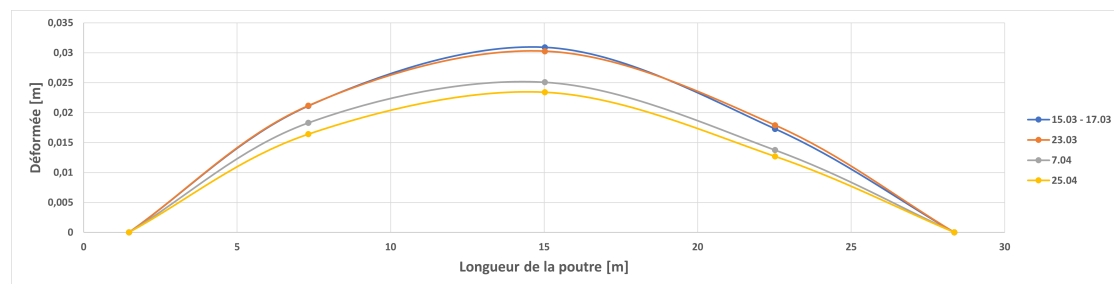


FIGURE 7.22 – Déformée de la poutre F mesurée avec la lunette optique

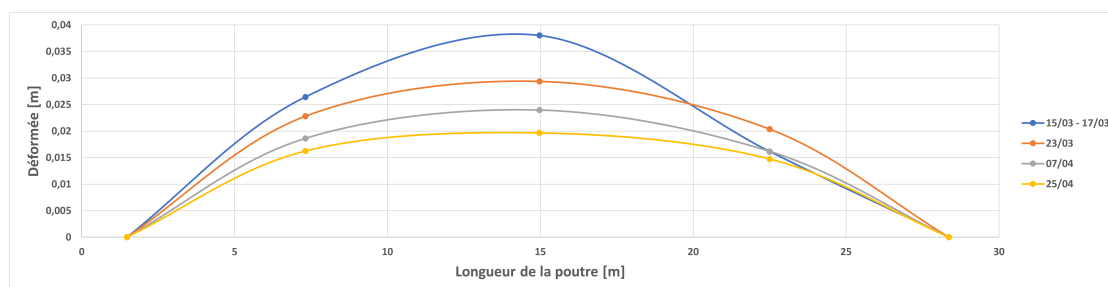


FIGURE 7.23 – Déformée de la poutre G mesurée avec la lunette optique

Avant de procéder à la comparaison des différentes mesures, il est pertinent de souligner que le bétonnage de la travée T10 a débuté à partir de 10 heures, en accord avec les relevés effectués à l'aide des inclinomètres. Par conséquent, les mesures réalisées avec la lunette optique ont été finalisées juste avant 10 heures, c'est-à-dire juste avant le début du bétonnage.

7.4.4 Conclusion

Les inclinomètres ont été installés exclusivement sur la poutre F en T10, ce qui rend intéressante la comparaison des données obtenues à partir de ces trois prises de mesures différentes sur cette poutre. Tout d'abord, les inclinomètres et la lunette optique sont des méthodes de mesure qui partagent la même valeur de référence, fixée à 1.48 m à partir du début de la poutre. Ainsi, ces deux méthodes peuvent être directement comparées. Cependant, les inclinomètres ne nous fournissent qu'une évolution de la déformation par rapport à la date de leur installation, le 17 mars. Par conséquent, il est nécessaire de prendre une valeur de contre-flèche de référence mesurée avec la lunette optique afin de pouvoir effectuer une comparaison entre les deux. La mesure de référence est effectuée le 23 mars, avant le bétonnage, étant donné que les données des 15 et 17 mars sont biaisées. Le tableau ci-dessous compare les valeurs obtenues sur la poutre F :

	Contre-flèche lunette optique [mm]	Évolution contre-flèche avec la lunette optique [mm]	Évolution contre-flèche avec les inclinomètres [mm]	Contre-flèche inclinomètres [mm]
17/03 - 10h00	/		0	29.5
23/03 - 10h00	30.3	30.3	0.8	30.3
07/04 - 11h00	25.1	-5.2	-4.8	24.6
25/04 - 11h00	23.4	-6.9	-7.6	21.9

En observant ce tableau, il est possible de constater que les valeurs de contre-flèche du 07 avril et du 25 avril sont très similaires. De plus, l'évolution de la contre-flèche causée par le bétonnage est clairement visible entre le 23/03 et le 07/04. La convergence entre les deux méthodes est encourageante, cependant, il est préférable de se fier davantage aux inclinomètres, car ils ne sont pas sujets aux erreurs humaines lors de la prise de mesures avec la lunette optique.

Cependant, la comparaison avec les mesures effectuées par la station totale n'est pas possible directement. Étant donné que cette méthode considère une déformation nulle à 4.12 m, il est nécessaire d'ajouter à toutes les valeurs, l'élévation trouvée à 4.12 m à l'aide des deux autres méthodes. Mais cela n'est pas possible avec les inclinomètres, car ils fournissent seulement une évolution par rapport à une valeur de référence dont la valeur est inconnue à 4.12 m. De plus, l'élévation à 4.12 m varie en fonction de la charge, il n'est donc pas possible d'additionner une valeur calculée avec les règles graduées mesurées auparavant. Néanmoins, les 6 et 7 avril, les trois prises de mesures distinctes ont été réalisées, ce qui permet de comparer les trois mesures. En utilisant une équation du second degré qui passe par les points mesurés avec la lunette optique, une élévation de 10 mm à 4.12 m est obtenue, comme le montre le graphique ci-dessous.

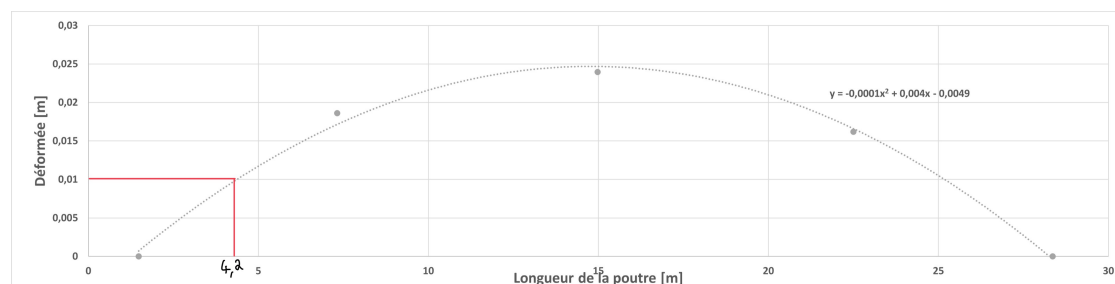


FIGURE 7.24 – Élévation à 4.12m par rapport à la lunette optique

Ainsi, il est possible d'ajouter 10 mm à la valeur de la contre-flèche obtenue avec la station totale afin de comparer les trois méthodes, comme présenté dans le Tableau 7.3.

