

Bulletin Ouvrages d'Art

n°78



Juillet 2021

Sommaire

■ Les projets

Le viaduc sur le Lot à Mende, premier pont routier français utilisant la double action mixte 5
Clément Amourette (Cerema Méditerranée)

■ La méthodologie

Justification des hourdis précontraints non ferrillés à l'aide d'un modèle de calculs aux éléments finis non linéaire 39
Sébastien Neiers (Cerema Est)

■ La gestion du patrimoine

Apport de la géostatistique à la surveillance des massifs en sol renforcé par des éléments métalliques 71
Mathieu Sur, Mohamad Assaad (PROFRACTAL)

■ Les brèves et les dernières publications OA du Cerema

Le volet Ouvrages d'art du plan de relance gouvernemental 91
Fascicule ITSEOA n°34.1 : Entretien et surveillance des ponts suspendus 93
Guide Cerema relatif à l'évaluation structurale et à la réparation des VIPP 94



Remerciements : La mise au point et la validation des articles publiés dans le présent numéro du bulletin OA ont été faites par Laurent Labourie, Samuel Heumez, Pierre Corfdir et Daniel de Matteis, du Cerema.

Version : 1 du 25 juin 2021

Directeur de la publication : Pascal BERTEAUD

Directeur délégué : David ZAMBON

Comité éditorial :
Christophe AUBAGNAC (Cerema CE) - tél. : 03 85 86 67 02
Jean-François BARTHÉLÉMY (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 30 27
Gaël BONDONET (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 81
Jean-Christophe CARLES (Cerema Med) - tél. : 04 42 24 76 86
Pierre CORFDIR (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 56
Laurent LABOURIE (Cerema HdeF) - tél. : 03 20 49 61 81
Antoine THEODORE (Cerema ITM) – tél. : 01 60 52 33 02
Jean-Michel LACOMBE (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 32 67
Christian TESSIER (Université Gustave Eiffel) – tél. : 02 40 84 59 44

Rédacteur en chef : Daniel de MATTEIS (Cerema ITM) - tél. : 07 84 72 67 34

Photo de couverture : Le viaduc sur le Lot, à Mende, en cours de construction – Photo Cerema

Le viaduc du Lot à Mende, premier pont routier français à double action mixte

Un ouvrage mixte acier-béton innovant en Lozère

Clément Amourette¹

¹ Cerema Méditerranée, avenue Albert Einstein, 13593 Aix-en-Provence clement.amourette@cerema.fr

Résumé

Le viaduc du Lot permettra à la RN88 de franchir la vallée du Lot à la hauteur de Mende (48), permettant ainsi de contourner la ville par l'ouest et d'évacuer une partie du trafic de transit du centre-ville. La construction de cet ouvrage s'inscrit plus largement dans l'opération de raccordement de la RN88 à la RD42, barreau de contournement nommé Rocade Ouest de Mende (ROM).

La particularité de cet ouvrage réside dans la conception innovante de son tablier qui utilise la double action mixte pour la première fois en France pour un ouvrage routier. L'intérêt de cette technique réside dans le gain de robustesse qu'elle procure par rapport à une solution classique de type bipoutre à entretoises, le tout à coût équivalent. L'article qui suit revient successivement sur la technique de double action mixte, son application aux tabliers routiers et, plus particulièrement, au viaduc du Lot.



Figure 1 : Vue générale du viaduc du Lot en cours de construction

I. La double action mixte : principes, objectifs et fonctionnement

I.1 Rentabilité, fonctionnement et performance des ponts mixtes acier-béton

Compétitivité des ouvrages mixtes classiques

Les tabliers de type ponts mixtes acier/béton sont installés durablement dans le patrimoine ouvrage d'art français. Ces ouvrages, majoritairement de type bipoutre et plus rarement de type caisson ou multipoutres, représentent 5% du patrimoine ouvrage d'art du réseau routier national non concédé, soit plus de 630 ponts. En outre, leur part est faible en unité mais bien plus importante en surface où ils représentent 15% du patrimoine (données 2016).

L'intérêt des concepteurs pour ces structures réside à la fois dans sa rapidité et simplicité de mise en œuvre (par lançage principalement) et dans son coût très compétitif dans la gamme des portées allant de 30 à 130m. Les progrès de la métallurgie lors du 20^e siècle sur le soudage des tôles, la normalisation et la maîtrise des procédés de production d'acier ont permis de concevoir les premiers ponts mixtes à partir des années 60 puis la généralisation des charpentes composées par des poutres reconstituées soudées avec des épaisseurs de tôles pouvant aller jusqu'à 150mm afin de franchir les portées les plus importantes.

Fonctionnement mécanique

Le fonctionnement mixte entre le hourdis en béton et la poutre métallique (généralement PRS) est assuré par des connecteurs de type goujons : ces derniers permettent d'assurer une continuité des déformations sur toute la hauteur de la poutre mixte une fois que le béton de la dalle a fait prise.

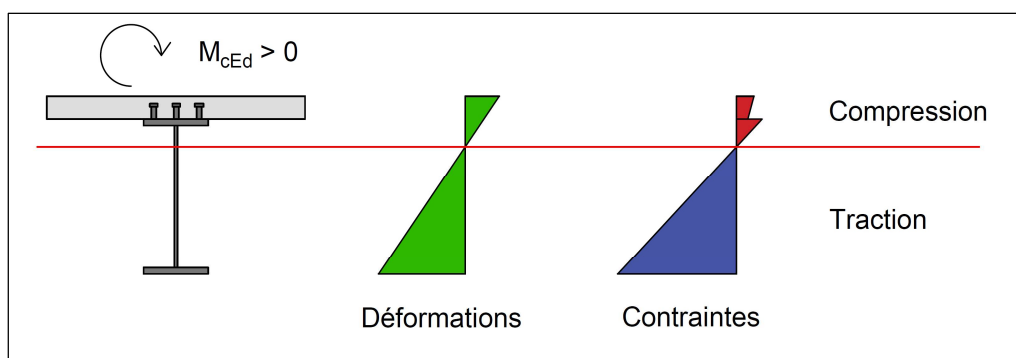


Figure 2 : Contraintes et déformations élastiques dans une section mixte

Cette connexion permet notamment, en travée (sous moment positif selon les conventions de RDM usuelles), d'utiliser le béton en compression et l'acier en traction dans leur domaine de fonctionnement les plus rentables mécaniquement.

Les règles de conception et de dimensionnement ont suivi l'intérêt croissant pour ces structures : un Eurocode est dédié aux structures mixtes (norme NF EN 1994-2 [1]) et différents guides d'application français sont édités depuis les années 2000 ([2], [3]). Au cours des années 2000, le projet MIKTI a également ouvert certaines perspectives d'innovation concernant les structures mixtes [4].

Fonctionnement mécanique et mode de ruine

Deux types de fonctionnement mécaniques des ponts mixtes peuvent être exposés : les sections sur piles et les sections en travées.

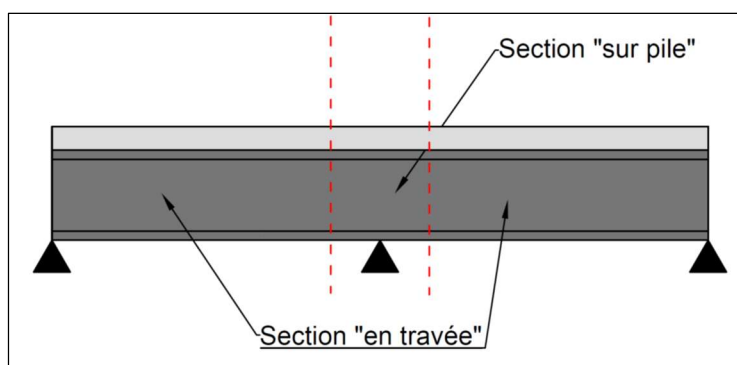


Figure 3 : Coupe longitudinale d'un bipoutre - Sections sur piles et sections en travées

Dans les sections en travées, le béton est comprimé, l'acier majoritairement tendu (l'axe neutre élastique est relativement haut dans la section). La section est mécaniquement très rentable.

Dans les sections sur appuis, le béton est totalement tendu et l'axe neutre élastique est bas dans la section. Il faut donc ferrailer de manière importante le hourdis afin de maîtriser sa fissuration. En général, le phasage de bétonnage est conçu de manière à limiter cette fissuration en coulant les sections sur pile en dernier. D'autre part, les semelles inférieures des poutres principales sont fortement comprimées et leur section doit être augmentée afin d'éviter toute instabilité locale.

La justification par le calcul des structures à l'ELU amène à anticiper le mode de ruine des différentes sections d'ouvrage afin de calculer une résistance ultime. Ainsi, dans les sections dites en travées, l'absence d'instabilité des semelles supérieures connectées au hourdis permet d'exploiter la ductilité des matériaux : ces sections sont les plus souvent de classe 1 ou 2 et bénéficient d'une résistance optimale car les matériaux peuvent plastifier et possiblement de capacité de redistribution des efforts.

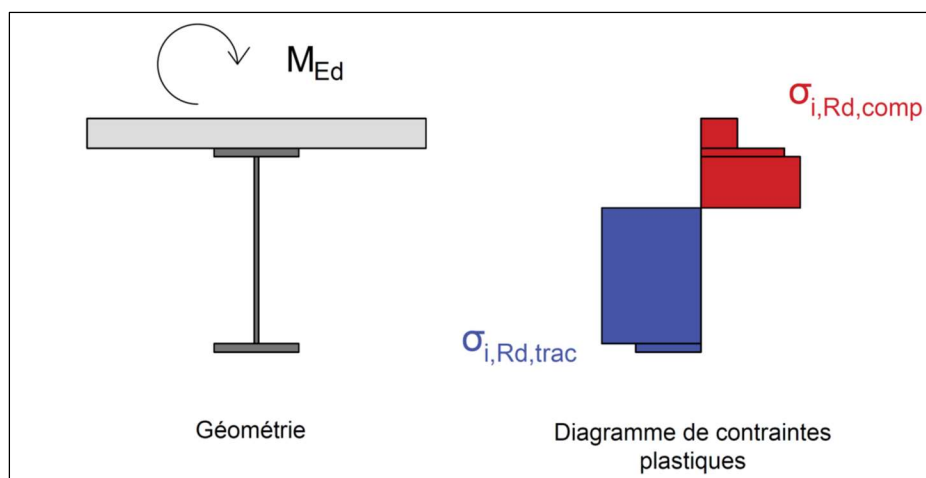


Figure 4 : Diagramme plastique des contraintes dans une section de classe 1 ou 2 sous $M_{Ed} > 0$

Dans les zones à proximité des piles, le moment négatif comprime la semelle inférieure et un effort normal de compression parcourt les semelles inférieures, risquant de déclencher une instabilité globale, le flambement de la semelle inférieure (parfois désigné par abus de langage « déversement »).

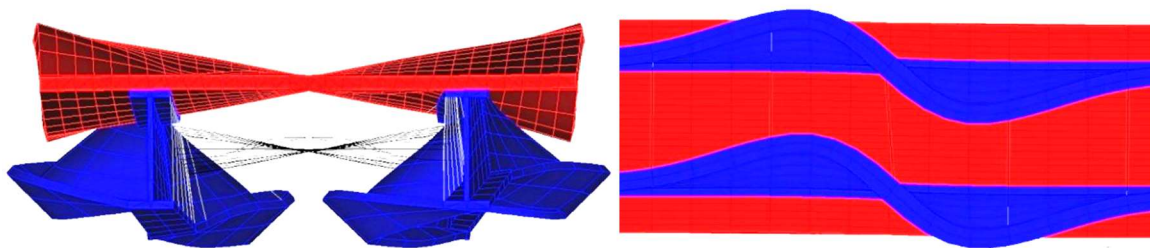


Figure 5 : Déformée de flambement de la semelle inférieure

Le mode de ruine des sections est donc une instabilité globale susceptible de se déclencher bien avant l'atteinte du palier plastique dans l'acier : dans le cas des portées moyennes, on limite souvent en pratique la contrainte en semelle inférieure à 250 à 275 MPa, relativement loin de la limite élastique des aciers de charpente « classiques » S355.

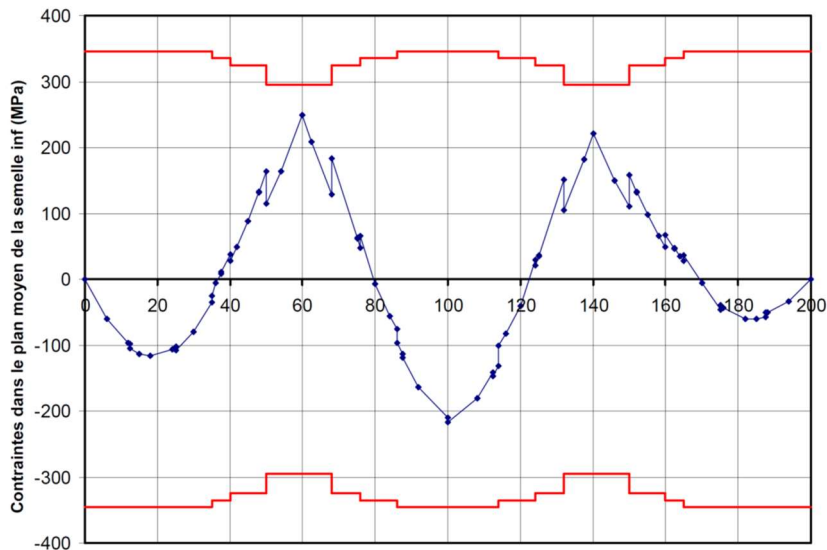


Figure 6 : Contrainte dans la semelle inférieure à l'ELU dans un pont à trois travées (extrait du guide Cerema EC3-4 [2])

Afin de se prémunir de ces ruines par instabilité, on choisit d'épaissir la semelle inférieure afin de limiter sa contrainte et son élancement. Il est ainsi fréquent de choisir des épaisseurs de tôles supérieures à 100mm pour des portées moyennes. Cet épaississement permet bien sûr d'assurer la sécurité de la structure mais cette méthode présente plusieurs inconvénients :

- La limite élastique des tôles diminue avec leur épaisseur, ce qui rend le dimensionnement moins efficace,
- Les tôles épaisses présentent des problèmes de ténacité dans les environnements froids,
- Pour des raisons de qualités de soudures, on évite de souder des tôles d'épaisseur très différentes, et sauf à multiplier les joints de soudure et les changements d'épaisseurs de tôles, le choix d'une épaisseur forte de semelle sur pile pouvant parfois conduire à surdimensionner la semelle inférieure en travée.

Les ouvrages de type bipoutre présentent un mode de ruine sur appuis peu satisfaisant relativement aux sections en travées, loin d'une utilisation optimale de la ductilité de l'acier et d'une capacité de redistribution des efforts. Ces zones présentent une robustesse moindre qu'en travée et nécessitent une forte consommation d'acier pour assurer la sécurité.

C'est dans l'optique d'améliorer cette robustesse que la double action mixte présente un intérêt pour les zones de moment négatif.

I.2 Principe de la double action mixte

Gains en termes de dimensionnement

La double action mixte consiste à connecter un ouvrage bipoutre mixte classique et une dalle en béton en fibre inférieure reposant sur les semelles inférieures des poutres principales. L'ajout de ce hourdis inférieur permet à la fois de reprendre une partie des efforts en compression et de stabiliser en partie les semelles inférieures.

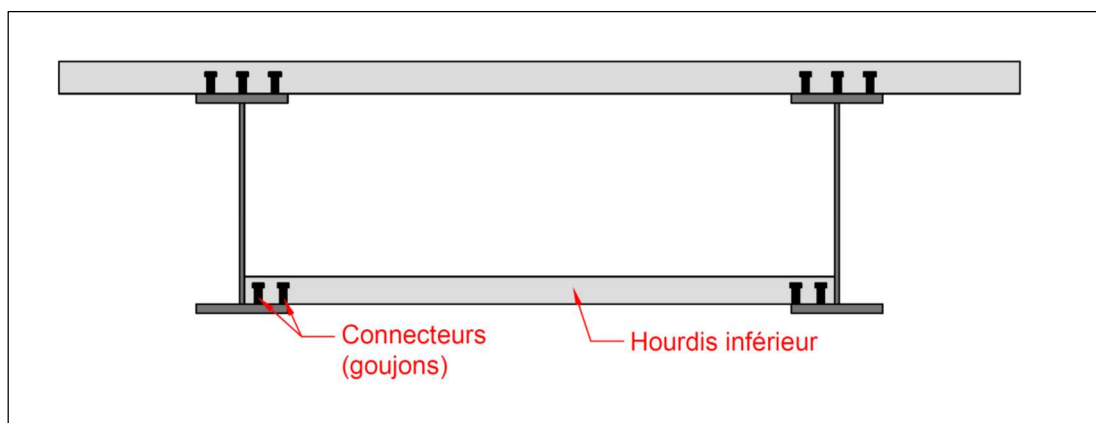


Figure 7 : Schéma d'une section à double action mixte

Le gain principal réside dans la rigidité apportée par le hourdis inférieur qui empêche le flambement de la semelle inférieure de la poutre sous moment négatif. La ruine par instabilité globale est donc empêchée et l'effort résistant augmente.

L'instabilité globale en service étant maîtrisée, le mode de ruine dépend de la classe de la section sous moment négatif. Avec l'apport de la dalle inférieure, l'axe neutre plastique (ANP) baisse dans la section, ce qui est favorable pour la classe de l'âme. Il est alors possible de dimensionner la section de manière à obtenir une section de classe plastique (1 ou 2) sur appuis et de basculer sur un mode de ruine plastique, ce qui constitue un gain important dans le moment résistant et permet d'assurer une robustesse plus importante de la section.