	Station totale	Inclinomètres	Niveau optique
Date	06/04	07/04	07/04
Contre-flèche poutre G [mm]	27.9	24.6	25.1

TABLE 7.3 – Comparaison des résultats des différentes méthodes de mesures

Ce tableau permet de comparer les trois méthodes, cependant, il convient de noter que la mesure effectuée avec la station totale n'a pas été effectuée à la même heure

ni le même jour que les deux autres méthodes. Par conséquent, en raison de l'inertie thermique et de la dilatation thermique, une comparaison précise entre les trois méthodes n'est pas possible.

Chapitre 8

Comparaison entre les valeurs calculées avec la méthode de calcul et les valeurs mesurées

L'objectif de ce chapitre consiste à effectuer une comparaison entre toutes les données de contre-flèche recueillies pour les poutres B14 du viaduc de Huccorgne de leur production jusqu'à une étape clé du chantier, avec les valeurs théoriques obtenues grâce à notre méthode de calcul.

Voici un résumé de toutes les données de contre-flèche obtenues durant ce mémoire :

- En usine, chez Ergon :
 - Le monitoring de deux poutres précontraintes (102712/2 et 102716/1) a été effectué dès le transfert de précontrainte grâce à des inclinomètres durant 4, 5 jours environ.
 - Le rapport de fabrication des poutres précontraintes pour le viaduc de Huccorgne a été fourni par le préfabricant, Ergon.
- Sur le chantier, à Huccorgne :
 - Le suivi de la déformation de la poutre B14 en travée T10 (102708/2), juste avant le bétonnage jusqu'à la pose des trottoirs, a été réalisé à l'aide d'inclinomètres.
 - Les relevés manuels de la contre-flèche des deux poutres intérieures B14 en T10 (102708/1 et 102708/2), également juste avant le bétonnage jusqu'à la pose des trottoirs, ont été établis au moyen de réglettes et d'un niveau optique.

- L'entreprise générale a effectué trois relevés de contre-flèche pour toutes les poutres de chaque viaduc (sud et nord) dès leur pose jusqu'à finalisation de la voirie.

Malheureusement, il n'est pas toujours possible de comparer les contre-flèches obtenues par des méthodes de mesure différentes. Car que ce soit à Ergon ou à Huccorgne, les méthodes de prise de mesures n'ont pas le même point de référence, c'est-à-dire que leur point d'élévation nulle n'est pas toujours pris au début de la poutre. En effet, les inclinomètres en usine posés sur la semelle supérieure mesurent à partir de 0m depuis l'appui. En revanche, sur chantier, n'ayant pas accès à la fibre supérieure, les inclinomètres sont fixés sur la semelle inférieure et mesurent donc à partir de 1.48m depuis l'appui. Les données géomètres, quant à elles, sont mesurées avec leur point d'élévation nulle se situant à 4.12m depuis l'appui ce qui constitue également une divergence car l'élévation réelle de ce point n'est pas nulle. En sachant cela, seules les mesures réalisées avec les inclinomètres et la lunette optique à Huccorgne ont le même point de référence et donc peuvent être comparées entre elles.

8.1 Usine de fabrication

Il est intéressant de comparer les moyennes des contre-flèches obtenues à travers les rapports de fabrication d'Ergon (voir Tableau 6.4), avec les valeurs mesurées avec les inclinomètres en usine et avec notre méthode de calcul lorsque le béton a le même âge lors du relâchement des torons, 2 jours.

Dans la première colonne du Tableau 8.1, les valeurs des essais, module de Young et résistance caractéristiques à la compression, ont été utilisées en paramètres d'entrées dans la méthode de calcul ce qui devrait représenter au mieux la réalité. Dans la deuxième colonne du tableau, les valeurs prescrites par l'Eurocode 2 pour un béton C60/75 ont été utilisées ce qui devrait sur-estimer les valeurs réelles de contre-flèches, comme conclu à la fin du Chapitre 4.

	Valeur de la contre-flèche [mm]			
	Méthode de calcul valeurs Eurocode	Méthode de calcul valeurs essais	Inclinomètres	Rapport Ergon
Après 2 heures	31.9	27.8	20.4	18.6
Après 5 jours	34.4	29.7	26.1	
Après 7 jours	35.4	30.0		36.7

TABLE 8.1 – Comparaison contre-flèche en usine

Après lecture de ce tableau, il est clair que la méthode de calcul semble surévaluer la valeur de contre-flèche au moment du transfert de précontrainte peu importe si les valeurs d'essais ou de l'Eurocode sont prises en paramètres d'entrée. En effet, lorsque la valeur calculée de la contre-flèche après 2 heures est comparée avec les résultats des inclinomètres ainsi que les résultats d'Ergon, elle se situe au-dessus.

En revanche, après 5 jours, le résultat avec la méthode de calcul utilisant les essais se rapproche de celui indiqué par les inclinomètres. Les valeurs calculées avec la méthode de calcul utilisant les caractéristiques typiques d'un béton C60/75 sont sur-estimées, comme attendu.

Cependant, après 7 jours, la valeur calculée en utilisant les valeurs de l'Eurocode pour la résistance et le module de Young est similaire à celle fournie par Ergon.

De cela, nous pouvons conclure que la méthode de calcul surestime l'impact de la précontrainte au moment du transfert et que l'impact du fluage faisant augmenter la contre-flèche dans le temps est sous-estimé.

8.2 Chantier

Comme expliqué dans le Chapitre 7, les données relevées par la géomètre sur le viaduc de Huccorgne ne peuvent pas être comparées avec celles obtenues par la méthode de calcul et les inclinomètres. En effet, les cibles sont positionnées à 4.12m de l'appui, ce qui entraîne une sous-estimation des valeurs de contre-flèche puisqu'il est supposé que l'élévation du point situé à 4.12m de l'appui ne bougera pas, ce qui ne correspond pas à la réalité.

Par ailleurs, les premières mesures effectuées par les inclinomètres et la lunette optique ont été prises juste avant le bétonnage, tandis que les dernières mesures ont été prises après la pose des trottoirs. Il est important de rappeler que les différentes étapes du chantier se sont déroulées dans l'ordre suivant : la pose des poutres, la pose des pré-dalles, le ferrailage, le bétonnage, la pose des trottoirs, puis la mise en place des différentes couches de revêtement routier.

La comparaison avec la méthode de calcul pour les poutres B14 mesurées peut uniquement se faire après le ferrailage jusqu'à la pose des trottoirs comme montré dans le Tableau 8.2. Il est également intéressant de comparer la méthode de calcul avec les valeurs de l'Eurocode et avec les valeurs des essais.

	Contre-flèche lunette optique [mm]	Évolution contre-flèche lunette optique [mm]	Contre-flèche inclinomètres [mm]	Évolution contre-flèche inclinomètres [mm]	Contre-flèche méthode de calcul valeurs essais [mm]	Évolution contre-flèche méthode de calcul valeurs essais [mm]	Contre-flèche méthode de calcul valeurs Eurocode [mm]	Évolution contre-flèche méthode de calcul valeurs Eurocode [mm]
Après ferrailage	30.3		30.3		25.8		33.1	
Après bétonnage	25.1	-5.2	24.6	-5.7	17.2	-8.6	22.9	-10.2
Après pose des trottoirs	23.4	-1.7	21.9	-2.7	12.9	-4.3	17.5	-5.4

TABLE 8.2 – Comparaison contre-flèche sur chantier

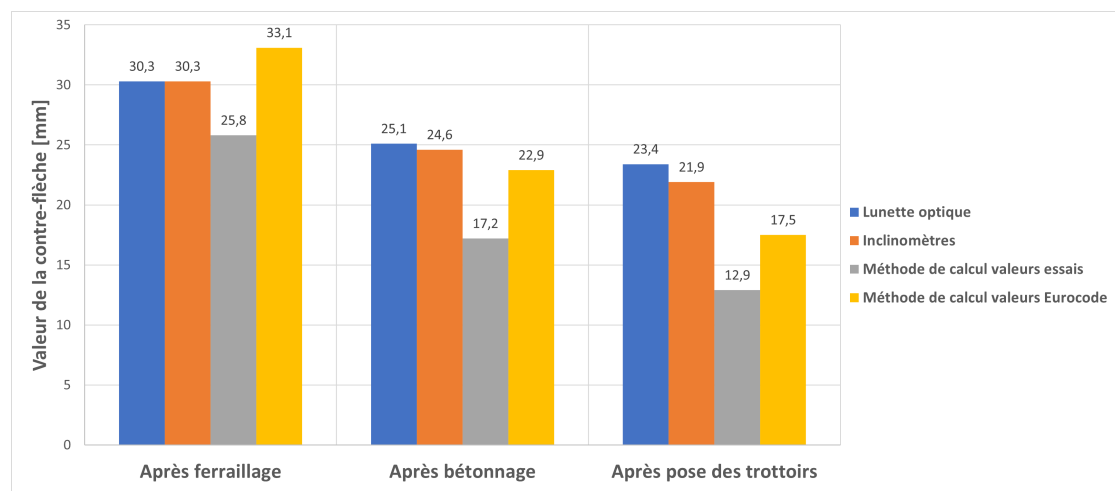


FIGURE 8.1 – Comparaison entre les valeurs mesurées et calculées de contre-flèche sur chantier

Les mesures réalisées sur le chantier révèlent avec précision l'impact du bétonnage et de la pose des trottoirs sur une poutre B14 de la travée T10. Il est observable que le bétonnage réduit la contre-flèche de 5.7 mm et la pose des trottoirs de 2.7 mm à l'aide des inclinomètres. Cependant, quelles que soient les valeurs caractéristiques du béton utilisées dans la méthode de calcul, celle-ci surestime considérablement l'impact de ces deux charges supplémentaires.

8.3 Conclusion

En conclusion, la méthode de calcul utilisée surestime à la fois la contre-flèche de la poutre lors du transfert et l'impact des charges supplémentaires sur celle-ci. L'effet du fluage semble être sous-estimé lorsque les paramètres mesurés en laboratoire pour la résistance et le module de Young sont encodés dans la méthode de calcul.

Cependant, il est important de noter que malgré les hypothèses simplificatrices utilisées, l'ordre de grandeur des valeurs de contre-flèche calculées reste correct. En effet, bien que les différents phénomènes de perte de précontrainte aient été considérés comme indépendants, ils sont en réalité tous interconnectés ce qui aurait un impact sur la valeur de la contre-flèche au fil du temps.

Nous sommes conscients que notre méthode de calcul doit être améliorée pour répondre aux exigences du chantier. En effet, actuellement elle n'est pas capable de prédire au millimètres près la contre-flèche qu'aura une poutre après un certain chargement. Or, en pratique, une précision de quelques millimètres est nécessaire pour mettre en oeuvre les différentes couches constituant la voirie.

Chapitre 9

Paramètres déterminants pour l'évolution de la contre-flèche

Ce chapitre est dédié à l'objectif fondamental de ce mémoire : parvenir à une conclusion quant aux paramètres essentiels qui influencent la valeur de la contre-flèche. La capacité à identifier les paramètres importants et décisifs est essentielle pour déterminer les étapes cruciales de la fabrication ou de la mise en place de ces poutres, nécessitant une attention particulière de la part du préfabricant ou de l'entrepreneur général.

Pour parvenir à cela, l'utilisation de la méthode de calcul mise en place s'est révélée extrêmement utile, car elle nous a permis de modifier les paramètres d'entrée et d'observer comment la flèche évoluait au fil du temps en fonction de ces modifications.

Il a également été utile de parcourir la littérature afin de voir si les conclusions effectuées avec la méthode de calcul corroborent d'autres études déjà effectuées.

Le Tableau 9.1 résume les différents paramètres qui influencent la valeur de la déformée de la poutre au cours de sa vie. Pour chaque paramètre, des valeurs minimales et maximales ont été définies. La détermination de ces plages de valeurs dépend du paramètre spécifique. Les limites peuvent être déterminées par des considérations d'efficacité de production, des contraintes liées aux matériaux, des dimensions géométriques fixes ou des conditions climatiques spécifiques à la Belgique. La quatrième colonne indique les valeurs qui ont été considérées pour le cas des poutres du chantier du viaduc de Huccorgne qui seront donc la référence pour cette analyse d'influence des paramètres.