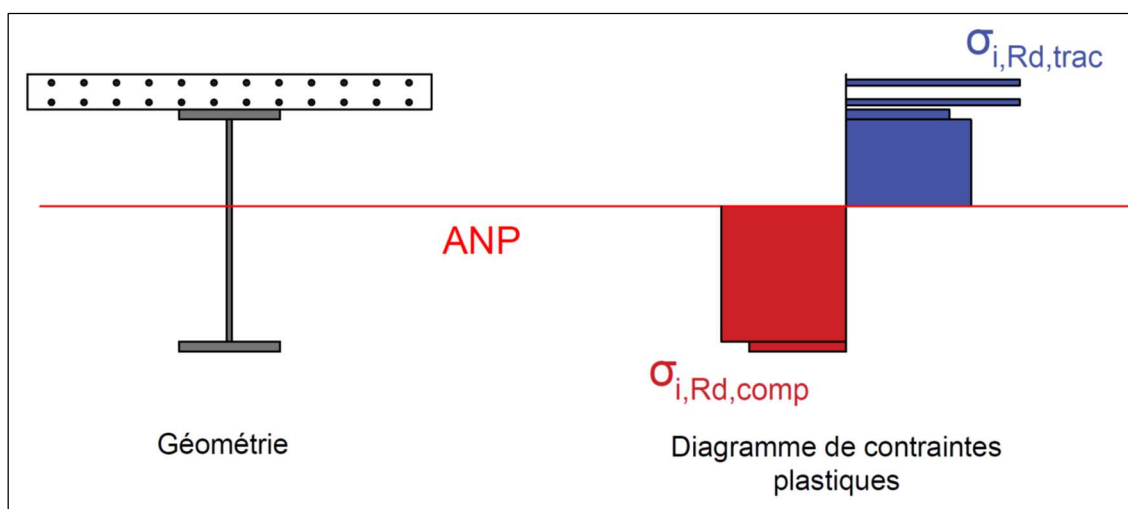


Figure 8 : Diagramme de contraintes plastiques dans une section mixte simple ($M_{Ed} < 0$)

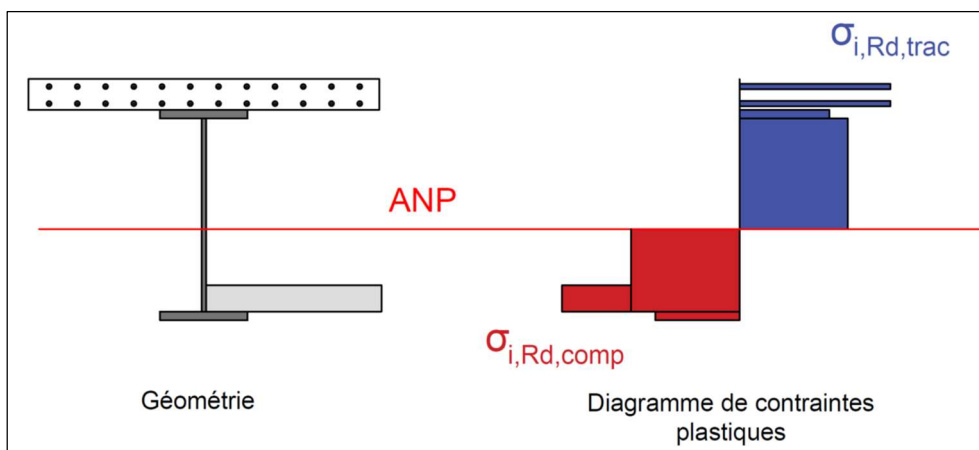


Figure 9 : Diagramme de contraintes plastiques dans une section à double action mixte ($M_{Ed} < 0$)

Sections ouvertes et sections fermées

Le principe de la double action mixte consistant à mettre en œuvre un hourdis inférieur participant à la reprise des efforts, il est naturel d'implanter ce dernier dans les zones de moment négatif de l'ouvrage pour que le béton y soit comprimé. En première approximation, la longueur de ces zones peut être prise égale à 15% de la longueur des travées adjacentes d'après le 5.4.2.3 de la norme NF EN 1994-2 [1].

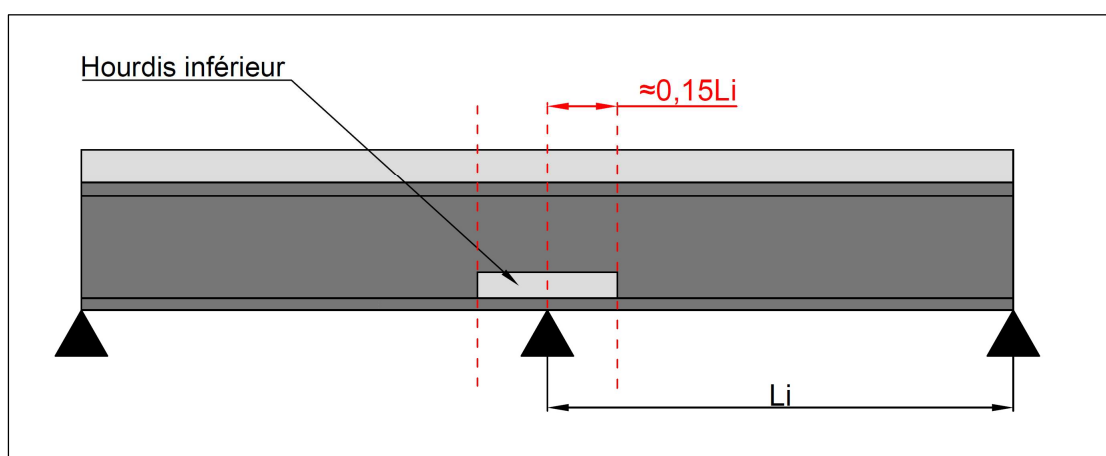


Figure 10 : Zones DAM d'un bipoutre

Dans ces zones, la présence du hourdis inférieur reliant les poutres principales entre elles ferme la section à l'image d'un caisson, rigidifiant ainsi le tablier en torsion de manière très importante. Ce dernier est donc constitué de zones ouvertes (non-DAM) en travées et de zones fermées (DAM) au voisinage des appuis. La prise en compte de la torsion et de la répartition transversale des efforts est donc a priori différente entre ces zones : dans les zones ouvertes en travées, comme dans les ouvrages bipoutres mixtes, la pratique consiste à considérer la répartition transversale dite de Courbon (une plaque rigide reposant sur des appuis élastiques)

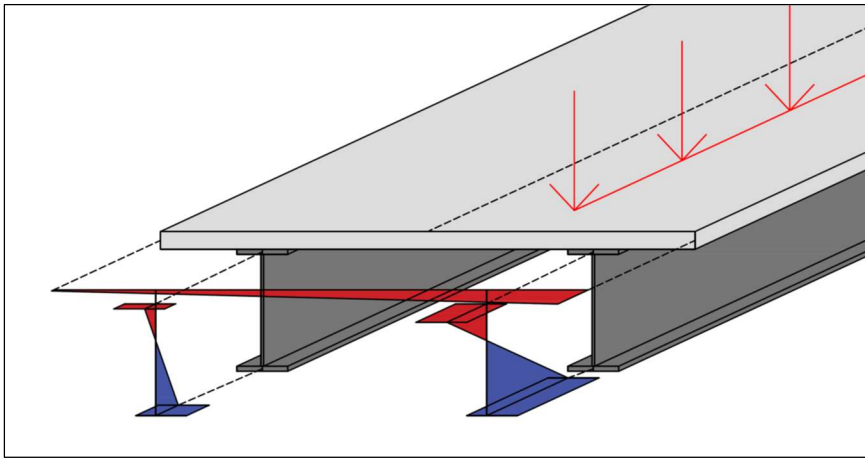


Figure 11 : Contraintes normales sous l'effet d'une charge excentrée dans le plan moyen des éléments, dans une section ouverte de bipoutre

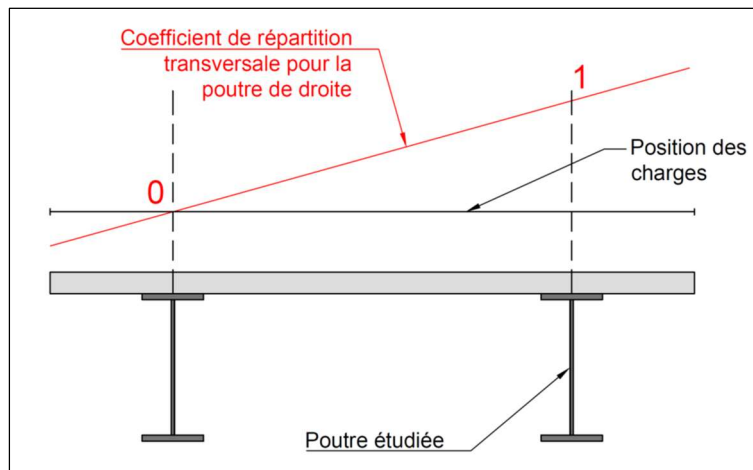


Figure 12 : Modèle de répartition transversale des efforts longitudinaux de Courbon

Cette modélisation est utilisée dans le cas d'ouvrages suffisamment entretoisés (généralement, entretoises tous les 7 m ou pièces de pont tous les 4m).

En zone DAM, la répartition des efforts est du même type que celle considérée pour un caisson, avec un flux de cisaillement de torsion dans la section fermée s'ajoutant à une répartition égale de la flexion entre les deux âmes.

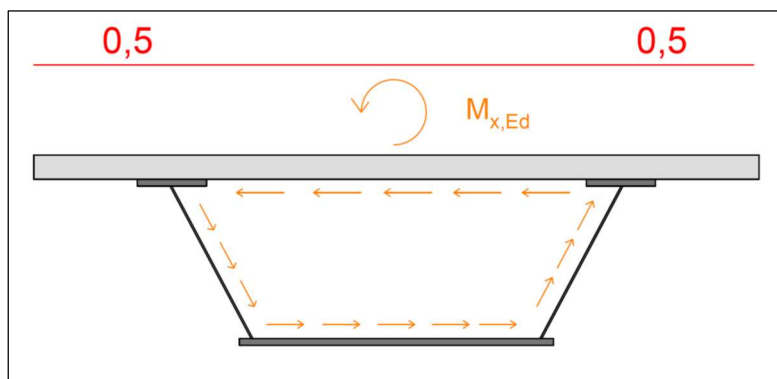


Figure 13 : Modèle de type caisson (section fermée)

Cette modélisation et la prise en compte d'une torsion uniforme nécessitent de maîtriser les déformations de torsion : les caissons sont généralement munis de diaphragmes régulièrement espacés (tous les 4m en général).

La spécificité des tabliers à double action mixte réside dans le fait qu'en présence d'un hourdis inférieur discontinu, le comportement du tablier en torsion et la répartition transversale des efforts longitudinaux sont a priori variables selon les zones étudiées. Cette répartition dépend à la fois des travées, de la longueur des zones DAM et de l'entretoisement retenu.

Analyse et fissuration

La norme NF EN 1994-2 définit certaines règles de calcul des efforts dans les ouvrages mixtes classiques, notamment en ce qui concerne le caractère fissuré ou non de la dalle supérieure dans le calcul des efforts (analyse fissurée avec redistribution des efforts en travée) et dans le calcul des contraintes. Dans le cas particulier de la double action mixte, l'objectif recherché est de mettre en œuvre le hourdis inférieur dans les zones de moments négatifs de manière à ce que ce dernier soit le plus souvent comprimé. Cependant dans les zones de moment nul, pour certaines configurations de charges d'exploitation, ce résultat peut être difficile à atteindre et le hourdis inférieur peut être légèrement tendu sous certaines combinaisons d'actions.

Dans tous les cas, cette traction doit rester marginale et aucune section du hourdis inférieur ne doit être fissurée au sens des efforts, c'est-à-dire avec une contrainte inférieure à $2f_{ctm}$ dans l'analyse non fissurée.

L'analyse non fissurée d'un ouvrage à double action mixte est similaire à celle d'un ouvrage mixte classique : toutes les sections sont considérées comme non fissurées.

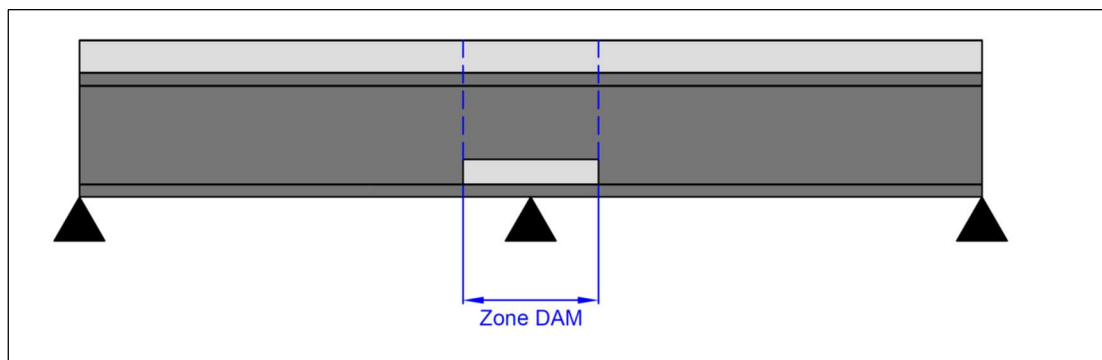


Figure 14 : Modèle de calcul de l'analyse non fissurée

Une fois déterminées les zones fissurées au sens des efforts, un nouveau modèle d'analyse est à produire en respectant les zones détectées ci-avant.

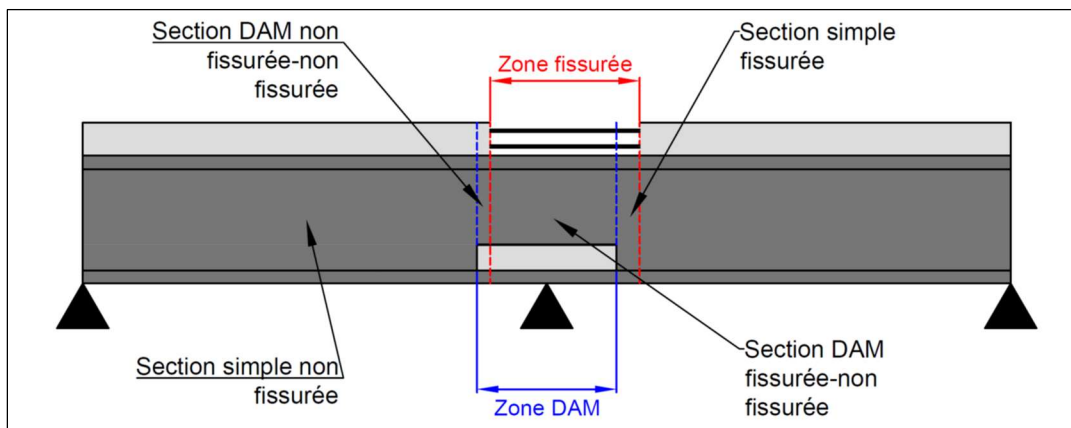


Figure 15 : Modèle de calcul de l'analyse fissurée

Idéalement, il serait souhaitable de limiter les zones fissurées du hourdis inférieur aux zones DAM. En pratique, il est difficile de l'assurer. En effet, l'état de contraintes dans les hourdis dépendant du phasage de bétonnage, dimensionner les zones DAM de manière à englober les zones fissurées tout en permettant une répartition simple et régulière des cadres d'entretoisement est complexe.

A partir des efforts du modèle fissuré, les principes de calcul des contraintes sont similaires à ceux développés dans la norme NF EN 1994-2 [1] et le guide EC 3-4 [2], à savoir que si l'un des hourdis est tendu (contrainte négative en fibre extrême du hourdis), on néglige sa résistance et l'on calcule les contraintes avec l'inertie fissurée. Dans les sections DAM, ce test sur le signe de la contrainte est à réaliser sur les hourdis inférieur et supérieur.

Connexions et mixité

La mise en œuvre d'une dalle inférieure n'a d'intérêt que si elle est connectée à la charpente. Cette connexion peut être réalisée de manière classique par des goujons soudés sur la semelle inférieure. La spécificité de la connexion et de son dimensionnement réside dans le caractère discontinu de cette connexion : à l'entrée des zones DAM se produit un brusque changement de section entre une section simplement mixte et une section doublement mixte. Il est ainsi nécessaire d'accrocher l'effort normal présent dans le hourdis inférieur.

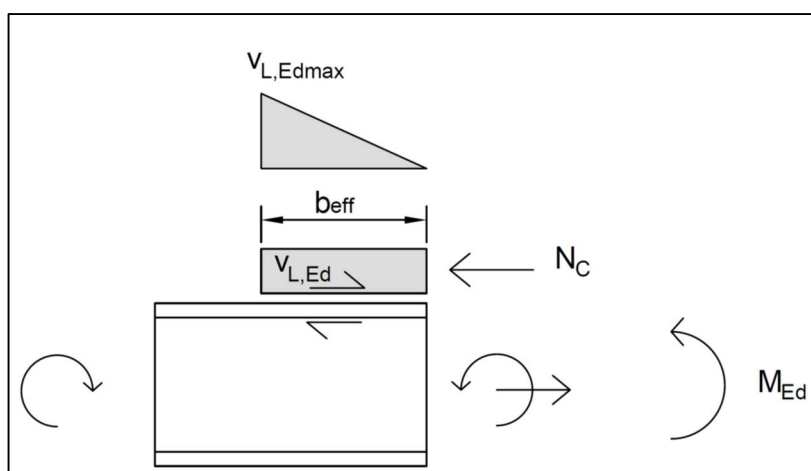


Figure 16 : Accrochage d'un effort de cisaillement selon le 6.6.2.4 de la norme NF EN 1994-2

Cette disposition augmente significativement la densité de goujons en extrémité de zone DAM. Il est donc nécessaire de prévoir un espace suffisant en fibre inférieure des poutres afin de placer les goujons permettant d'accrocher l'effort de compression du hourdis.

Optimisation

Le gain de résistance amené par la mise en œuvre d'un hourdis inférieur permet, par rapport à un bipoutre mixte classique, d'optimiser le dimensionnement des sections sur pile et donc la répartition matière des poutres métalliques. La diminution des épaisseurs de tôles permet un gain mécanique efficace en termes de limite élastique, ténacité et limitation des soudures conformément au paragraphe précédent. Ainsi, les économies faites sur la charpente ainsi optimisée compensent le coût de la mise en œuvre du hourdis inférieur et le gain de robustesse sur pile est obtenu à coût approximativement constant. Ce point est explicité dans la suite de l'article.

Robustesse

La norme NF EN 1990 impose la robustesse comme une exigence de base des structures. Cette notion peut se traduire comme la capacité d'une structure à conserver sa résistance ultime après une défaillance locale non anticipée lors du dimensionnement (fissure, choc ou autre). Les tabliers bipoutres mixtes classiques, avec un mode de ruine sur piles lié à l'instabilité de la semelle inférieure, présentent une robustesse inégale selon les zones, avec un fonctionnement sur pile intermédiaire offrant une robustesse inférieure aux zones de travée. L'introduction d'un hourdis inférieur (donc la résistance au déversement en service et un entretoisement entre poutres plus important) et le dimensionnement des sections sur pile en classe plastique offrent une meilleure capacité de redistribution et augmente la robustesse du tablier dans les zones de moment négatif. Il s'agit de la principale plus-value des ponts double action mixte routier : augmenter la robustesse à coût équivalent.

Expériences précédentes de double action mixte en France et dans le monde

En France, le principe de double action mixte a été mis en œuvre sur des tabliers ferroviaires et plus particulièrement sur trois ouvrages de la LGV Bretagne-Pays de la Loire : les viaducs du Vicoin, du Quartier et de la Courbe, construits en 2014. La présence de dalles béton en fibre inférieure des ponts bipoutres mixtes est fréquente dans les tabliers ferroviaires, où elles sont utilisées comme éléments de contreventement permettant d'améliorer le comportement des tabliers en torsion (gain de raideur) et en réponse dynamique (apport de masse). Ainsi, l'usage de contreventements inférieurs en béton s'est généralisé sur les ouvrages des LGV Est Européenne et Rhin-Rhône ; il s'agit cependant de dalles certes connectées aux semelles inférieures mais discontinues longitudinalement et présentes sur l'ensemble du linéaire de l'ouvrage (y compris en travée donc). Leur participation à la résistance en flexion longitudinale est donc négligée.

Dans le cadre de la LGV Bretagne-Pays de la Loire, les trois ouvrages précédemment cités ont fait l'objet d'une étude spécifique ayant conduit à assurer la continuité des dalles inférieures dans les zones sur appuis et ainsi constituer une « zone DAM » telle que décrite ci-dessus, avec prise en compte de la participation du hourdis inférieur à la flexion longitudinale. L'étude menée conjointement par la SNCF et la société EIFFAGE est décrite dans une publication de l'AFGC [5] et les ouvrages de la LGV Bretagne-Pays de la Loire sont décrits dans un article publié dans la revue *Travaux* [6]. L'ensemble des éléments décrits dans ce paragraphe sont issus de ces articles.

Le principe de cette double action mixte ferroviaire (utilisation de contreventements en béton connectés aux poutres, discontinus en travée et rendus continus sur pile) avait déjà été mis en œuvre en Espagne sur le viaduc de Las Piedras situé sur la LGV Cordoba-Malaga et construit en 2004. La conception de cet ouvrage est décrite dans un article paru dans le *Bulletin Ponts Métalliques* [7].

Il n'existe pas d'exemples de ponts routiers à double action mixte en France. Il en existe en revanche à l'étranger et plus particulièrement en Espagne où le pont dit de Bexti-Borriol à Castellon et le pont de Rajadell à Manrese utilisent des hourdis inférieurs continus uniquement dans les zones sur piles. Plus globalement dans le cas de ponts routiers, il n'y a, a priori, pas d'intérêt à utiliser des dalles inférieures en travées (apportant de la masse mais aucune résistance en flexion longitudinale) contrairement aux tabliers ferroviaires, davantage sensibles aux effets dynamiques et à la maîtrise des déformations et notamment du gauchissement.

II. Le viaduc du Lot, conception et retour d'expérience

II.1 Contexte du projet

Situation

La RN88 relie l'agglomération toulousaine à celle de Lyon en traversant le centre-ville de Mende (Lozère). Afin de sortir le trafic de transit du centre-ville de Mende et de restituer l'usage des voies urbaines aux échanges locaux, l'Etat a engagé la construction d'une voie nouvelle permettant de contourner la ville par l'Ouest. Cette voie nouvelle, appelée Rocade Ouest de Mende, reliera la RN88 au viaduc de Rieucros au Nord de la ville.

Cet itinéraire nécessite le franchissement de la vallée du Lot, brèche d'environ 350m franchissant le cours d'eau du Lot ainsi qu'une voie ferrée non électrifiée. Le viaduc est situé à proximité immédiate de l'actuelle RN88.

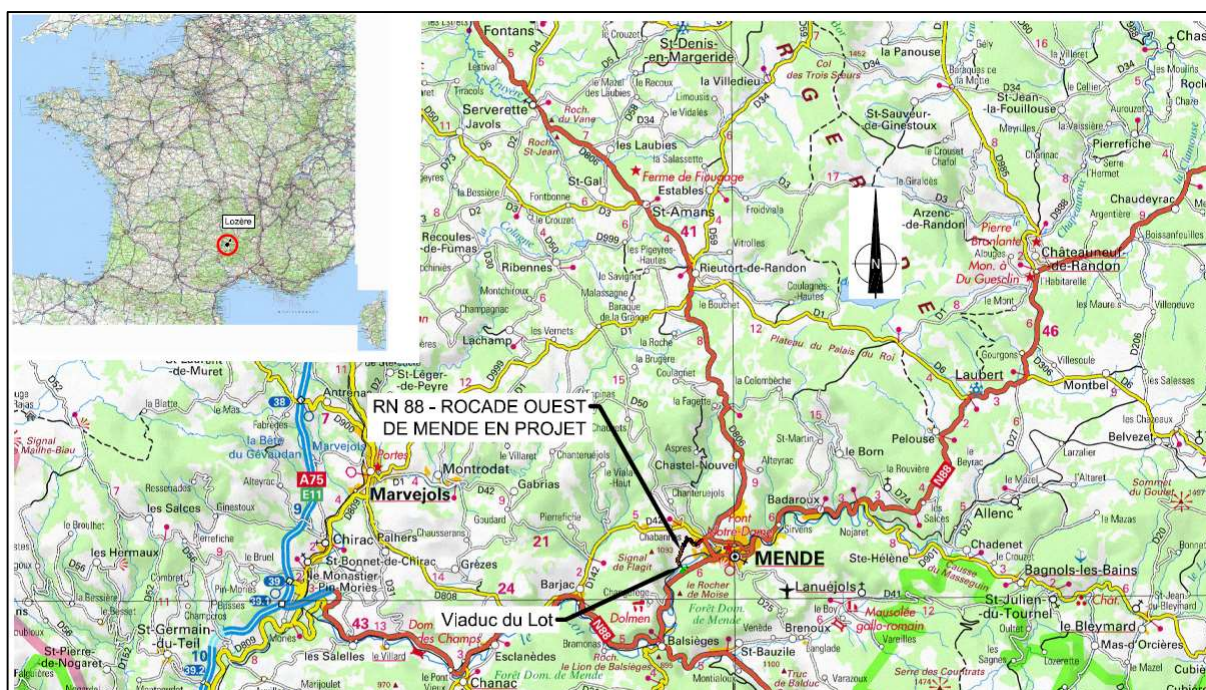


Figure 17 : Plan de situation

La Rocade Ouest de Mende est une route bidirectionnelle comportant, de chaque côté d'un axe central, une voie routière de 3,50m et une bande multifonctionnelle de 1,50m, soit une chaussée de 10m de largeur totale.

Projet et études

Le projet de contournement de Mende est porté par la DREAL Occitanie, maître d'ouvrage de l'opération, et cette dernière a confié au Cerema Méditerranée la conception du viaduc. Pendant la phase Projet, le Cerema a proposé d'étudier, en parallèle à la solution bipoutre mixte à entretoises, une solution bipoutre à double action mixte, afin de permettre au maître d'ouvrage de comparer les deux solutions au stade Projet.

La conception de la variante DAM du viaduc du Lot s'inscrit dans une action plus large de développement par le Cerema d'une méthodologie de calcul des ponts à double action mixte sur les ouvrages d'art. A cet effet, un groupe de travail a été constitué et ses travaux, basés sur l'expérience du viaduc du Lot, seront diffusés dans un guide méthodologique à paraître. Ce dernier développera les préconisations de conception et des règles de calcul et prédimensionnement des ouvrages de double action mixte. Les principales hypothèses issues de ce travail et utilisées dans la conception du viaduc du Lot sont exposées ci-après.

Une comparaison des solutions DAM et classique est effectuée ci-après. Au terme de la phase Projet, le maître d'ouvrage a décidé de ne retenir que la solution DAM dans les pièces du marché.

II.2 Présentation générale du viaduc

Le viaduc du Lot est un ouvrage de 323m de longueur totale décomposé en cinq travées de 53m, 3x 75m et 48m. Son tablier, qui est du type bipoutre à double action mixte, surplombe la vallée du Lot à environ 25m de hauteur.

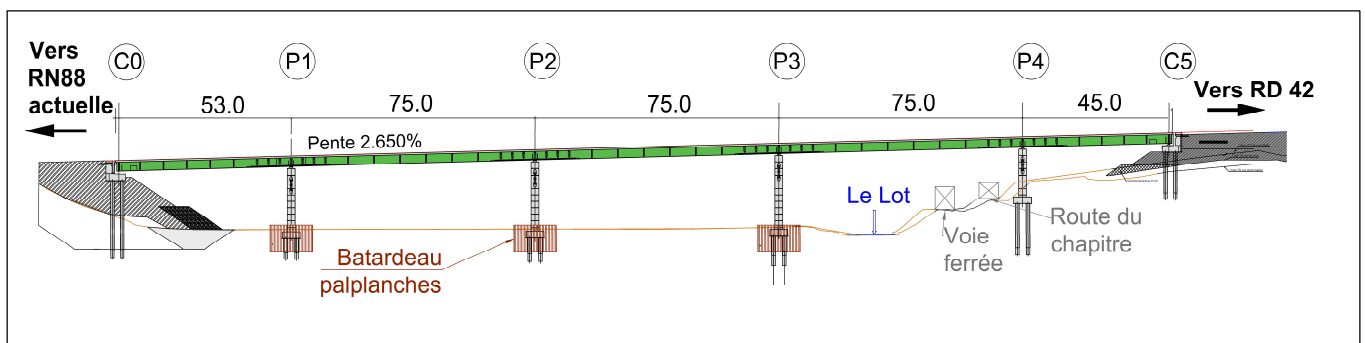


Figure 18 : Coupe longitudinale du viaduc du Lot, à Mende

Tracé en plan, profil en long et profil en travers

L'ouvrage est rectiligne en plan et tous ses appuis sont droits. Le profil en long est composé d'une pente constante de 2,65%.

Le tablier présente une largeur totale courante de 11,50m composée d'une chaussée symétrique de 10m de largeur totale et de deux longrines supports de dispositifs de retenue de 0,75m chacune (voir figure 19). Il est à noter que l'ouvrage s'élargit légèrement à l'approche de C0 en raison de la proximité du giratoire de la RN88.

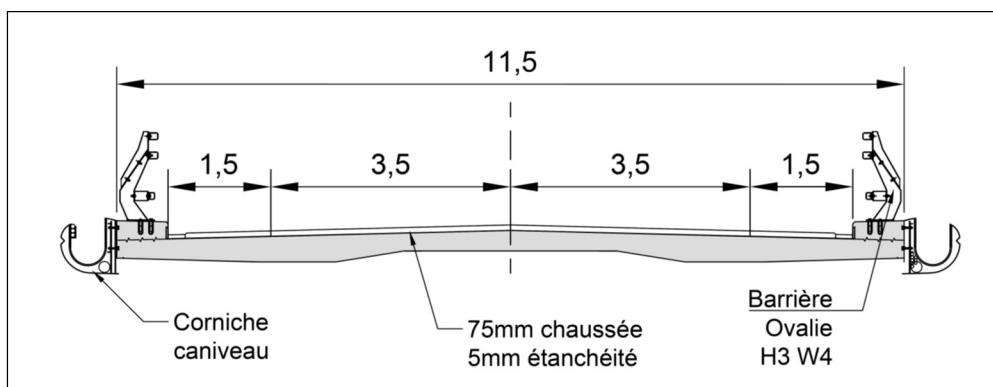


Figure 19 : Profil en travers et superstructures

Charpente métallique

L'intégralité de la charpente (poutres principales et entretoisement) est constituée d'acier de nuance S355 au sens de la norme NF EN 10025.

Les deux poutres métalliques ont une hauteur constante de 2,75m et un entraxe de 6,30m. La semelle supérieure présente une largeur constante de 1000mm et une épaisseur variant de 40mm en travée à 80mm sur pile. La semelle inférieure est de largeur variable : de 1000mm en travée, elle s'élargit à 1200mm sur appui et plus particulièrement dans les zones DAM : la semelle s'élargit vers l'intérieur afin de permettre de dégager une largeur de console intérieure de 700mm en zone DAM.

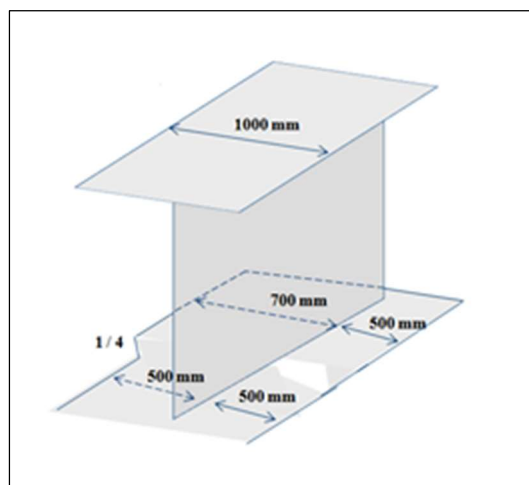


Figure 20 : Elargissement dissymétrique de la semelle inférieure

Cette disposition est spécifique à la double action mixte : il s'agit tout d'abord de permettre de placer le maximum de goujons sur la demi-semelle inférieure : quatre rangées espacées de 125mm. En effet, comme vu auparavant, les zones d'extrémité de DAM nécessitent l'accrochage de l'effort normal régnant dans le hourdis inférieur. Dans le cas du viaduc du Lot, la densité de goujons dans ces zones est importante : quatre rangées de goujons espacées de 125mm transversalement et longitudinalement sur environ 4m.



Figure 21 : Elargissement de la semelle inférieure et goujons inférieurs en extrémité de zone DAM

Elargir la semelle uniquement vers l'intérieur permet en outre de conserver une faible largeur de semelle en console vers l'extérieur : en effet cette demi-semelle inférieure n'étant pas connectée, elle est susceptible de voiler localement. Limiter son élancement permet de d'obtenir une classe de section plus favorable.

Hourdis inférieur

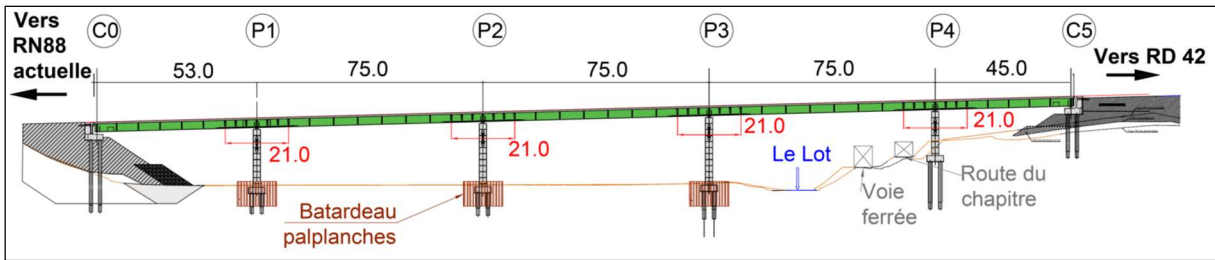


Figure 22 : Positions des zones DAM sur le viaduc du Lot (en rouge)

Le hourdis inférieur est discontinu car présent uniquement sur une longueur de 10,50m de part et d'autre des piles (soit 21m par appui), ce qui correspond à 14% des travées. La dalle en béton armé est mise en œuvre entre les deux poutres et connectée aux deux demi-semelles intérieures.