Paramètres	Valeur minimum	Valeur maximum	Cas de Huccorgne	Remarque
Âge du béton au transfert [jour]	1	5	4 (variable en fonction des poutres)	Ergon ne va pas attendre plus de 5 jours car ils doivent rester dans les délais de leur ligne de production
E acier précontrainte [Mpa]	185	205	200	Valeurs réelles pour le module d'élasticité des torons
Classe de l'acier	1 2 OU 3		2	Classes existantes pour acier de précontrainte
Résistance caract. du béton [MPa]	C30/37	C100/115	C60/75	Classes de béton pour béton précontraint
Classes de ciment	S N R		R	Ciments existants
Cg torons droits [cm]	3	100	11.85	Depuis la fibre inférieure, enrobage minimum et demi-hauteur de poutre
Flèche tracé torons déviés [cm]	45	197	70.4	Enrobage de 3cm min à mi-travée et hauteur de 48cm à l'appui (45cm hauteur about + 3cm)
Masse volumique [kg/m ³]	2450	2850	2772	Valeurs de masse volumique pour du béton armé
RH usine [%]	55	90	70	Valeurs d'humidité relative belges
T usine [°C]	-5	25	6	Valeurs de températures belges
RH chantier [%]	55	90	77	Valeurs d'humidité relatives belges
T chantier [°C]	-5	25	7	Valeurs de températures belges
Force de pct [kN]	5000	9000	6902	Force de précontrainte maximale pour ne pas avoir de contrainte de traction dans la poutre

TABLE 9.1 – Paramètres influençant la contre-flèche et leurs valeurs possibles

Après avoir établi les valeurs minimales et maximales des paramètres, nous avons systématiquement modifié ces valeurs dans notre méthode de calcul pour évaluer leur impact sur la déformation de la poutre, à savoir la contre-flèche à 7 jours et la contre-flèche à très long terme. Cette approche nous a permis de déterminer quels paramètres avaient le plus d'influence sur la déformation et quels paramètres, bien qu'influençant la déformation, n'étaient pas déterminants dans ce contexte.

Sur l'axe des ordonnées, Δf correspond à la différence entre la valeur de flèche calculée avec une modification des paramètres et la valeur réelle de flèche calculée avec les paramètres des poutres de Huccorgne.

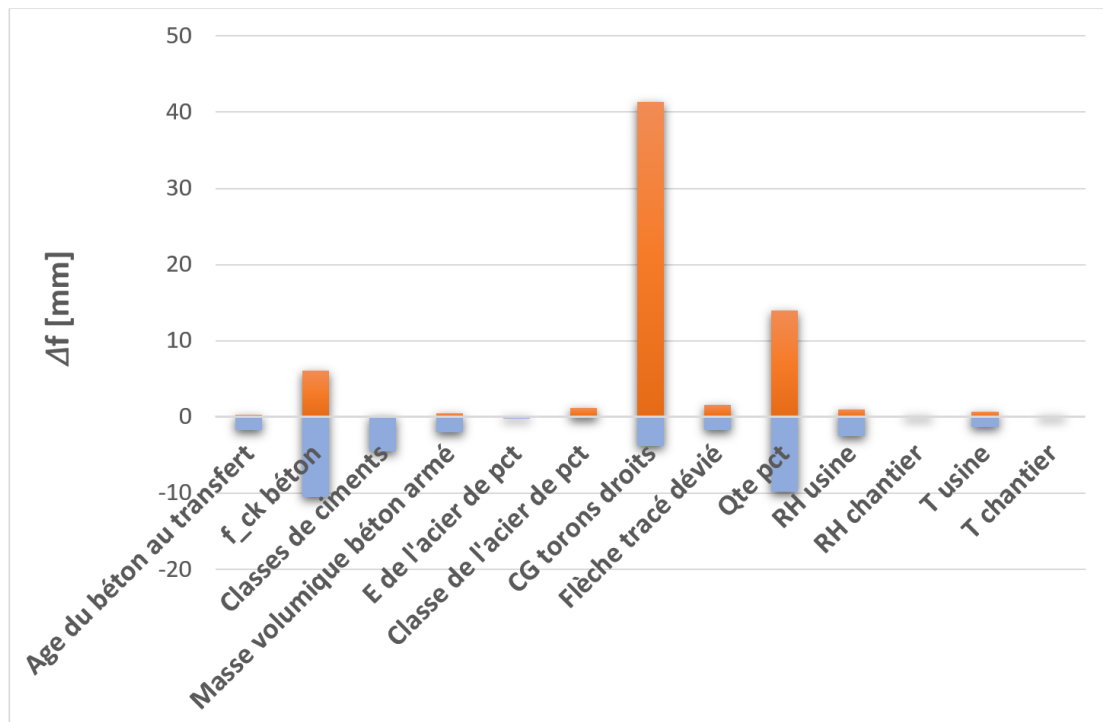


FIGURE 9.1 – Influence de chaque paramètre sur la contre-flèche de Huccorgne 7 jours après transfert de précontrainte

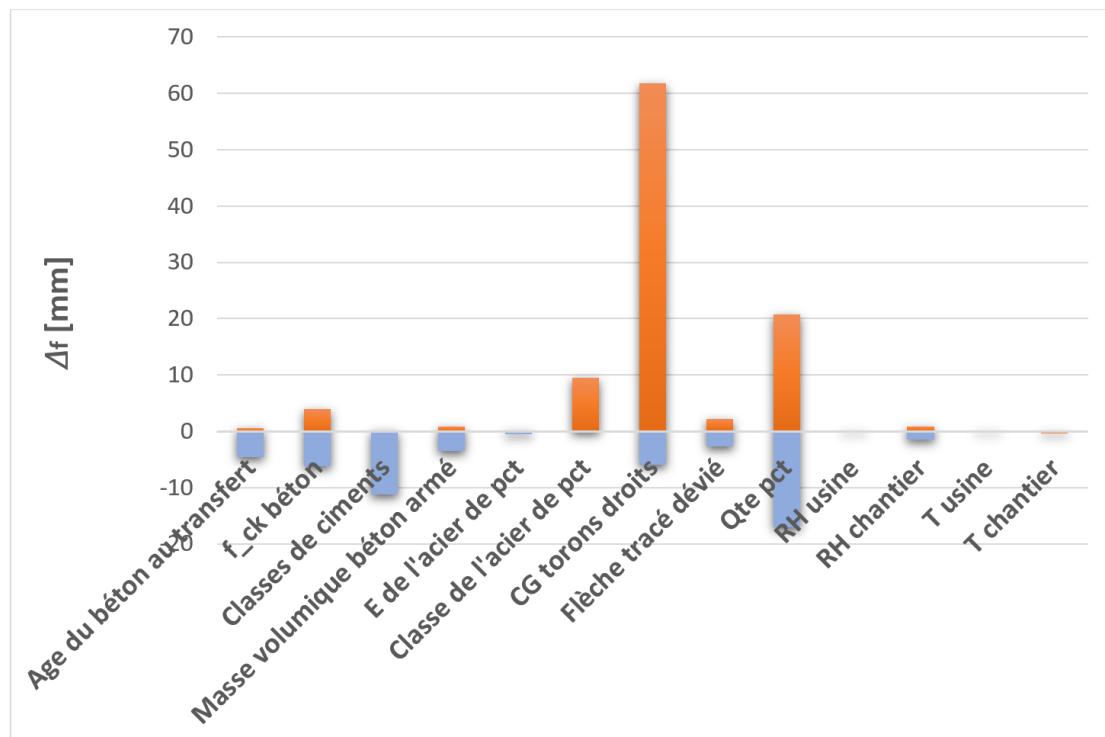


FIGURE 9.2 – Influence de chaque paramètre sur la contre-flèche de Huccorgne pour un temps considéré infini

De cette analyse sont ressorties des conclusions intéressantes. En effet, les paramètres les plus déterminants sont : l'âge du béton lors du transfert de précontrainte sur le banc de préfabrication, la résistance caractéristique du béton aussi bien lors du transfert que sa résistance caractéristique à 28 jours, la classe du ciment utilisée, le centre de gravité des torons qui forment le tracé de précontrainte droit, la flèche du tracé de précontrainte déviée ainsi que la quantité de précontrainte qui est induite à la poutre. Les conditions atmosphériques en usine de préfabrication influencent également la valeur de la contre-flèche à court-terme mais plus à long terme. Certains paramètres n'influencent pas la contre-flèche à court terme mais l'influencent à long terme, c'est le cas par exemple de la classe des aciers de précontrainte. En effet, la classe des aciers de précontrainte détermine les pertes de précontrainte due à la relaxation menant donc à des impacts à long terme et non à court terme.

Maintenant que les paramètres ayant le plus d'influence sur la fluctuation des contre-flèches à court et long terme ont été identifiés, il devient possible de déterminer les éléments nécessitant une attention particulière pour essayer de résoudre cette problématique. Il est donc important que le transfert de précontrainte se fasse toujours lorsque le béton a le même âge. Il faut également utiliser les mêmes béton, ciment et acier de précontrainte pour les poutres. Les tracés de précontrainte droites et déviées doivent être minutieusement réalisés. Il est également important que les vérins qui mettent la tension dans les torons soient bien étalonnés afin que la même quantité de précontrainte soit transmise aux poutres. Enfin, les conditions atmosphériques dans l'usine devraient être les mêmes pour toutes les poutres. Ces précautions sont sans aucun doute idéales, mais elles peuvent parfois être difficiles à mettre en œuvre dans la réalité, comme pour les conditions atmosphériques notamment. Il serait intéressant d'effectuer un suivi sur plusieurs poutres fabriquées en usine en modifiant un seul paramètre à la fois, dans le but de confirmer les résultats obtenus grâce à la méthode de calcul.

Conclusion

Ce chapitre synthétise l'ensemble du travail réalisé pour ce mémoire et présente les conclusions générales concernant la problématique des contre-flèches pour les poutres précontraintes en béton du viaduc de Huccorgne.

Pour replacer le contexte, ce mémoire a été initié pour aborder la problématique des contre-flèches lors de la réhabilitation du viaduc de Huccorgne. En effet, lors de ce projet, les travées du viaduc ont dû être reconstruites en utilisant de nouvelles poutres précontraintes. Cependant, il a été observé que pour un même type de poutre, les contre-flèches varient considérablement, avec une différence allant de 1 à 2 centimètres à leur arrivée sur chantier dans le pire des cas. En d'autres termes, les poutres d'une même travée peuvent présenter une élévation inégale en leur milieu. Cette disparité des contre-flèches pose problème lors des différentes phases suivant la pose des poutres, car il est difficile d'obtenir un profil en long continu du viaduc lorsque l'élévation au milieu des quatre différentes poutres formant chaque travée fluctue.

Afin d'identifier les causes de cette problématique, des travaux à la fois théoriques et expérimentaux ont été réalisés. Dans un premier temps, des recherches bibliographiques ont été menées pour comprendre le phénomène et les différents paramètres influents, dans le but d'établir une méthode de calcul permettant de déterminer la contre-flèche au fil du temps. Ensuite, une partie plus expérimentale a été entreprise, impliquant la prise de mesures de contre-flèche dès la fabrication des poutres en usine, ainsi que pendant la réhabilitation du viaduc nord. A différents moments important, des essais de résistance à la compression et de module de Young du béton des poutres de Huccorgne ont également été réalisés en laboratoire afin d'utiliser ces valeurs dans la méthode de calcul. Il a été conclu que les valeurs des essais étaient supérieures aux valeurs prescrites par l'Eurocode 2.

Concernant la prise de mesure sur chantier, il s'est avéré difficile de choisir de manière optimale le nombre d'éléments à mesurer, la méthode et l'appareil de mesure à utiliser. Une fois la méthode choisie, il n'était pas pour autant aisé de

la réaliser correctement compte tenu des imprévus courants sur les chantiers de construction. De plus, après le traitement de toutes ces données, la comparaison de toutes les valeurs obtenues s'est révélée complexe en raison de l'utilisation de différentes méthodes avec différents points de référence pour le calcul de contre-flèche. Il ressort de l'ensemble de ces mesures une fluctuation significative des valeurs de contre-flèche. En effet, pour deux mêmes poutres mesurées précisément avec des inclinomètres, la contre-flèche varie de 26.7mm à 31.3mm, 4 jours après relâchement des torons. Cette variation est également constatée lorsque les poutres arrivent sur le chantier du viaduc de Huccorgne. Dès lors, la contre-flèche doit être compensée par des sur-épaisseurs de béton, ou d'asphalte.

De plus, lors de la comparaison entre nos valeurs expérimentales et les valeurs théoriques fournies par notre méthode de calcul, il a été conclu que notre méthode surestime la contre-flèche après transfert de précontrainte mais sous-estime l'effet du fluage. Par ailleurs, elle semble également surestimer l'impact des différentes surcharges appliquées à la poutre.