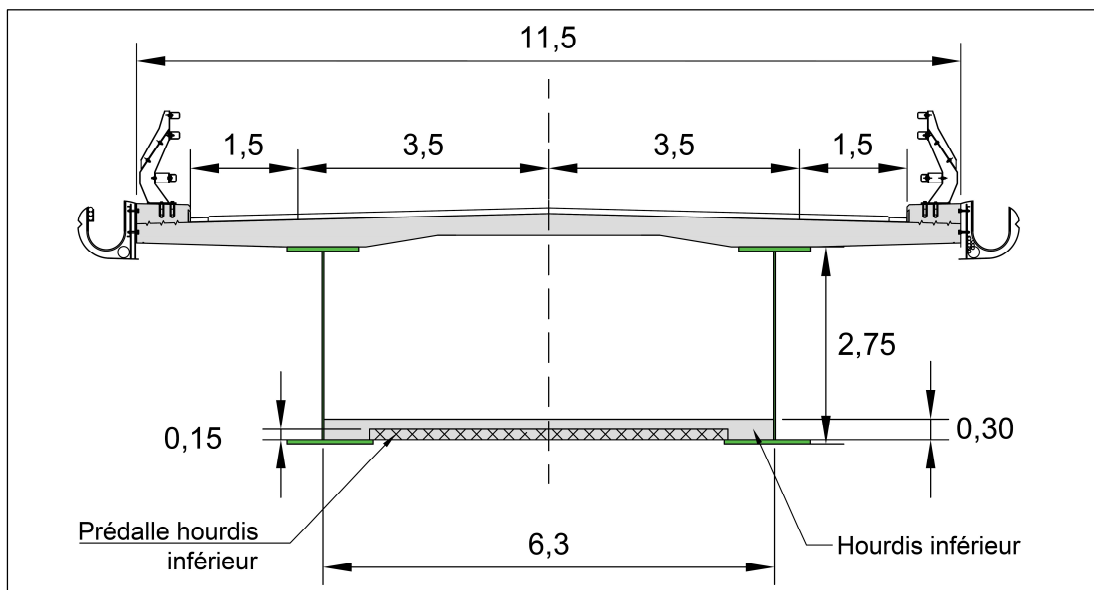


Figure 23 : Coupe transversale courante en zones DAM

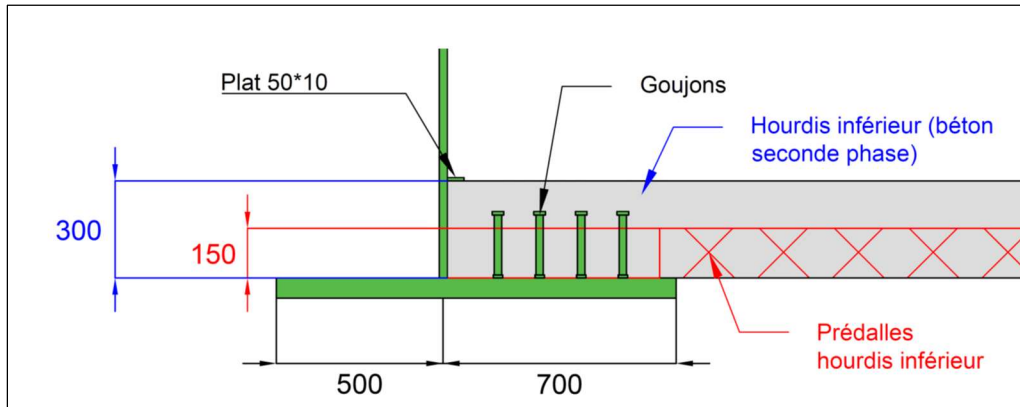


Figure 24 : Détail de la connexion du hourdis inférieur

Le hourdis inférieur présente une épaisseur constante de 300mm et est réalisé en béton de classe C35/45. Il est continu et donc pris en compte dans les calculs de flexion longitudinale sur ses 21m de longueur utile.

En extrémité des zones DAM, ce hourdis est introduit par un petit tronçon de hauteur et de largeur variable, non pris en compte dans la résistance mécanique du tablier en flexion longitudinale. Cet élément n'a pas de rôle mécanique et mais une fonction essentiellement esthétique. Il est toutefois connecté à la charpente et au reste du hourdis inférieur.



Figure 25 : Extrémité d'une zone DAM

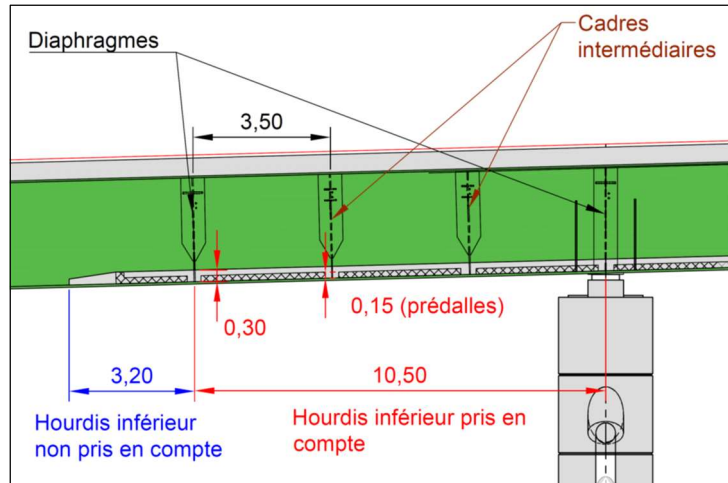


Figure 26 : Coupe longitudinale d'une demi-zone DAM

Entretoisement en zones DAM et non-DAM

L'entretènement des poutres en zone DAM est différent de l'entretènement en zone non-DAM (zone courante) car il répond à des objectifs de fonctionnement différents et explicités précisément dans le paragraphe suivant.

En zone non-DAM, les poutres sont entretènements de manière classique par des entretènements composés d'un profilé laminé du commerce (IPE 600 en l'occurrence) soudé sur des montants verticaux en T. Cet entretènement est similaire à celui d'un bipoutre classique avec un espacement des entretènements de 7 à 8m.

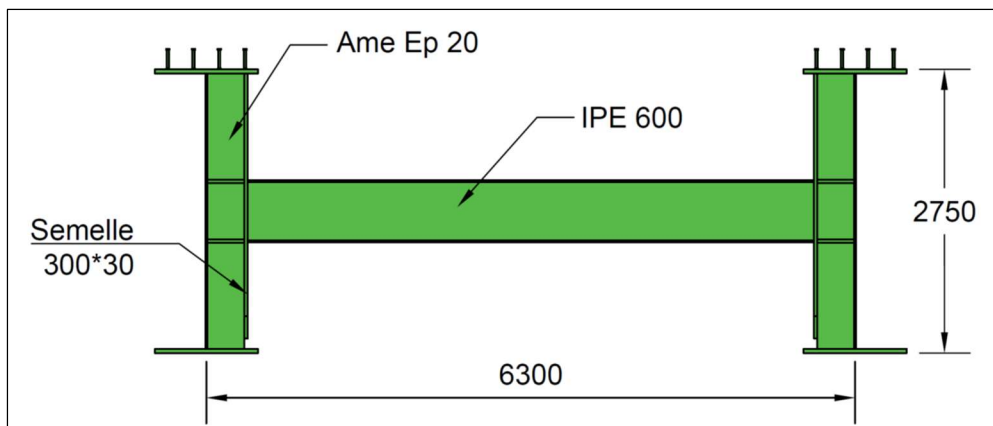


Figure 27 : Géométrie des entretènements courantes en zones non-DAM

En zone DAM, c'est-à-dire sur 10,50m de part et d'autre de l'axe des piles, l'entretènement est significativement plus rigide et composé :

- d'un diaphragme d'extrémité de zone,
- de cadres tubulaires en forme de K espacés de 3,50m (donc quatre cadres par zone DAM),
- d'un diaphragme sur pile.

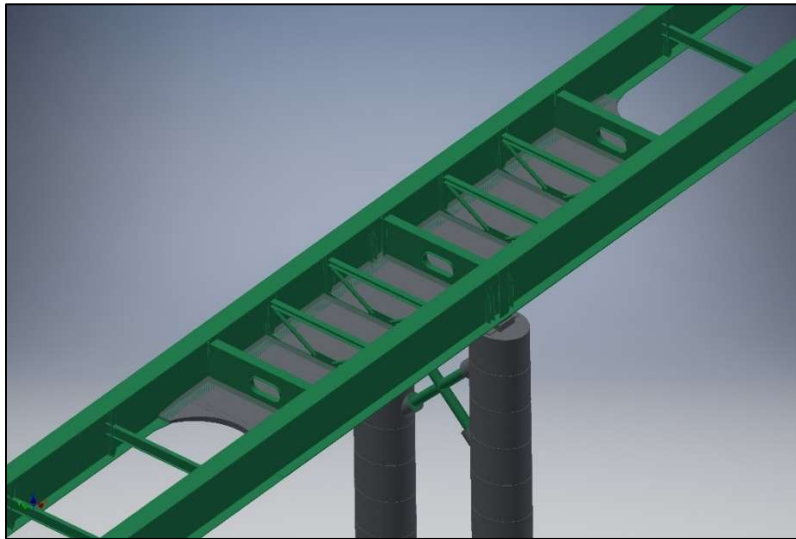


Figure 28 : Vue 3D d'une zone DAM (hourdis supérieur non représenté)

Cet entretoisement a pour objectif d'éviter la déformation des sections fermées et ainsi limiter la distorsion. Ces zones constituent en outre des sections fermées en raison de la présence du hourdis inférieur. Les diaphragmes d'extrémité des zones DAM et les diaphragmes sur piles ne diffèrent que par la prolongation des montants verticaux jusqu'à la semelle inférieure (montants d'appuis sur pile).

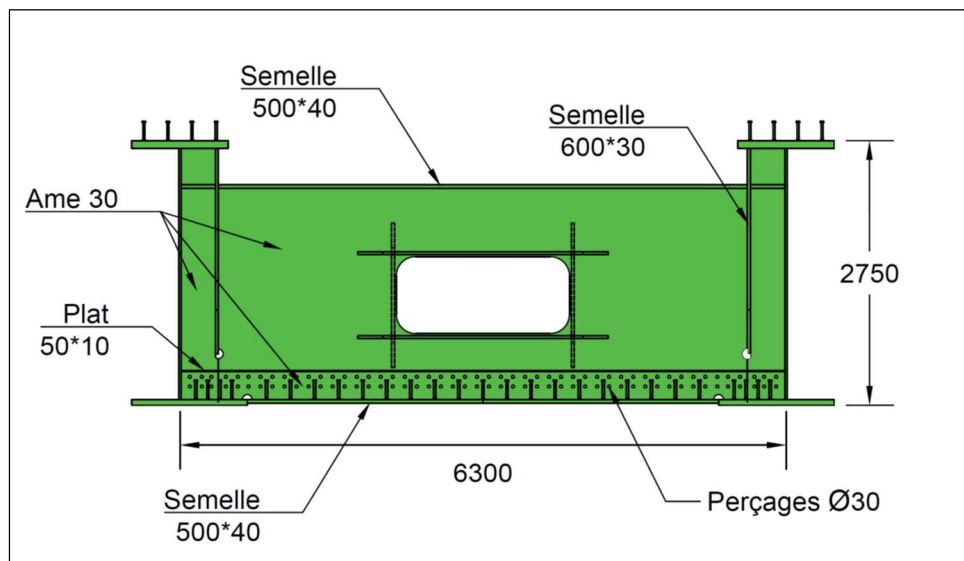


Figure 29 : Géométrie des diaphragmes d'extrémité des zones DAM

Les diaphragmes d'entrée et de sortie des zones DAM ont pour rôle d'assurer la transition entre un fonctionnement de torsion droite (section fermée) et un fonctionnement de section ouverte (avec gauchissement des sections).

Les montants dits intermédiaires sont constitués de diagonales tubulaires soudées à des traverses supérieures et inférieures via des goussets métalliques.

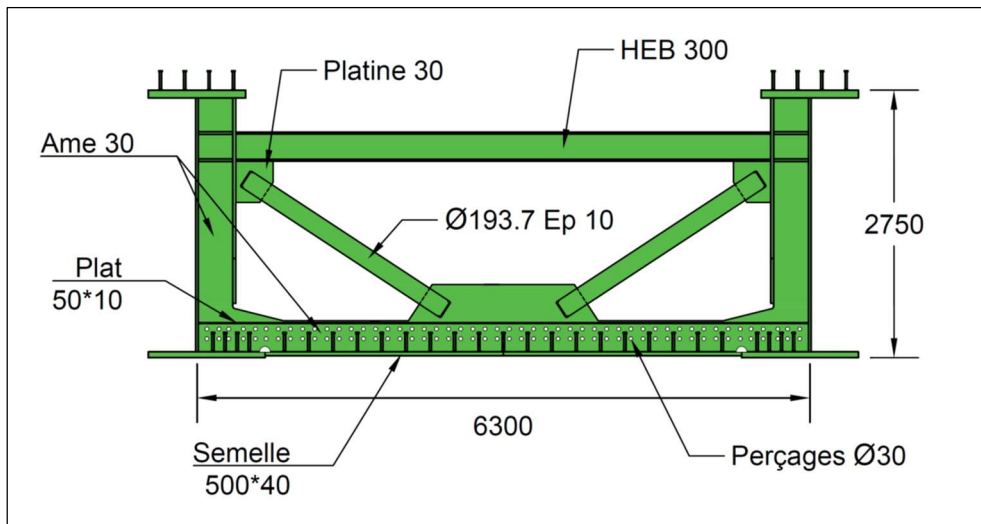


Figure 30 : Géométrie des cadres d'entretoisement intermédiaires des zones DAM

La traverse supérieure est un profil HEB 300.



Figure 31 : Diaphragmes et cadres d'entretoisement intermédiaires

Afin d'assurer une continuité mécanique du hourdis inférieur malgré les différents éléments d'entretoisement, chaque cadre a été percé en partie inférieure afin de faire passer les armatures longitudinales du hourdis inférieur d'un panneau (espace entre deux cadres consécutifs) à l'autre.

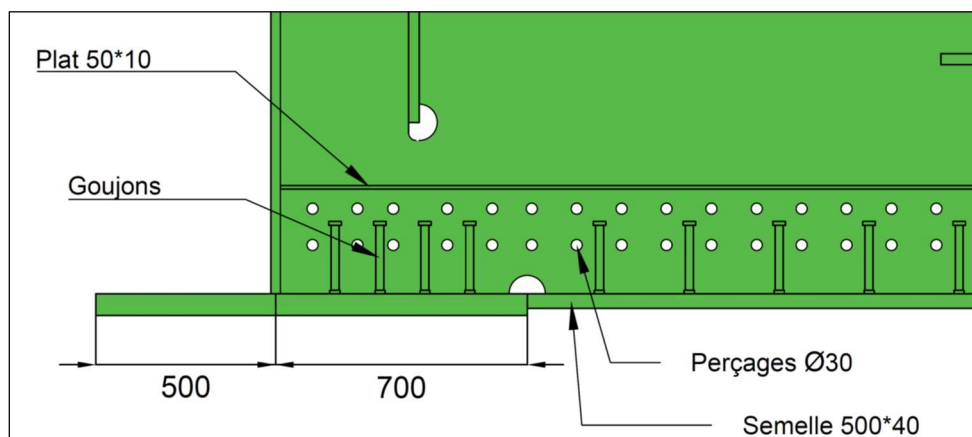


Figure 32 : Détail des semelles inférieures d'une poutre principale et d'un diaphragme en zones DAM

Appuis

Les appuis de l'ouvrage sont des appuis classiques en béton armé fondés profondément. Les piles sont constituées de deux futs elliptiques entretoisés par une croix tubulaire métallique et fondés sur huit pieux $\Phi 1100$ ancrés dans le substratum marneux. En raison de la proximité des fondations avec le Lot, les fondations de toutes les piles sont mises en œuvre à l'abri de batardeaux.

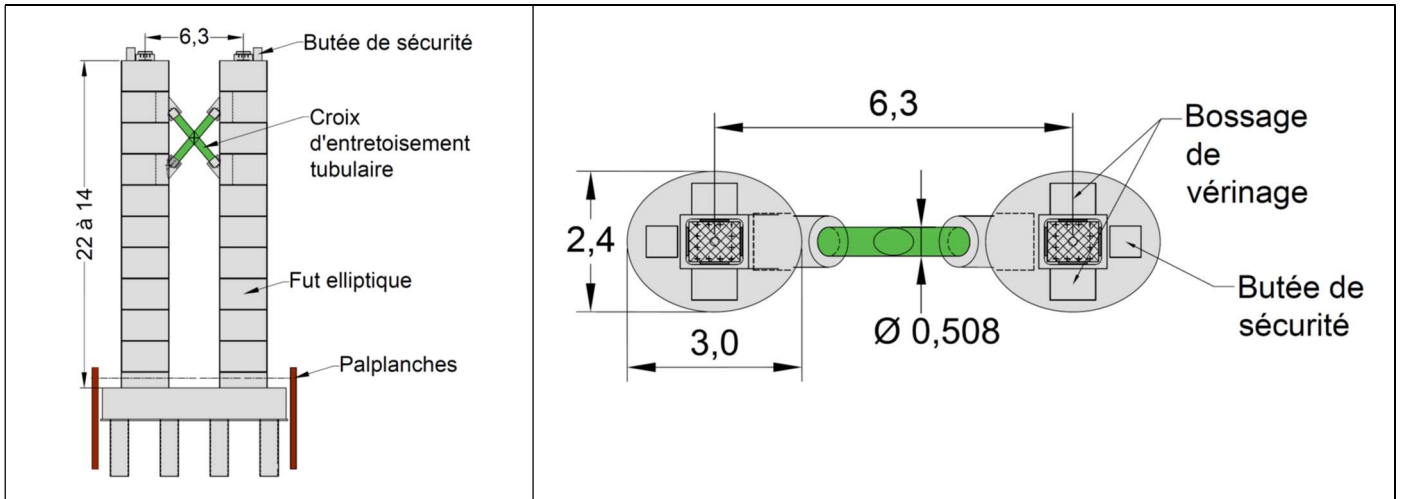


Figure 33 : Coffrage des piles

Les culées, qui sont de type culée enterrée en tête de remblai, ont fait l'objet d'études spécifiques liées à un risque d'instabilité de la culée C0. En effet, C0 étant implantée du côté du futur giratoire et de la partie de la RN88 construite en remblais, des inclinomètres avaient révélés des glissements à l'interface remblai/substratum marneux et afin de contenir le risque de glissement, une bêche a été réalisée en matériau d'apport et mise en œuvre en pied de talus après avoir purgé localement le terrain naturel jusqu'au toit du substratum. En complément de cette disposition, une couverture partielle du talus par des enrochements a été mise en œuvre.