Après ce travail et grâce à l'analyse détaillée de notre méthode de calcul, il apparaît que les paramètres suivants ont le plus d'influence sur la valeur de la contre-flèche à court terme :

- L'âge du béton lors du transfert de précontrainte
- La résistance du béton utilisé
- La classe de ciment utilisée
- La géométrie du tracé de précontrainte
- La quantité de précontrainte transmise à la poutre
- Les conditions atmosphériques en usine de préfabrication

Sur le long terme, les paramètres ayant le plus d'influence sont les mêmes, à l'exception des conditions atmosphériques qui ont peu d'impact, contrairement à la classe d'acier de précontrainte utilisée, qui a une influence significative.

Pistes d'amélioration

À l'issue de cette étude, il est évident de conclure que ce phénomène est assez complexe à gérer de manière précise en raison de la variabilité de tous les paramètres interdépendants qui influencent cette contre-flèche. Notre approche durant ce mémoire a été de suivre de manière très précise quelques poutres de même type durant tout le processus. Après le traitement des données, il est apparu que la prise de mesures pendant près de deux mois à Huccorgne n'a pas permis de contribuer à la compréhension des paramètres déterminants influençant la contre-flèche. En revanche, cela a permis de comprendre les impacts du bétonnage et de la pause des trottoirs sur la contre-flèche, et de les comparer avec nos calculs théoriques de flèche.

Si nous devons poursuivre notre recherche, 2 pistes s'offrent à nous. Soit l'objectif est de comprendre les sources de variabilité des contre-flèches pour un même type de poutre à la sortie de l'usine de préfabrication, soit il s'agit de comprendre comment ces contre-flèches varient à long terme sous l'effet de différentes charges et les effets différés dans le temps.

Dans le premier cas, il serait plus intéressant d'adopter une approche quantitative en suivant de manière précise les paramètres influençant la valeur de la contre-flèche pour toutes les poutres précontraintes produites en usine.

Dans le deuxième cas, si l'objectif est de déterminer de manière aussi précise que possible la contre-flèche à long terme au fil des chargements, il serait préférable de réaliser des mesures sur site moins fréquentes, mais après chaque phase de construction clé. De plus, il serait pertinent de tenir compte des recherches récentes qui utilisent des approches probabilistes pour déterminer de manière plus précise la contre-flèche à long terme, en utilisant les valeurs mesurées. Ces approches probabilistes permettraient de prendre en compte les incertitudes de mesure, les variations inhérentes aux matériaux et aux conditions environnementales, ainsi que les incertitudes associées aux différentes charges et pertes de précontrainte. En utilisant ces méthodes, il serait possible d'obtenir une estimation plus fiable et réaliste de la contre-flèche à long terme.

Annexes

I Procédure pour la réalisation de l'essai pour la détermination du module sécant d'élasticité

Le principe pour réaliser l'essai et donc déterminer le module sécant stabilisé d'élasticité est le suivant : une éprouvette est soumise à un chargement en compression axiale, les forces et les déplacements (desquels sont calculées les contraintes et les déformations) sont enregistrés et la pente de la droite sécante de la courbe de contrainte/déformation est déterminée après trois cycles de chargement. La pente sécante est appelée module sécant d'élasticité en compression. Dans notre cas, l'éprouvette sur laquelle l'essai a lieu était moulée et non pas prélevée dans une structure existante comme expliqué précédemment dans ce chapitre.

Durant l'essai, il est nécessaire de calculer la déformation. La machine utilisée en laboratoire ne fournissait pas directement cette donnée, elle a donc dû être calculée par la suite en utilisant l'équation suivante :

$$\epsilon = \frac{\Delta L}{L_0} \quad (9.1)$$

Dans cette équation, L_0 , soit la distance entre les 2 couronnes, doit être comprise entre deux tiers du diamètre et la moitié de la longueur de l'éprouvette. Les dimensions des cylindres utilisés dans notre cas sont $H = 20$ cm et $d = 10$ cm, nous avons donc choisi une longueur initiale de 10cm. Concernant les dimensions de notre éprouvette, il était nécessaire de respecter un rapport entre sa hauteur et son diamètre compris entre 2 et 4, ce critère a été parfaitement respecté.

Avant de réaliser l'essai, il était important d'obtenir une valeur approximative (à 20% près) de la résistance à la compression f_c de l'éprouvette. Cette dernière est utilisée pour définir les niveaux de contrainte du cycle d'essai pour la détermination du module sécant d'élasticité. En effet, la force maximale appliquée au cylindre durant l'essai doit être équivalente au tiers de la force qui entraîne la rupture de

l'éprouvette.

Nous ne pouvions forcément pas faire d'essai destructif sur l'éprouvette avant détermination de son module sécant d'élasticité. Il a donc fallu prédire quelle était la résistance attendue du béton à l'instant considéré.

Pour le premier essai (qui a eu lieu au moment du transfert de précontrainte), il a été plutôt aisé de déterminer la résistance à la compression de ce cylindre puisque la résistance à la compression sur cube (15x15x15cm) est connue (48 MPa). En effet, c'est le critère utilisé pour savoir quand le transfert de précontrainte peut avoir lieu en usine de préfabrication.

De cette valeur de $f_{c,cube}$ connue, nous pouvons trouver la résistance à la compression sur cylindre $f_{c,cyl}$ grâce à l'équation suivante :

$$\frac{f_{c,cyl}}{f_{c,cube}} = 0.62 + \frac{0.67}{\left(1 + \frac{\sqrt{S}}{20}\right) * \left(\frac{h}{\sqrt{S}}\right)^{1.05}} \quad (9.2)$$

où

S est la section du cylindre : $S = \pi * 5^2 = 78.54 \text{ cm}^2$

h est la hauteur du cylindre : $h = 20 \text{ cm}$

Grâce à cela, il a dès lors été possible de déterminer la résistance à la compression attendue de l'éprouvette. Pour les autres essais (qui ont eu lieu lorsque le béton avait 6, 9, 23, 28 et 68 jours), il était également facile d'obtenir une estimation de cette résistance maximale à la compression puisque nous commençons à voir l'allure que prenait la valeur de cette résistance au fil du temps à l'aide d'un graphe.

La réalisation de l'essai s'effectue en plusieurs étapes, comme montré en Figure 9.3. Tout d'abord, une contrainte de préchargement σ_p est appliquée pendant une période de 20 secondes (ou moins) à la fin de laquelle les capteurs de mesure de déformation sont mis à 0. La vitesse de chargement pour les cycles doit être comprise entre 0.4 et 0.8 MPa/s. A chaque fin de chaque phase montante d'un cycle, il faut enregistrer la déformation $\epsilon_{a,i}$ et faire de même à chaque fin de phase descendante de cycle où il faut enregistrer la déformation $\epsilon_{b,i}$. Les valeurs mesurées des limites inférieures et supérieures de contrainte σ_b^m et σ_a^m doivent également être enregistrées.

Le module sécant stabilisé d'élasticité $E_{C,S}$ est défini comme suit :

$$E_{C,S} = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\epsilon_S} = \frac{\sigma_a^m - \sigma_b^m}{\epsilon_{a,3} - \epsilon_{b,2}} \quad (9.3)$$

où

σ_a^m est la contrainte mesurée correspondant à la limite supérieure de contrainte nominale σ_a .

σ_b^m est la contrainte mesurée correspondant à la limite inférieure de contrainte nominale σ_a .

$\epsilon_{a,3}$ est la déformation moyenne à la limite supérieure de contrainte lors du troisième cycle de chargement.

$\epsilon_{b,2}$ est la déformation moyenne à la limite inférieure de contrainte lors du deuxième cycle de chargement.

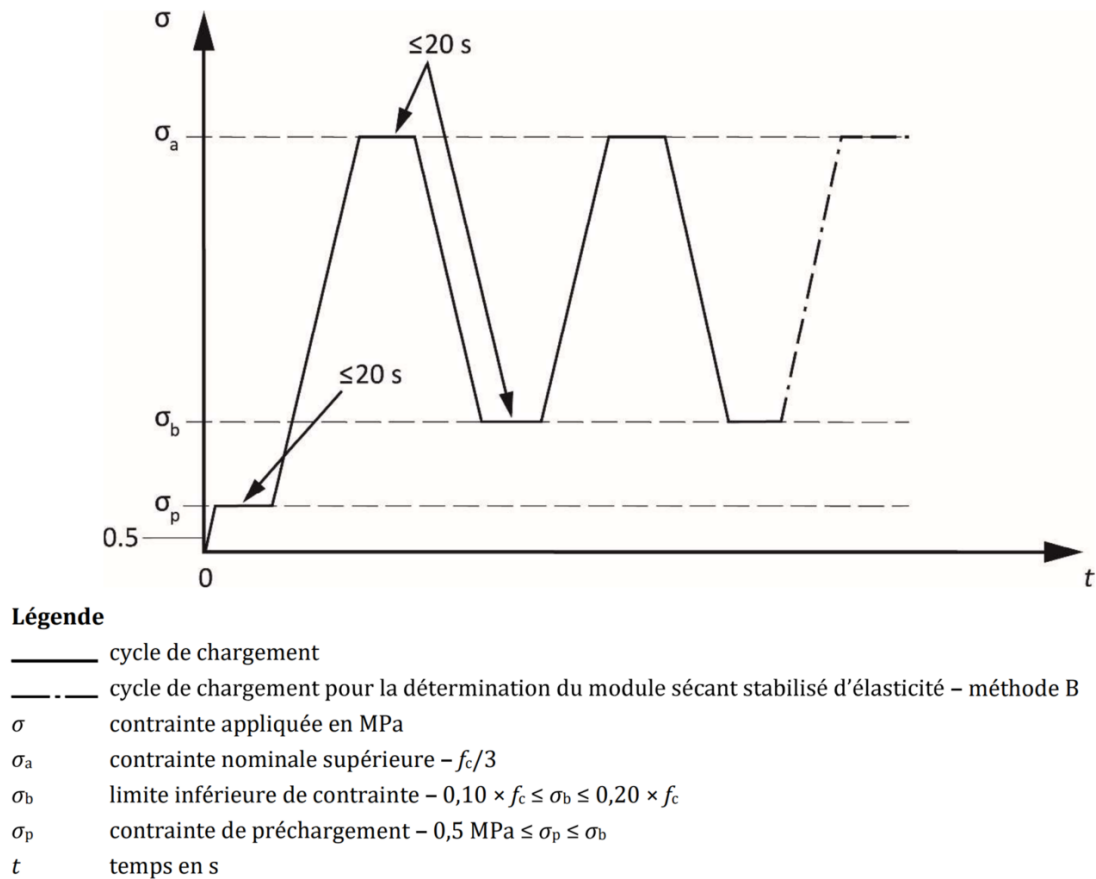


FIGURE 9.3 – Cycle de chargement pour la détermination du module sécant stabilisé d'élasticité selon la norme belge (NBN EN 12390-13 : 2021)

II Procédure pour la réalisation de l'essai de la résistance à la compression

Après avoir effectué les cycles nécessaires pour la détermination du module sécant d'élasticité à l'aide de la machine *INSTRON 500*, la force appliquée au cylindre était progressivement augmentée jusqu'à ce qu'il se rompe. Ce processus permettait de mesurer la résistance à la compression maximale du matériau mais n'était d'application que si le béton présentait une résistance inférieure à 500 kN ce qui était le cas lorsque le béton avait moins de 7 jours. La valeur de cette force maximale était enregistrée dans les données de sortie de la machine, fournissant ainsi une mesure précise de la résistance à la compression atteinte par le cylindre.

Lorsque la résistance du béton dépassait les 500 kN, la presse Galdabini était utilisée pour effectuer la compression du cylindre jusqu'à sa rupture. La force maximale appliquée était affichée directement sur la presse, comme illustré dans la Figure 9.4. La Figure suivante présente l'état du cylindre après qu'il ait atteint sa rupture.