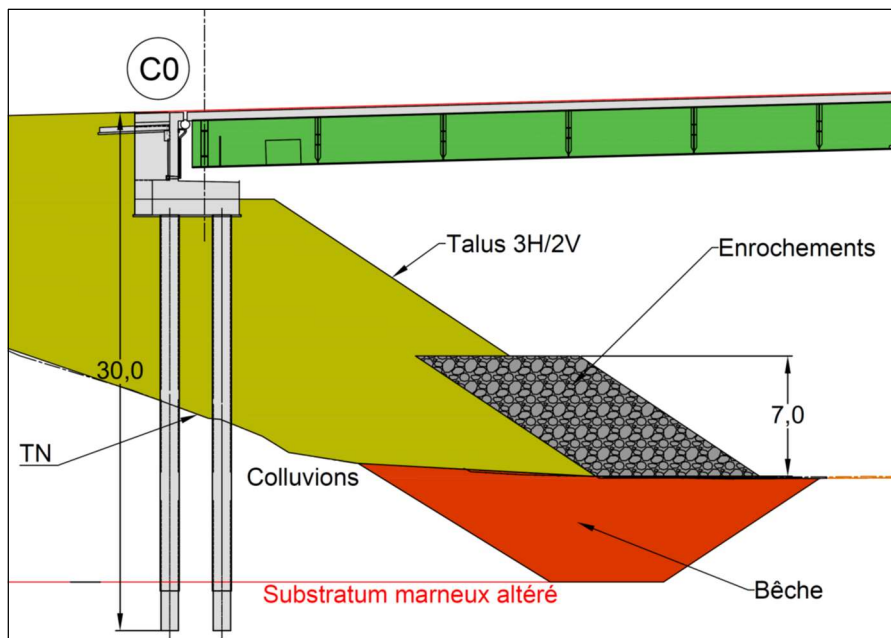


Figure 34 : Culée C0



Figure 35 : Mise en œuvre de la bêche sur C0 (©DIR Med)

La culée C5 est d'une hauteur plus limitée que la culée C0 mais présente également des instabilités potentielles. Sa conception prévoit la mise en œuvre d'un remblai allégé de type pouzzolane.

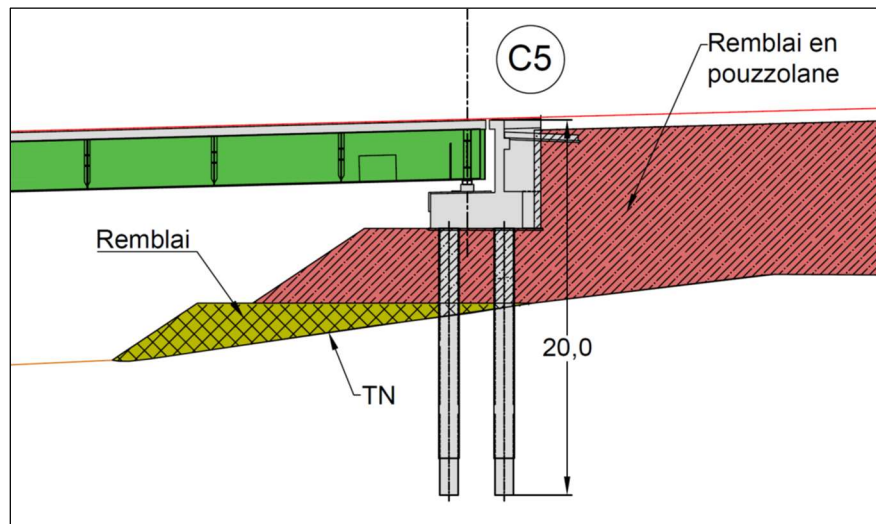


Figure 36 : Culée C5

Superstructures et appareils d'appui

En raison de la forte hauteur du tablier au-dessus du terrain naturel, le niveau de retenue adopté pour les barrières de sécurité est le niveau H3 au sens de la norme NF EN 1317. En phase travaux, c'est le modèle Ovalie H3 de l'entreprise Rousseau qui a été retenu.

Le hourdis supérieur est protégé par une étanchéité de type feuille préfabriquée de 5mm recouverte par 75mm d'enrobés.

Le tablier repose sur des appareils d'appui en élastomère fretté munis de taquets anti-cheminement, dont certains sont démontables pour faciliter le remplacement des appareils d'appui. En outre, l'ouvrage étant situé en zone sismique faible (zone 2), l'ouvrage est muni de butées de sécurité.

Dispositions constructives diverses

Dans les zones à double action mixte, le hourdis inférieur est en contact direct avec l'âme des poutres principales ainsi qu'avec l'âme des diaphragmes. Afin d'éviter la corrosion de ces tôles fines, des plats de dimensions modestes (50×10 mm²) ont été soudés sur la charpente à la périphérie des faces

supérieures du hourdis, de manière à éloigner des âmes le point triple béton-air-acier et d'éviter l'endommagement de celles-ci.



Figure 37 : Plat courant en zones DAM suivant la forme du hourdis inférieur

Les parties en béton les plus exposées au ruissellement d'eau chargée en sels de déverglaçage, à savoir les longrines du tablier, les murs gardes-grèves et les sommiers des culées, sont ferrillées à l'aide d'armatures inox.



Figure 38 : Armatures inox dans les longrines supports des dispositifs de retenue

Phasage de construction

La construction du viaduc a naturellement débuté par les phases de terrassement et de fouilles (notamment sur C0) avant d'enchaîner sur la réalisation des fondations puis du génie civil des appuis.

La particularité du phasage réside dans la mise en œuvre du tablier et du phasage de bétonnage. Comme vu auparavant, la double action mixte nécessite à la fois de maîtriser la fissuration des hourdis (limiter la traction dans le hourdis supérieur et favoriser la compression dans le hourdis inférieur) et de faciliter autant que possible le bétonnage du hourdis inférieur.

La solution retenue a consisté à réaliser un bétonnage par plots phasé selon un pianotage classique en commençant par le hourdis inférieur. Une fois le hourdis inférieur bétonné entièrement, le pianotage du hourdis supérieur a été réalisé classiquement en bétonnant d'abord les zones en travées puis les plots sur appuis. Ce phasage de bétonnage a tendance à augmenter la compression dans le hourdis inférieur et à limiter la fissuration du hourdis supérieur.

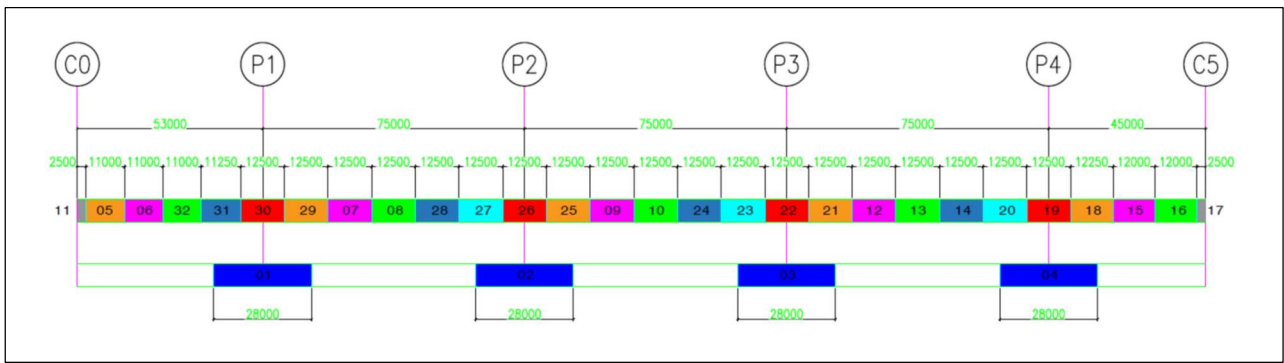


Figure 39 : Pianotage des hourdis



Figure 40 : Vue du tablier pendant le bétonnage de la dalle (©DIR Med)

Pour des raisons de maîtrise de la fissuration du hourdis inférieur présentées ci-avant, il n'a pas été envisagé de lancer la charpente avec le hourdis inférieur déjà bétonné et connecté. En revanche, afin de faciliter le coffrage du hourdis inférieur, ce dernier a été exécuté à l'aide de prédalles participantes. La charpente a été lancée avec ces prédalles et une partie du ferrailage du hourdis supérieur.

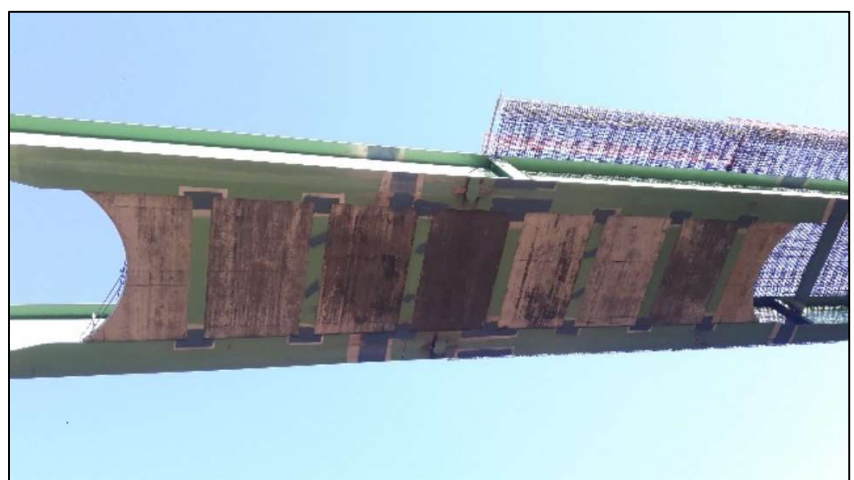


Figure 41 : Lançage avec prédalles inférieures

En résumé, le phasage de construction de l'ouvrage a été le suivant :

- Terrassements,
- Construction des appuis,
- Assemblage de la charpente et préfabrication des prédalles du hourdis inférieur,
- Lançage de la charpente avec une partie du ferrailage supérieur, les prédalles du hourdis inférieur et le ferrailage du hourdis inférieur,
- Bétonnage du hourdis inférieur,
- Compléments du ferrailage supérieur et bétonnage du hourdis supérieur par pianotage selon la figure 39 ci-dessus,
- Mise en œuvre des superstructures,
- Mise sur appuis définitifs du tablier.

Réalisation

Le marché de travaux a été notifié le 28/03/2018 au groupement GTM/EIFFAGE METAL/VINCI. Les travaux préparatoires ont débuté en septembre 2018 et la livraison de l'ouvrage est prévue pour l'été 2021. Il est à noter que le chantier a été ralenti par l'apparition du Covid, notamment en 2020.

Dans le cas du viaduc du Lot, le marché prévoyait une période de préparation de cinq mois notamment en prévision des études d'exécution du tablier.

Intervenants du projet

- Maître d'ouvrage : DREAL Occitanie
- Maître d'œuvre : DIR Méditerranée / SIR de Mende
- Concepteur : Cerema Méditerranée
- Architecte : XD - Architecture

Entreprises

- Génie Civil : GTM
- Charpente métallique : Eiffage Métal
- Fondations : BOTTE Fondations
- Terrassement : VINCI

Etudes d'exécution

- Génie Civil : AIA Ingénierie
- Charpente métallique : Eiffage Métal
- Fondations : WSP

Contrôle d'exécution (études et travaux)

- Cerema

Coût

L'offre du groupement s'élève à 10 984 000 euros HT. Le périmètre du marché est cependant plus vaste que le seul ouvrage car il intègre le giratoire derrière la culée C0 ainsi qu'une portion d'une centaine de mètres de remblais derrière la culée C5. La partie de l'offre concernant directement le viaduc est ainsi de l'ordre de 9 700 000 euros HT, soit un ratio de 2600 €/m² HT. Celui-ci se situe plutôt dans la frange haute des ouvrages de type bipoutre, ce qui s'explique principalement par le coût des travaux

géotechniques sur les culées (remblai allégé en pouzzolane sur C5 et bêche sur C0) et la hauteur importante du tablier au-dessus du terrain naturel. Le surcoût dû au procédé de double action mixte proprement dit est très faible, comme le montre l'étude comparative présentée à la fin de cet article.

II.3 Hypothèses de conception relatives à la double action mixte

Comme expliqué ci-dessus, les hypothèses utilisées dans la conception du viaduc du Lot sont issues des réflexions d'un groupe de travail interne au Cerema sur le sujet de la double action mixte.

Comportement à la torsion et répartition transversale de la flexion longitudinale

Les ouvrages à double action mixte dans lesquels le hourdis inférieur est discontinu sont composés de sections en travées où le tablier est une section ouverte et de zones sur appuis où les sections sont fermées (à l'image d'un caisson). Le comportement de ces sections vis-à-vis de l'excentrement des charges est différent et en conséquence la modélisation pratiquée dans les caissons et les bipoutres également. Dans le cas du viaduc du Lot, une hypothèse sécuritaire consistant à cumuler les efforts de torsion d'une section fermée aux efforts de flexion longitudinale calculés avec la répartition de Courbon a été retenue en zone DAM.

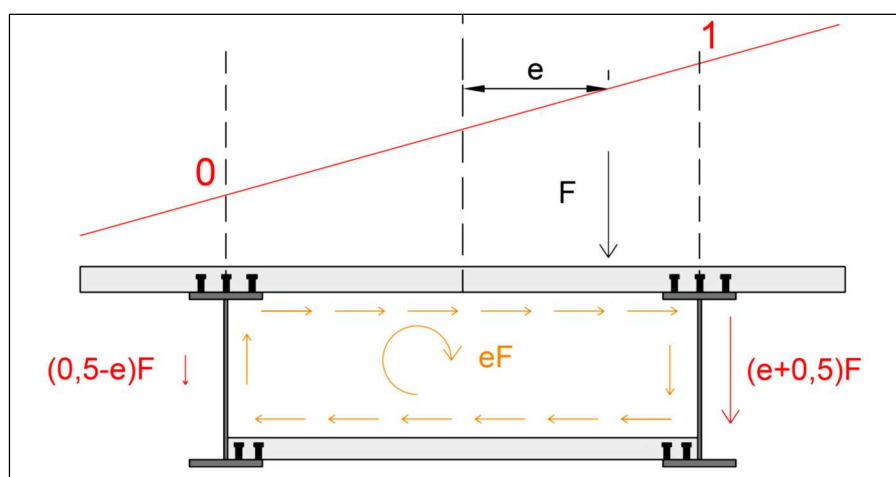


Figure 42 : Modélisation de la répartition des efforts sur une section DAM

En zone courante (non-DAM), les efforts sont calculés selon la répartition de Courbon.

En résumé, le calcul des efforts de flexion longitudinale est effectué en étudiant la flexion d'une poutre selon le modèle de répartition des efforts de Courbon, auxquels on ajoute, en zone DAM, l'effet du moment de torsion calculé sur une section fermée. Ce moment de torsion doit être calculé sur un modèle ad hoc.

Cette modélisation de la flexion longitudinale, notamment dans les zones DAM, est intrinsèquement défavorable car elle cumule deux modélisations d'un même phénomène. En réalité, les sections se comportent en torsion mixte et l'analyse est plus complexe que la simplification sécuritaire opérée ici. Bien qu'il serait en théorie envisageable de réaliser un modèle numérique complet de l'ouvrage et de l'exploiter directement, l'absence de retour d'expérience et de mesures in situ incite à retenir un modèle sécuritaire.

Dimensionnement des cadres d'entretoisement

L'objectif de la conception de l'entretoisement en zone DAM consiste à passer d'un comportement mécanique de type bipoutre classique (section ouverte, entretoises espacées de 7m, modèle de

Courbon) à un fonctionnement de type caisson (section fermée) avec la circulation d'un flux de cisaillement dans la section. Afin d'obtenir une torsion uniforme dans les zones DAM et d'éviter la distorsion des sections, il est nécessaire de garantir la raideur des diaphragmes et des cadres d'entretoisements intermédiaires et le maintien des angles de la section.

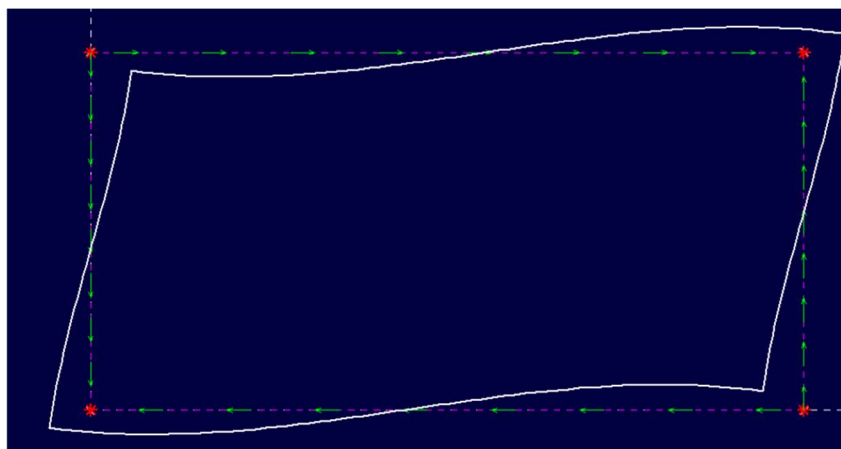


Figure 43 : Déformation d'un cadre sous l'effet de la torsion

Les zones DAM sont munies de trois diaphragmes : un à chaque extrémité ayant pour rôle d'introduire le moment de torsion dans la zone DAM et un sur appui. Entre chaque diaphragme, soit 10,5m, deux cadres d'entretoisement supplémentaires ont été ajoutés afin de prévenir toute distorsion en cas de présence de véhicules lourds excentrés dans cette zone. Ces cadres intermédiaires, décrits plus haut, sont par nature moins raides que les diaphragmes mais peuvent être considérés comme suffisamment raides en torsion pour limiter la distorsion si leur raideur est au moins de 20% de celle des diaphragmes. Ces résultats issus de la littérature [8] ont permis de dimensionner les cadres intermédiaires. Plus largement, le dimensionnement des cadres d'entretoisement en zone DAM répond à deux critères : assurer une raideur en torsion suffisante et naturellement supporter les efforts auxquels ils sont soumis (leur résistance structurale est à justifier suivant les Eurocodes).

Dimensionnement du hourdis inférieur

Le dimensionnement du hourdis inférieur répond aux principes développés dans le rapport d'études du Cerema. Ce paragraphe ne reprend pas l'ensemble des éléments présents dans ce rapport mais en résume les principes généraux.

D'abord les contraintes normales longitudinales dans le hourdis inférieur doivent être maîtrisées : on favorise, notamment à travers le phasage de bétonnage, la compression dans le hourdis inférieur afin de limiter les zones tendues mais en contrepartie, il est nécessaire de vérifier que la compression maximale sur pile est bien inférieure à la contrainte admissible en compression, notamment à l'ELS.

Bien que le hourdis inférieur soit principalement comprimé, il est soumis à des actions de déformations bridées susceptibles de créer une traction significative. Ainsi le ferrailage longitudinal doit respecter le ferrailage minimal défini dans le 7.4.2 de la norme NF EN 1994-2.

$$A_s = k k_s k_c f_{ct,eff} \frac{A_{ct}}{\sigma_s}$$

La particularité des zones DAM est d'être composées de sections fermées où circule un flux de cisaillement de torsion. Ce cisaillement de torsion s'ajoute au cisaillement de flexion non seulement dans

les âmes des poutres principales mais également dans le hourdis inférieur où il doit être pris en compte dans la justification à la torsion comme dans la couture du cisaillement longitudinal.

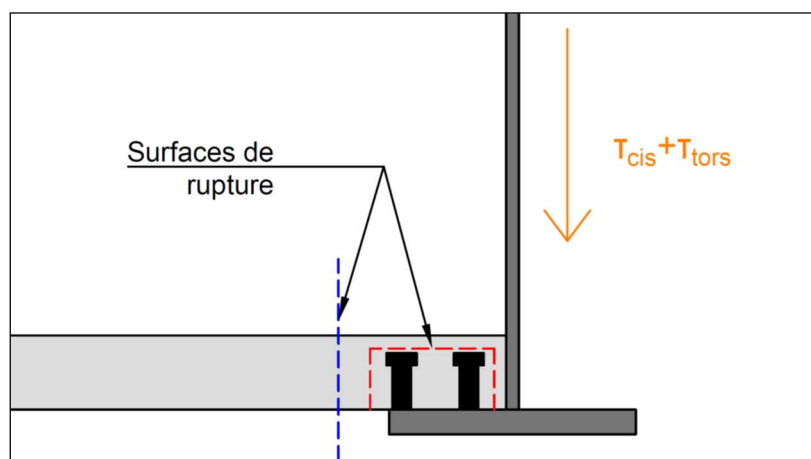


Figure 44 : Surfaces de rupture à coudre par des aciers passifs

Ce phénomène est également à prendre en compte pour le hourdis supérieur.

Dans le but de faciliter le coffrage du hourdis inférieur, des prédalles collaborantes sont mises en œuvre entre chaque cadre d'entretoisement en zone DAM. En phase provisoire, ces prédalles doivent reprendre le poids total de béton du hourdis inférieur ainsi que les charges de personnel et de matériel définies dans la norme NF EN 1991-2 [9]. Ces charges sollicitent les prédalles du viaduc principalement en flexion longitudinale et selon la plus petite portée des prédalles, ici de 3m. En outre, comme habituellement pour les prédalles collaborantes, il est nécessaire de coudre la reprise de bétonnage vis-à-vis des efforts de cisaillement et de retrait différentiel.

Afin de rendre le hourdis inférieur continu en zone DAM, les armatures longitudinales doivent traverser les diaphragmes, ce qui présente des difficultés pour la nappe inférieure mise en œuvre dans les prédalles. Soit les prédalles sont ferrillées, coffrées et coulées en place dans la charpente, auquel cas cela constitue une perte de rendement pour l'entreprise, soit les prédalles sont préfabriquées puis mises en place dans la charpente à la grue. Dans ce cas, il est nécessaire de limiter l'emprise des dalles et du ferrillage en attente afin de pouvoir passer les prédalles à travers la charpente (voir plus loin) : c'est cette dernière option qui a été retenue sur le viaduc du Lot. Pour assurer la continuité du ferrillage longitudinal, un recouvrement d'aciers passifs avec la nappe inférieure de la prédalle a été mis en œuvre au droit des diaphragmes et des cadres.

Il est à noter que le taux de ferrillage du hourdis inférieur est important : de l'ordre de 300kg/m³ dans le cas du viaduc du Lot. Ce taux de ferrillage est en partie dû aux reprises de bétonnage et aux recouvrements à travers les diaphragmes et des cadres.

Détail de fatigue aux extrémités des zones DAM

L'extrémité des zones DAM est marquée par un tronçon de hourdis inférieur d'épaisseur et de largeur variables considéré comme non résistant au sens de la reprise des efforts de flexion. Comme indiqué plus haut, ces tronçons ne sont pas considérés comme participant à la reprise des efforts dans le modèle de flexion longitudinale. Cependant, la naissance du hourdis inférieur crée une zone de changement d'inertie et donc de concentration de contraintes dont la catégorie de détail de fatigue n'est pas clairement documentée dans la norme NF EN 1993-1-9 [10]. Dans le cadre des travaux du groupe de travail précédemment cité, une analyse du détail de fatigue par la méthode numérique dite du point

chaud a été menée et a conduit à retenir différentes classes de détail en fonction de la configuration géométrique de l'about du hourdis inférieur.

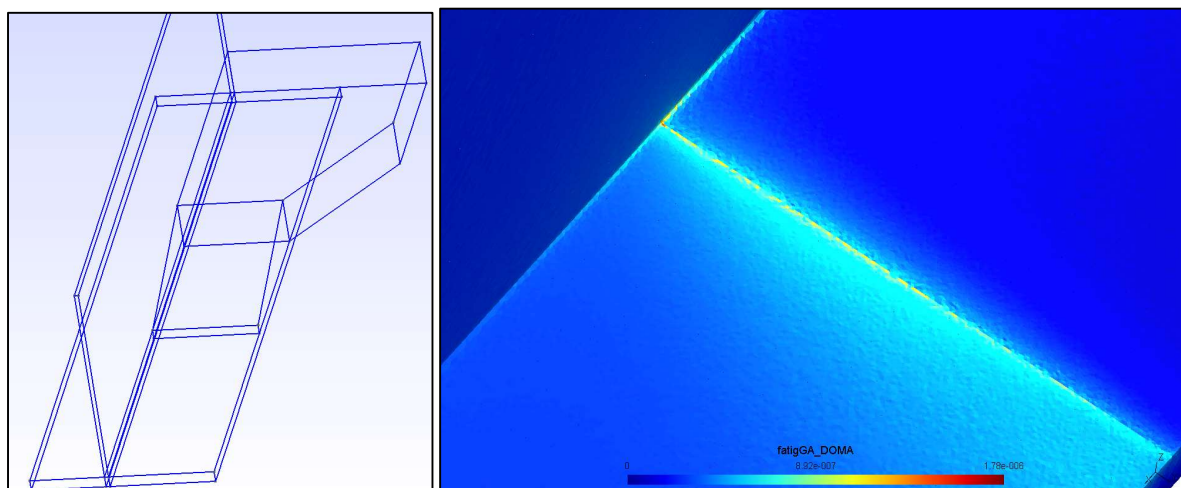


Figure 45 : Calcul du détail de fatigue

Pour les connecteurs de type goujons présents en section courante du hourdis inférieur, le détail de fatigue retenu est $\Delta\sigma_c = 80$ MPa conformément à la norme NF EN 1993-1-9 [10].

III. Résultats et retour d'expérience de l'exécution

Cette partie revient sur les résultats obtenus et les difficultés pratiques rencontrées lors de l'exécution.

Phasage de bétonnage

Le phasage de bétonnage mis en œuvre est décrit dans la partie précédente. En règle générale, dans les CCTP, seul le principe de pianotage du hourdis est contractualisé et le phasage détaillé est considéré comme relevant de la seule entreprise. Cela était le cas pour le viaduc du Lot : le phasage de bétonnage n'a pas été contractualisé et le CCTP se contentait de décrire le pianotage retenu lors des études de conception. Cependant, au vu de l'impact important qu'engendre une modification du phasage sur les zones fissurées, les efforts et la maîtrise des contraintes dans les hourdis, l'entreprise a choisi un pianotage identique à celui utilisé au projet et décrit auparavant.

Justification de la flexion longitudinale

La conception du viaduc du Lot a permis d'obtenir les effets recherchés en termes de modification du mode de ruine et de robustesse : la présence de la dalle inférieure empêche le déversement de la semelle inférieure des poutres et les sections sur piles sont de classe plastique, ce qui permet d'exploiter au maximum la ductilité des matériaux.

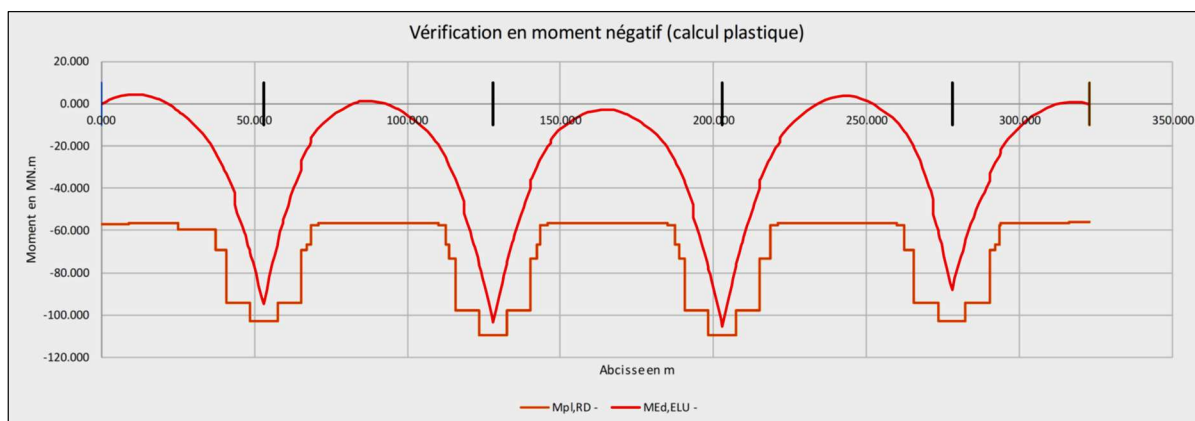


Figure 46 : Moment résistant et moment sollicitant négatifs à l'ELU (extrait de NDC Eiffage)

Pour rappel, pour obtenir une classe plastique sur appui, donc en moment négatif, il est nécessaire de limiter l'élancement de la demi-semelle extérieure afin que cette dernière soit de classe 1 ou 2, ce qui est bien le cas sur le viaduc du Lot.

Ainsi, les sections sur piles et les sections en travée sont de classe plastique et toutes les sections sont vérifiées. Sur piles, le taux de travail maximum à l'ELU est de 98%, le critère de justification le plus sévère étant la justification de l'interaction M-V et en travées, il est de 81%.

Conformément aux hypothèses retenues, dans les zones DAM, le cisaillement de flexion générale, calculé sur une poutre avec le modèle de Courbon, est ajouté au cisaillement de torsion circulant dans les sections fermées sur appuis. Pour calculer ce moment de torsion, un second modèle a été réalisé permettant de distinguer la raideur de torsion des zones ouvertes et la raideur des zones fermées.

Le modèle de torsion est un modèle à barres représentant le tablier entier et non la flexion d'une poutre mixte. L'inertie de torsion propre à chaque zone est affectée aux barres de manière à représenter la différence de raideur en torsion entre les zones DAM et non-DAM.

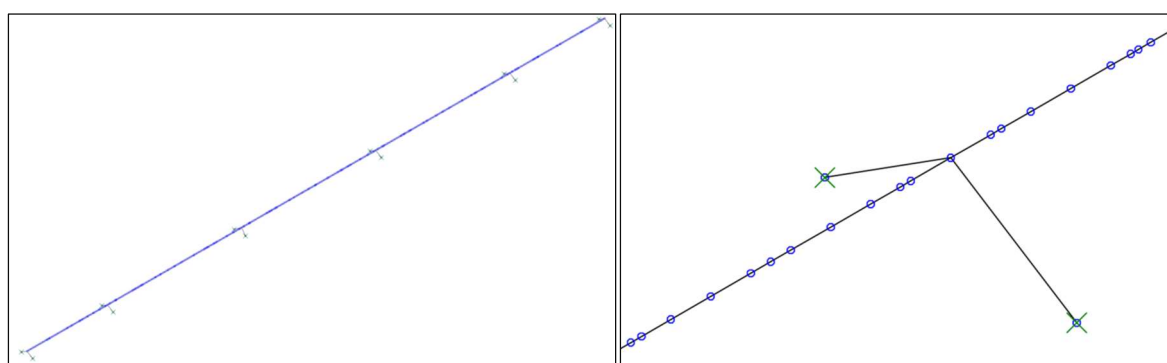


Figure 47 : Vue générale du modèle 3D de torsion, à gauche, et détail des appuis, à droite

La différence d'inertie de torsion entre les sections fermées (DAM) et les sections ouvertes (non-DAM) est importante :

Paramètre	Sections DAM	Sections non-DAM
Inertie de torsion I_x	$\frac{4\phi^2}{\sum_i L_i/e_i}$	$\sum_i \frac{L_i e_i^3}{3}$
AN (m ⁴)	2,72	0,02

avec L_i et e_i respectivement la longueur et l'épaisseur des membrures composant la section fermée (hourdis et âmes) et Φ l'aire de la section intérieure du caisson.

L'objectif de ce modèle consiste à déterminer le moment de torsion et sa répartition longitudinale sur l'ouvrage. Deux types de cas de charges lui sont appliqués :

- les charges d'exploitation, susceptibles d'engendrer de la torsion du fait de leur excentrement horizontal,
- le vent, notamment sa composante transversale, dont le barycentre est excentré verticalement par rapport au centre de torsion de la section.

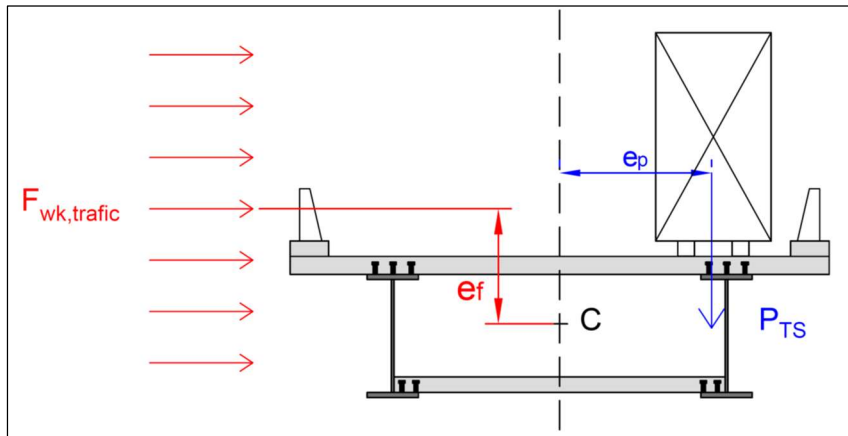


Figure 48 : Calcul des effets de la torsion (point C centre de torsion)

Pour rappel, les effets du vent sont calculés différemment s'il agit seul ou de manière concomitante avec les charges d'exploitation.

Dans les combinaisons d'actions de la norme NF EN 1991-2 [9], les charges du groupe 1a sont concomitantes du vent avec trafic. On peut donc sommer les sollicitations de torsion avec les sollicitations de flexion générale déterminées ci-avant.

Sans surprise, le moment de torsion est maximal dans les zones les plus raides sur appui. On note ainsi à l'ELU un moment maximal $M_{x,Ed} = 7,30 \text{ MN.m}$.

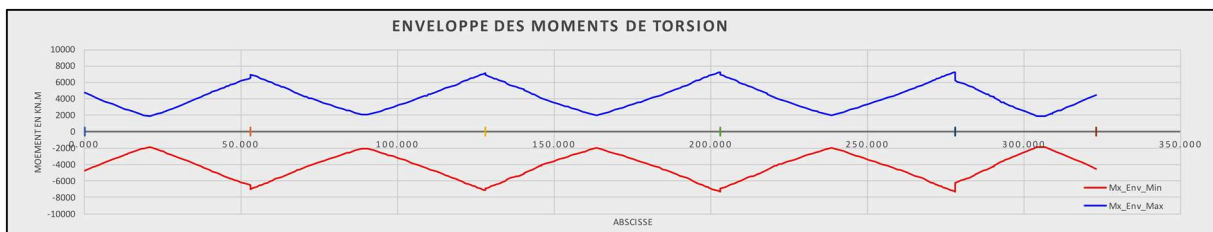


Figure 49 : Enveloppe des moments de torsion ELU (extrait NDC Eiffage)

Ce moment de torsion créé un flux de cisaillement qui est converti en effort tranchant supplémentaire sur les âmes des poutres principales dans le formalisme des justifications ELU.

$$V_{Ed} = V_{Ed,cis} + V_{Ed,tors}$$

Le terme issu de la torsion est bien inférieur au terme issu du calcul selon le modèle de Courbon. A titre d'ordre de grandeur, on a sur les sections sur pile :

$$V_{Ed,cis} = 7,45 \text{ MN} \text{ et } V_{Ed,tors} = 0,41 \text{ MN}$$

Justification des cadres et des diaphragmes en zones DAM

Comme indiqué plus haut, les cadres d'entretoisement et les diaphragmes doivent être justifiés sous les efforts qui les sollicitent mais doivent aussi être suffisamment raides pour garantir le maintien des angles et limiter la distorsion dans les zones DAM.

Bien sûr, ces éléments, y compris les entretoises en zones non-DAM, doivent permettre d'assurer la stabilité de la charpente en phase de lancement et de maintenir les poutres principales pour éviter leur déversement. Dans le cas du viaduc du Lot, le lancement s'effectue en outre avec la majorité des cages d'armatures du hourdis supérieur et les prédalles du hourdis inférieur, ce qui majore de manière importante la charge permanente dans cette phase.

La justification de la résistance de ces éléments a été réalisée à la fois sur la base des éléments développés par MM. Roche et Foucriat dans leur article « Conception et calcul des éléments transversaux des ponts mixtes » [11] et, pour les éléments des zones DAM, avec les efforts spécifiques de torsion. Les efforts appliqués sur ces éléments ont été déterminés à l'aide d'un modèle spécifique représentant les poutres principales et l'entretoisement par un modèle treillis. Ce modèle est décrit dans l'article de M. Couchaux « Dimensionnement du contreventement provisoire d'un pont mixte » [12] et est utilisé également pour déterminer la résistance de la charpente au déversement dans la phase de lancement la plus critique.