FIGURE 9.4 – Lecture du résultat sur la presse

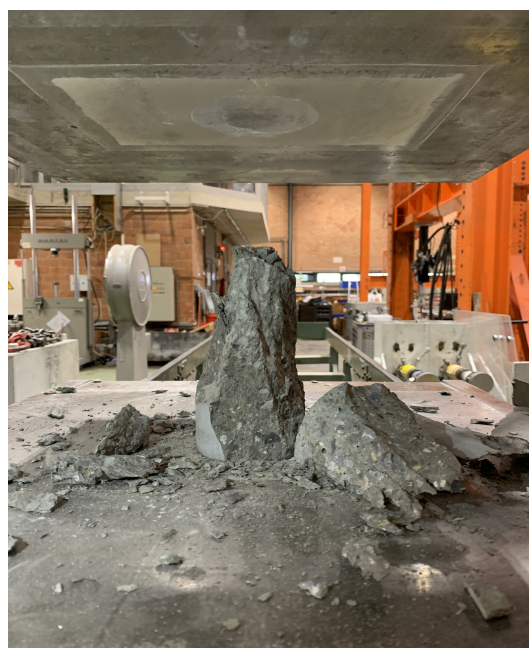


FIGURE 9.5 – Éprouvette à la rupture

Bibliographie

- [1] KRZYSIEK. *Béton – Aperçu historique, partie 2*. Oct. 2016. URL : <http://beton-architektoniczny.eu/fr/budowa/beton-rys-historyczny-cz-2>.
- [2] Jean-François CAP. *LG CIV2032 - Structures en béton précontraint*.
- [3] René WALTHER et Manfred MIEHLBRADT. *Dimensionnement des structures en béton*. Jan. 1990.
- [4] *Prestressed Concrete Bridges - Historic Bridges*. URL : <http://www.dot.state.mn.us/historicbridges/prestressed-concrete.html#:~:text=In%20the%20years%20before%20World%2C%20it%20was%20placed%20in%20position..>
- [5] *Précontrainte schéma*. URL : <https://upload.wikimedia.org/wikipedia/commons/7/70/PrestressedConcrete-en1.png>.
- [6] Christopher G. GILBERTSON et Theresa M. AHLBORN. “A Probabilistic Comparison of Prestress Loss Methods in Prestressed Concrete Beams”. In : *PCI Journal* 49.5 (sept. 2004), p. 52-69. DOI : 10.15554/pcij.09012004.52.69. URL : <https://doi.org/10.15554/pcij.09012004.52.69>.
- [7] ACI COMMITTEE. *Control of Deflection in Concrete Structures*. Jan. 2003.
- [8] *Norme Belge enregistrée : NBN EN 1992-1-1 : Eurocode 2 : Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments (+AC :2008)*. Fév. 2005.
- [9] Fédération Internationale du béton - FIB. *Model Code 2010 - Final draft - Volume 1*. Jan. 2012.
- [10] Donald D. MAGURA, Mete A. SOZEN et Chester P. SIESS. “A Study of Stress Relaxation in Prestressing Reinforcement”. In : *Pci Journal* 9.2 (avr. 1964), p. 13-57. DOI : 10.15554/pcij.04011964.13.57. URL : <https://doi.org/10.15554/pcij.04011964.13.57>.
- [11] A. GHALI, R. FAVRE et M. ELBADRY. *Concrete Structures*. CRC Press, mars 2002.

- [12] Qi GUO, Yanbo SUN et Tao MI. "Assessment on long-term deflection of concrete beam bridges based on uncertainty quantification method". In : *Structures* 34 (déc. 2021), p. 3013-3027. DOI : 10.1016/j.istruc.2021.09.029. URL : <https://doi.org/10.1016/j.istruc.2021.09.029>.
- [13] Banti A. GEDAM. "Time-dependent behaviour prediction of the prestressed HPC I-girder". In : *Engineering Structures* (déc. 2019). DOI : 10.1016/j.engstruct.2019.109763. URL : <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2019.109763>.
- [14] Bing HAN, Tianyu XIANG et Hui-Bing XIE. "A Bayesian inference framework for predicting the long-term deflection of concrete structures caused by creep and shrinkage". In : *Engineering Structures* 142 (juill. 2017), p. 46-55. DOI : 10.1016/j.engstruct.2017.03.055. URL : <https://doi.org/10.1016/j.engstruct.2017.03.055>.
- [15] *Chantier du viaduc de Huccorgne : fin des opérations de remplacement des poutres*. 2022. URL : <https://www.wanze.be/commune/services-communiaux/travaux/travaux-en-cours/chantier-du-viaduc-de-huccorgne-la-premiere-moitie-des-travaux-se-terminera-le-27-juillet>.
- [16] BESIX. *Viaducs de Huccorgne*. 2021. URL : <https://www.besix.com/fr/projects/viaducs-de-huccorgne>.
- [17] Wallonie infrastructures SOFICO. *E42/A15 – Wanze : une spectaculaire réhabilitation bientôt en cours au viaduc de Huccorgne | Sofico*. Juin 2021. URL : <https://sofico.org/e42-a15-wanze-une-spectaculaire-rehabilitation-bientot-en-cours-au-viaduc-de-huccorgne/>.
- [18] RTC TELE LIEGE. *Des poutres du viaduc d'Huccorgne brisées pour tester leur solidité*. Mai 2023. URL : https://www.rtc.be/video/info/sciences/des-poutres-du-viaduc-d-huccorgne-brisees-pour-tester-leur-solidite_1515618_325.html.
- [19] Patrick GUIRAUD. *Béton précontraint*. Avr. 2018. URL : <https://www.infociments.fr/betons/beton-precontraint>.
- [20] UCLouvain Génie Civil et ENVIRONNEMENTAL. *Laboratoire virtuel - "Matériaux structuraux" - Laboratoire sur le béton (frais)*. Mars 2021. URL : <https://www.youtube.com/watch?v=KW5dgLuN40U&list=PL6dIgg7YKND09741abN2SKCHsftT0sW-c&index=3>.
- [21] *Norme Belge enregistrée : NBN EN 12390-13 :2021 : Essais pour béton durci - Partie 13 : Détermination du module sécant d'élasticité en compression*. Juill. 2021.

- [22] Classes moyennes Energie - Direction "Qualité et Sécurité" - Qualité de la Construction - Agrément et Spécifications SERVICE PUBLIC FÉDÉRAL ECONOMIE P.M.E. *Détermination de l'incertitude de mesure pour les essais dans le secteur de la Construction*. Sept. 2005.
- [23] Pierre LATTEUR. *Interactive Software for Structural Design*. Mars 2015. URL : <https://www.issd.be/>.
- [24] *Eurocode 1 : Actions sur les structures - Partie 2 : Actions sur les ponts, dues au trafic*. 1e édition. Jan. 2004.
- [25] *Chapitre 5 Méthode des moindres carrés*. URL : <https://math.unice.fr/~diener/MAB07/MC0.pdf>.
- [26] *Climat en Belgique*. URL : <https://www.donneesmondiales.com/europe/belgique/climat.php>.
- [27] *Topolaser - Spécialiste des équipements de mesure et de test*. 2023. URL : <https://www.topolaser.be/fr>.
- [28] A. BOND. *How to Design Concrete Structures Using Eurocode 2*. Jan. 2006.
- [29] Patrick GUIRAUD. *Caractéristiques et emplois des ciments / Infociments*. Sept. 2005. URL : <https://www.infociments.fr/ciments/caracteristiques-et-emplois-des-ciments>.
- [30] Madeleine DEVINEAU et Robert LEROY. *Le béton précontraint : méthode de fabrication*.

UNIVERSITÉ CATHOLIQUE DE LOUVAIN
École polytechnique de Louvain

Rue Archimède, 1 bte L6.11.01, 1348 Louvain-la-Neuve, Belgique | www.uclouvain.be/epl