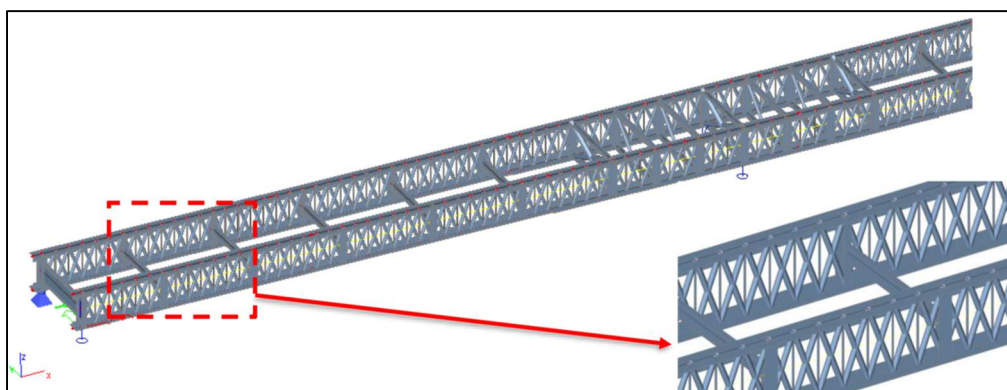


Figure 50 : Modèle de calcul lors de la phase de lancement (extrait NDC Eiffage)

L'exploitation de ce modèle a permis de justifier les différents cadres d'entretoisement et diaphragmes en zone DAM. En outre, leur raideur a systématiquement été vérifiée selon les critères définis précédemment.

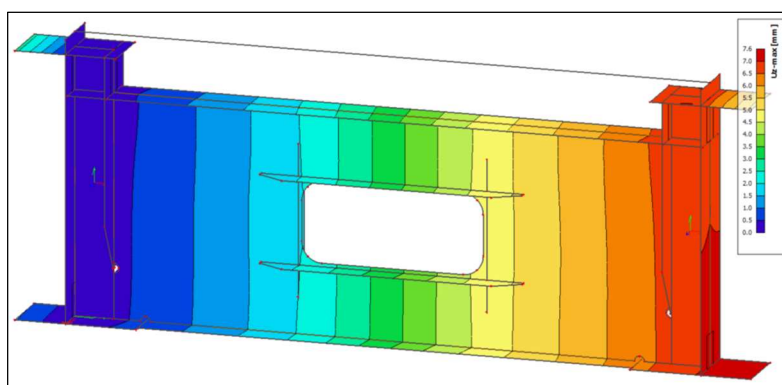


Figure 51 : Déformations verticales sur un diaphragme (extrait NDC Eiffage)

Les études d'exécution ont permis de démontrer que les cadres d'entretoisement et les diaphragmes prévus au DCE étaient correctement dimensionnés, non seulement en termes de résistance mais également en termes de raideur. Les diaphragmes en particulier, avec une âme de 30mm d'épaisseur, présentaient une marge de résistance appréciable.

Mise en œuvre du hourdis inférieur

Afin de simplifier le coffrage du hourdis inférieur, ce dernier a été réalisé à l'aide de prédalles participantes qui ont été préfabriquées sur le chantier puis mises en place dans la charpente. Cette dernière opération s'est toutefois révélée délicate car les dimensions des prédalles, y compris les aciers transversaux en attente au niveau des connecteurs, sont très voisines de celles du cadre formé par les deux poutres principales et les deux cadres d'entretoisement successifs et en raison de la gêne procurée par les semelles supérieures de ces éléments. Il est ainsi nécessaire de descendre ces prédalles de manière biaisée.



Figure 52 : Mise en place des prédalles du hourdis inférieur (©DIR Med)

Une fois ces prédalles posées, il a été nécessaire de placer les tirettes du lit inférieur longitudinal et l'intégralité du lit supérieur longitudinal traversant les diaphragmes.

On notera que la présence des prédalles du hourdis, et à plus forte raison la présence du hourdis inférieur complet lorsque celui-ci est coulé, peut piéger l'eau de pluie dans la phase provisoire où le hourdis supérieur n'est pas encore coulé. Des dispositions d'assainissement provisoire simples doivent donc être mises en œuvre pour éviter la retenue d'eau sur pile.

Comparaison financière entre la solution classique et la solution DAM

Le coût prévisionnel de l'ouvrage, fondé sur l'offre du mandataire, est donné plus haut. A l'appel d'offres, seule la solution DAM était présentée. La comparaison financière qui suit ne se base donc pas sur les offres des entreprises mais sur les estimations de niveau Projet de la solution DAM et de la solution bipoutre classique. En outre, une modification du profil en travers de l'ouvrage - modifiant la répartition des matières - a été actée après la phase Projet, ce qui rend difficile la comparaison des montants ci-dessous avec le montant de l'offre de l'entreprise. Quoi qu'il en soit, la comparaison ci-dessous permet d'évaluer, sur un exemple, l'impact financier d'une conception DAM par rapport à une conception classique.

L'ouvrage étudié et estimé au projet présentait une largeur de 12,50m, et non de 11,50m comme réalisé en exécution. On compare à titre indicatif les épaisseurs de tôles des solutions classique et DAM dans les zones centrées sur l'appui central P2. Les épaisseurs sont données en millimètres.

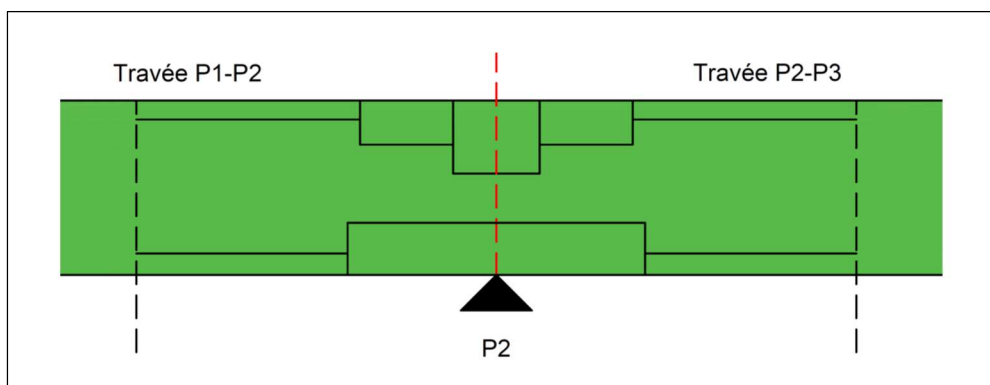


Figure 53 : Zone centrée sur P2 retenue pour comparer les répartitions des matières

Semelle supérieure

Bipoutre classique (largeur 1100mm)	40	55	80	100	80	55	40
Bipoutre à DAM (largeur 1000mm)	40	55	80	55	40		

Semelle inférieure

Bipoutre classique (largeur 1200mm)	40	55	80	100	80	55	40
Bipoutre à DAM (largeur 1000mm)	40	60 (largeur 1200)				40	

A l'échelle de l'ouvrage entier, l'utilisation de la double action mixte entraîne une légère diminution du tonnage de charpente (980t estimées pour la solution DAM par rapport à 1 100t pour la solution classique, soit un gain de 120t, de l'ordre de 10%). En parallèle, l'utilisation d'un hourdis inférieur entraîne inévitablement un surcoût mineur lié aux goujons plus nombreux (+2t dans notre cas). On rappelle que ces quantités correspondent à un tablier de géométrie différente de celui qui a été réalisé.

L'utilisation de la double action mixte induit également une augmentation des quantités de béton armé et de coffrages liée à la présence du hourdis inférieur. Dans l'estimation de niveau Projet, des quantités de 140m³ de béton et de 60t d'armatures ont été identifiées comme liées au hourdis inférieur.

Les estimations financières des deux solutions sont très proches et largement dans la marge d'incertitude de ce genre d'exercice. Le tableau ci-dessous compare les estimations des coûts des ouvrages DAM et non-DAM réalisées lors de la phase Projet. Seuls les postes les plus importants ainsi que le coût total sont cités.

Poste	Coût HT de la solution classique	Coût HT de la solution DAM	Ecart relatif
Charpente métallique	2 491 875 €	2 295 750 €	-7,9%
Génie civil (hors fondations)	2 665 310 €	2 896 310 €	8,7%
Total	9 936 530 €	9 989 360 €	0,5%

L'impact du DAM a été jugé négligeable sur les autres postes : frais généraux identiques et prix des appuis et fondations inchangés. Dans le cas du viaduc du Lot, les appuis sont fondés profondément car les alluvions de surface sont insuffisamment résistantes. Ainsi, bien que la variante DAM induise des descentes de charges du tablier plus importantes, que l'on peut estimer par excès à 1 MN par pile, son impact sur les fondations est faible, d'autant qu'en raison de la hauteur du tablier au-dessus du TN, le poids des piles est important et le surpoids du hourdis inférieur est à relativiser en valeur absolue. A titre d'ordre de grandeur, l'effort normal moyen ELS QP en pied de semelle est de l'ordre de 20MN. L'impact du hourdis inférieur sur les descentes de charges est donc négligeable dans le cas particulier du viaduc du Lot. En outre, le surcoût lié aux appareils d'appui n'est pas à l'échelle du projet.

Instrumentation de l'ouvrage

Le tablier du viaduc du Lot a été instrumenté de manière à déterminer de manière empirique son comportement réel. Ce paragraphe se contente de décrire les objectifs de l'instrumentation. L'exploitation des résultats, non réalisée au moment de la rédaction du présent article, ainsi que leur interprétation feront l'objet d'un article spécifique.

L'instrumentation du tablier a été définie et posée par le Cerema Méditerranée. Ses objectifs sont :

- Connaître la répartition des efforts dans les zones DAM entre les poutres (les zones non-DAM sont également instrumentées pour comparaison),
- Connaître la répartition longitudinale des efforts dans les zones DAM (diffusion des contraintes dans le hourdis inférieur notamment),
- Connaître la répartition des efforts entre les zones DAM et non-DAM,
- Connaître la répartition des températures dans les sections.

Au total, l'instrumentation compte 150 voies de mesure hors voies calculées : 22 sondes de températures, 32 jauges unidirectionnelles et 32 rosettes trois branches.

L'instrumentation permettra de relever les contraintes dans le hourdis inférieur, le hourdis supérieur, les poutres principales ainsi que les cadres d'entretoisement.

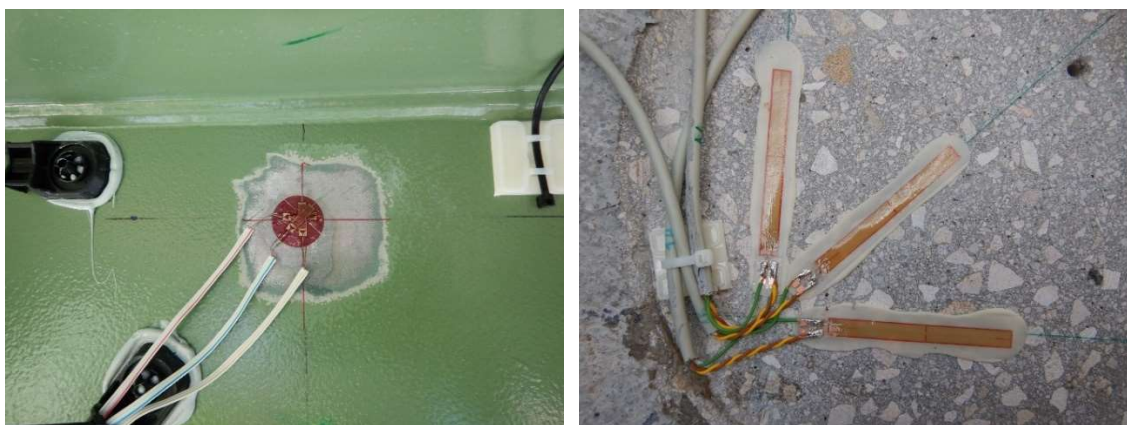


Figure 54 : Jauges extensométriques sur béton et acier

Le relevé des contraintes sous chargement d'épreuves permettra de confronter la modélisation utilisée lors des études, que l'on sait défavorable, avec la répartition réelle des contraintes entre zones DAM et non-DAM, entre poutres, etc.

L'instrumentation sera laissée en place pendant un an avant d'être retirée. La description précise ainsi que l'exploitation de cette instrumentation seront relatées dans un article à venir.

IV. Conclusions et perspectives

Les tabliers de type bipoutre mixte sont des structures au rendement technico-financier très favorable lorsqu'ils sont utilisés dans leur gamme de portée préférentielle. De plus en plus fréquemment utilisées depuis les années 1980, ces structures sont maintenant très présentes dans les patrimoines d'ouvrages d'art et se révèlent relativement peu pathologiques. Toutefois, de par leur fonctionnement mécanique et leur mode de ruine instable, les sections sur appuis intermédiaires présentent une robustesse moindre que les sections en travées. La double action mixte présente l'intérêt d'augmenter cette robustesse sans surcoût notable. Le viaduc du Lot, premier pont routier de ce type en France, en est l'exemple précurseur et permettra, outre le retour d'expérience présenté dans cet article, d'acquérir des données expérimentales sur le comportement de ces ouvrages à travers l'instrumentation mise en œuvre.

La conception et la réalisation de cet ouvrage s'inscrivent dans le développement de méthodologie relative à la double action mixte par le Cerema.

V. Références bibliographiques

[1] Norme NF EN 1994-2 Calcul des structures mixtes acier-béton, Partie 2, Règles générales et règles pour les ponts

[2] Guide méthodologique – Eurocodes 3 et 4 – Application aux ponts-routes mixtes acier-béton », Collection Les outils, SETRA, juillet 2007

[3] Ponts mixtes acier-béton – Guide de conception durable », SETRA, septembre 2010

[4] Collectif « Ponts mixtes acier-béton - Un guide pour des ouvrages innovants – Projet MIKTI », Presse de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées, 2010

[5] Triquet M., Gelez S., Schmitt P., Hajar Z., Servant C., Guyot E. « Optimisation des ponts bipoutres mixtes ferroviaires par la double action mixte : les viaducs de la LGV Bretagne-Pays de la Loire », AFGC FIB, 2013

[6] Touboulic E., Delplace G., Néel F., Duval J-P., Prats D., Sandre C. « Les ouvrages d'art de la LGV Bretagne-Pays de la Loire », Travaux, n°912, janvier-février 2015

[7] Mato F., Santos J., Cornejo M. « Le viaduc de Las Piedras », Bulletin Ponts Métalliques, n°25

[8] Lebet JP., Hirt M.A. « Traité de génie civil vol 12 : ponts en acier – Conception et dimensionnement des ponts métalliques et mixtes acier-béton », Coll Presses polytechniques et universitaires romanes, 2009

[9] Norme NF EN 1991-2 Actions sur les structures, Partie 2, Actions sur les ponts dues au trafic.

[10] Norme NF EN 1993-1-9 Calcul des structures en acier, Fatigue

[11] Foucriat J.C., Roche J., « Conception et calcul des éléments transversaux dans les ponts-routes mixtes », Bulletin Ponts Métalliques, n°11

[12] Couchaux M., « Dimensionnement du contreventement provisoire d'un pont mixte », *Construction métallique*, n°4, 2008

Justification d'un hourdis précontraint non ferrailé à l'aide d'un modèle par éléments finis non linéaire

Comparaison avec des résultats expérimentaux

Sébastien Neiers¹

¹ Cerema Est / Division Ouvrage d'Art, Ile du Saulcy – Bâtiment C – CS 30855 – 57045 METZ, sebastien.neiers@cerema.fr

Résumé

Les hourdis de ponts à poutres construits dans les années 1950-1970 et précontraints transversalement sont difficiles à justifier avec les règlements modernes en raison d'un ferrailage passif absent ou inadéquat. Les justifications usuelles conduisent rapidement à considérer ces hourdis comme fragiles et peu résistants. Le recours à une modélisation par éléments finis non linéaire permet cependant de montrer que ces hourdis possèdent une très grande résistance malgré l'absence de ferrailage passif ; se pose alors la question de la fiabilité d'une telle modélisation.

Des tests de chargement avec instrumentation ont été réalisés dans les années 1950 par Y. Guyon sur des hourdis non ferrailés et précontraints transversalement. Ils ont fait l'objet d'une description détaillée et d'une interprétation dans son ouvrage "Béton précontraint - Etude théorique et expérimentale (tome 2)" en 1958. Ces essais montrent la robustesse de ces hourdis précontraints et nous permettent de disposer du descriptif détaillé des phénomènes se produisant dans ces hourdis jusqu'à leur rupture. On peut dès lors confronter les résultats de la modélisation par éléments finis non linéaire d'un élément de hourdis dans la configuration de l'expérimentation de Guyon avec les observations faites lors des essais.

L'article présente la comparaison de la modélisation et de l'expérimentation en s'attachant à vérifier que les phénomènes détectés lors de l'essai sont observables sur le modèle et en confirmant les enseignements tirés de l'expérimentation.

I. Problématique

Les ponts à poutres construits dans les années 1960-1970 et précontraints transversalement sont difficiles à justifier selon les règlements modernes, Eurocodes ou BPEL, en raison d'un ferrailage passif absent ou inadéquat.

Deux configurations sont couramment rencontrées :

- Configuration 1 : le hourdis ne comporte pas de ferrailage passif (ou ne comporte pas d'aciers transversaux de flexion, au moins en nappe inférieure). Le fonctionnement du hourdis est assuré par la seule précontrainte transversale.

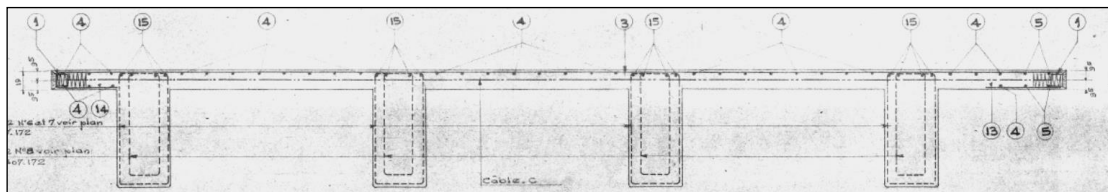


Figure 1 : Coupe transversale

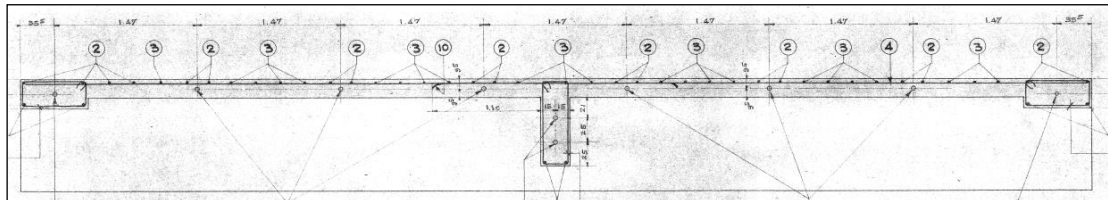


Figure 2 : Coupe longitudinale

- Configuration 2 : le hourdis comporte un ferrailage passif mais certaines sections sont non ferrillées. Ce genre de conception se rencontre couramment sur les VIPP comportant un hourdis intermédiaire pour lesquels la continuité du ferrailage passif n'a pas été assurée dans les sections de reprise de bétonnage.

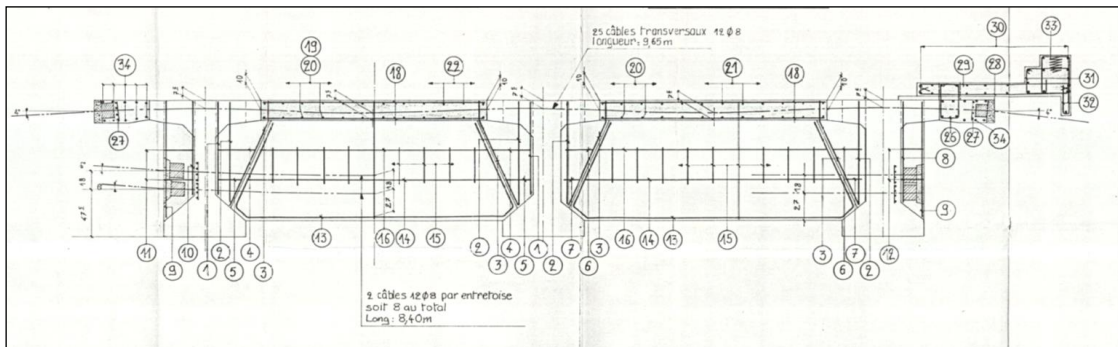


Figure 3 : Coupe transversale d'un hourdis de VIPP avec section non ferrillée

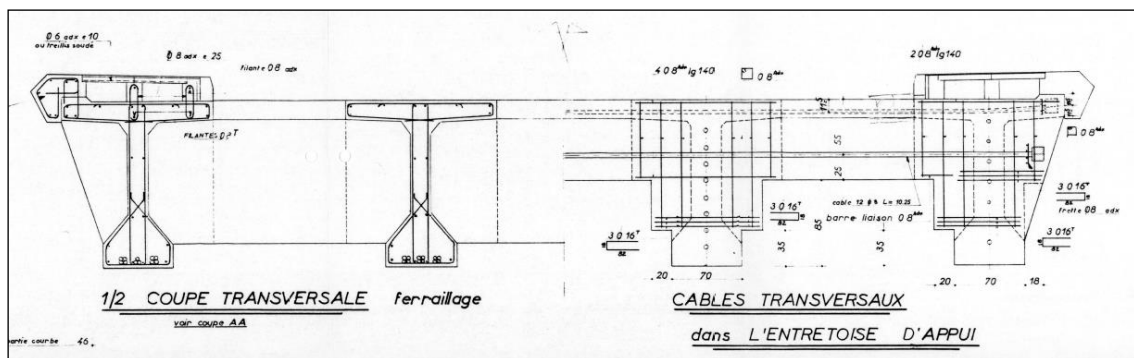


Figure 4 : Coupe transversale d'un hourdis de VIPP avec section non ferrillée

L'absence de ferrailage passif rend ces hourdis a priori fragiles mais ces conceptions, bien que difficilement justifiables avec les règlements modernes, ont fait leurs preuves puisque l'expérience montre que ce type d'ouvrage est encore présent sur les différents réseaux routiers et que ces dispositions ne sont pas à ce jour particulièrement pathologiques.

Des tests avaient été réalisés pour valider ce type de conception. Une série d'expérimentation avait été réalisée par Y. Guyon dans les années 1950 [1] qui avaient fait l'objet d'une interprétation en 1958 [2].

Une certaine robustesse de la conception avait été démontrée et des justifications de type plastique permettaient d'en appréhender le comportement.

D'autres tests ont été effectués plus récemment aux Pays-Bas à l'université de Delft [3]. Ces tests montrent également que cette configuration de hourdis est plus robuste que ce que peuvent prédire les calculs usuels.

II. Justifications aux Eurocodes

Le premier niveau d'analyse des dalles précontraintes est la réalisation d'un calcul classique avec un modèle élastique. Cette modélisation ne présente pas de difficulté particulière et, suivant les configurations, peut être suffisante pour justifier ce type de hourdis.

Dès lors que de la traction est calculée dans les sections non ferrillées, la justification devient difficile aux ELS puisqu'il est alors nécessaire de vérifier la présence d'un ferrillage passif dans la zone tendue. L'ELU peut cependant être encore justifié en dépit des insatisfactions réglementaires de l'ELS, puisque la justification repose sur le calcul du moment résistant plastique, qui admet une fissuration du béton tendu.

Les calculs de flexion à l'ELS sont indispensables sur un ouvrage neuf mais sont à relativiser sur un ouvrage existant, même en béton précontraint. Ils couvrent en général deux objectifs :

- la non fissuration du béton, pour s'assurer de la non progression d'agents agressifs extérieurs vers les aciers passifs ou les câbles. Cet objectif peut être appréhendé par l'état observé de l'ouvrage, qui permet de détecter la présence ou non de fissuration.
- la non plastification des matériaux sous les charges de l'ELS caractéristique. Si les conditions d'exploitation de l'ouvrage restent les mêmes et si aucun désordre n'est observable sur le hourdis, cet objectif peut également être considéré comme atteint.

La norme NF EN 1990 Bases de calcul des structures, qui décrit les principes généraux de l'Eurocode, définit comme état limite ultime (ELU) les états limites qui concernent "la sécurité des personnes et/ou la sécurité de la structure" (article 3.3 P(1)). Les états limites de service sont définis comme les états limites qui concernent "le fonctionnement de la structure ou des éléments structuraux en utilisation normale ; le confort des personnes ; l'aspect de la construction" (article 3.4 P(1)). D'après ces principes, la sécurité sur un ouvrage est donc assurée par le respect de l'ELU.

L'ELU est l'état limite qui doit conduire ou non à prendre des mesures d'exploitation et/ou à renforcer un ouvrage.

Si l'ELU est vérifié avec des calculs réglementaires "classiques" (calcul des efforts avec un modèle élastique puis vérification avec un calcul du moment résistant plastique), le hourdis peut être considéré comme vérifié. Dans le cas où ces vérifications s'avèrent insuffisantes, il est possible de recourir à des modélisations plus poussées pour dégager des marges de dimensionnement "cachées".

Les mécanismes de type ELS (calculs d'efforts élastiques et mécanisme de résistance basé sur un moment résistant plastique calculé comme dans une poutre) ne permettent pas d'appréhender la sécurité "réelle" de ces ouvrages, dont la conception ne correspond pas aux standards modernes, notamment lorsqu'on les utilise à l'ELU. Des phénomènes de redistribution d'efforts ou la prise en compte d'un fonctionnement longitudinal sont négligés dans les calculs usuels mais peuvent permettre de dégager des marges de dimensionnement importantes. L'Eurocode autorise des méthodes de calcul "avancées" tenant compte de ces phénomènes qui sont utilisables pour déterminer la capacité portante "réelle" du hourdis :

- il est possible d'examiner la justification du hourdis en admettant la formation de rotules plastiques à mi-distance des poutres (ou à la jonction du hourdis et des poutres), à partir du moment où le moment fléchissant atteint la limite admissible. Cette rotule permettrait alors un report d'une partie des efforts à mi-distance des poutres vers la partie de hourdis sur les poutres, pour en mobiliser les réserves inexploitées (ou l'inverse en cas de formation de rotule au niveau de la jonction hourdis-poutre). Ce type d'analyse est autorisée à l'ELU par l'Eurocode 2 (EN 1992-1-1, partie 5.5, analyse élastique linéaire avec redistribution limitée des moments) et des éléments concernant ce type de vérification sont données par le guide du Cerema sur l'évaluation structurale des VIPP [4].
- les vérifications effectuées sur le hourdis sont réalisées en adaptant des raisonnements valables sur les poutres (en vérifiant des contraintes ou des moments limites calculés sur des tranches de 1m), seul le calcul des efforts tenant compte du fait que le hourdis est une plaque. Le fonctionnement "en résistance" des hourdis est cependant plus complexe que celui couramment admis dans ce type de vérification puisque la continuité du hourdis et sa déformation sous les chargements mobilisent les parties adjacentes. Il paraît donc possible, sur un hourdis, d'effectuer une vérification à l'ELU en utilisant des méthodes de calcul qui tiennent compte de l'influence de la résistance longitudinale du hourdis sur la résistance transversale. La méthode des lignes de rupture paraît adaptée à ce type de vérification et nous semble applicable au problème rencontré ici. Elle suppose, sous une charge ponctuelle ou non, une ruine du hourdis par flexion (le poinçonnement doit être vérifié par ailleurs) selon des lignes de rupture partant de la charge (lignes de rupture de moment négatif) reliées à d'autres lignes de rupture au niveau des poutres ou dans le hourdis (lignes de rupture de moment positif, dans lesquelles la résistance des aciers passifs en nappe supérieure peut être mobilisée). Cette méthode est autorisée par la partie 5.6 de la norme NF EN 1992-1-1 et l'était aussi par le BAEL.

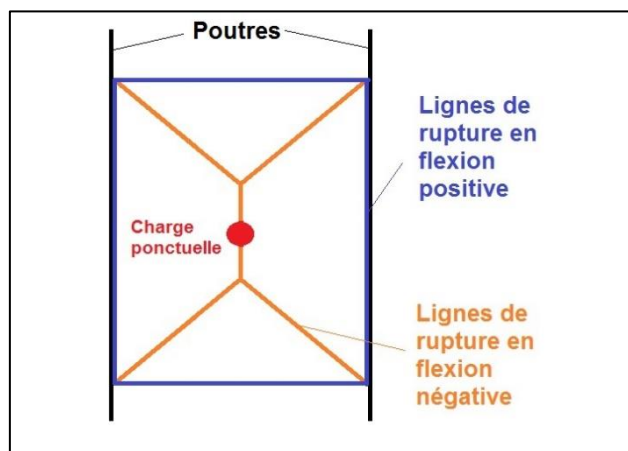


Figure 5 : Lignes de rupture utilisables dans la configuration étudiée

- la dernière solution de justification consiste à effectuer une analyse non linéaire, comme autorisé par l'Eurocode (norme NF EN 1992-1-1, partie 5.7) et à l'aide d'un outil de calcul le permettant.

Cette dernière solution de justification est cependant relativement lourde à mettre en place, les modèles pouvant être compliqués à réaliser et les temps de calcul relativement longs. Ce genre de modélisation pose également la question de sa fiabilité, les modélisations étant difficiles à mettre en œuvre et des erreurs pouvant rapidement être commises dans la modélisation.

A partir des expérimentations de Y. Guyon [2], il est possible, en modélisant la configuration de dalle testée d'apprécier la fiabilité d'une telle modélisation. Dans un premier temps, nous résumerons brièvement les expérimentations effectuées par Y. Guyon puis, dans un second temps, nous les comparerons aux résultats d'une modélisation numérique.

III. Etude théorique et expérimentale de Y. Guyon

III.1 Expérimentation réalisée

L'article de Y. Guyon rend compte d'essais effectués sur des éléments de dalle précontrainte transversalement. Les essais étaient réalisés sur des dalles formant les mailles d'un quadrillage de poutres constitué par quatre poutres principales et trois entretoises (on avait donc 6 éléments de dalles testables).

La précontrainte transversale était réalisée à l'aide de fils de 5mm groupés par 2 et espacés de 33cm. Dans une partie de la dalle (éléments IV, V et VI), ces fils étaient adhérents et tendus par pré-tension alors que dans l'autre partie (éléments I, II et III) ils étaient libres de coulisser dans leur gaine et post-tendus. L'article ne fait pas état, dans le second cas, d'une injection des gaines.

Chaque élément de dalle avait pour dimensions 3m x 1,25m et était sollicité par une charge en leur centre (à l'aide d'un vérin). L'expérience avait pour but de déceler la fissuration des dalles puis d'étudier leur rupture.

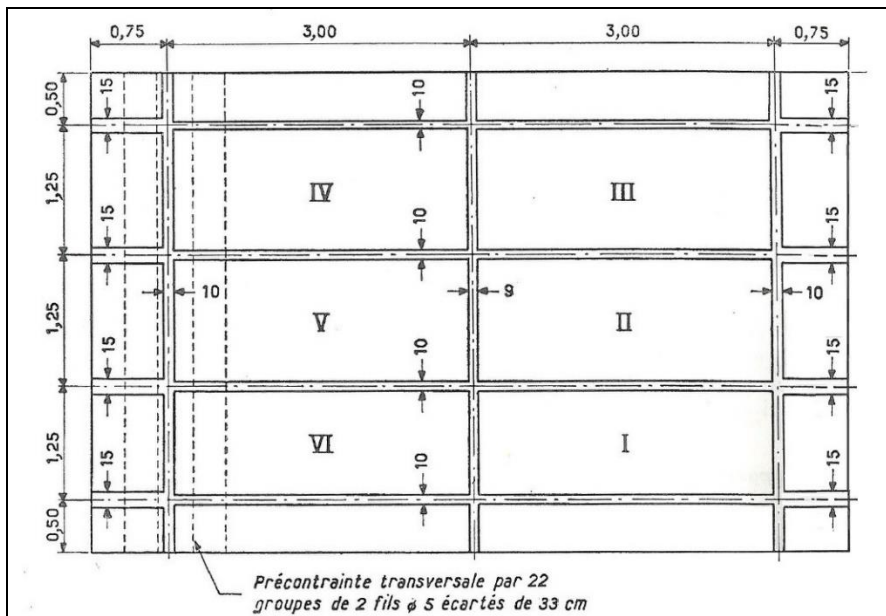


Figure 6 : Configuration testée par Y. Guyon – Vue en plan

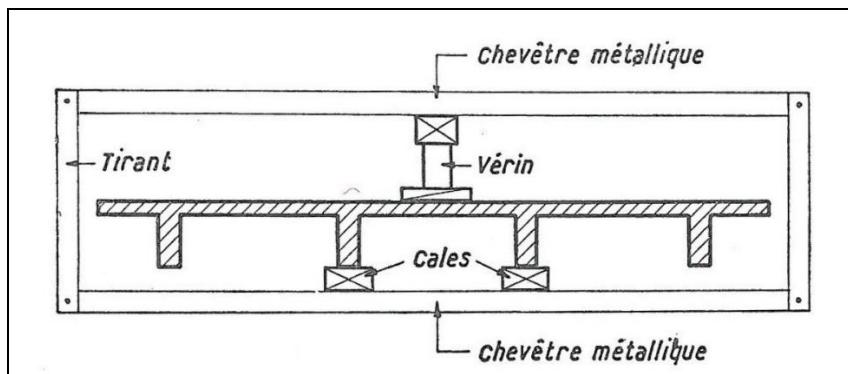


Figure 7 : Configuration testée par Y. Guyon – Coupe transversale

Les dalles étaient instrumentées à l'aide de jauges de déformation (en faces inférieure et supérieure, par paire), sauf pour la jauge située sous le chargement) et faisaient l'objet, à l'aide d'un oculaire à fort grossissement, de contrôles visuels pour détecter leur fissuration.

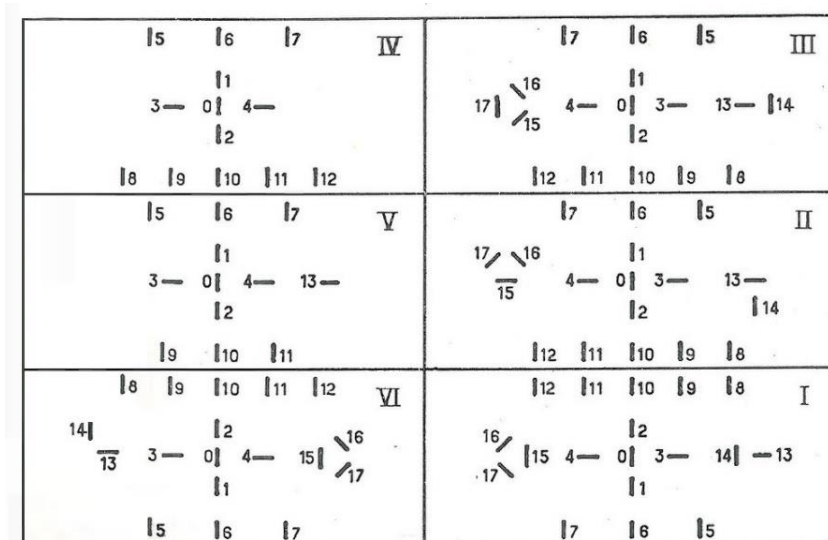


Figure 8 : Position des jauges dans la configuration testée – Vue en plan

III.2 Observations

Lors du chargement, plusieurs phases ont été identifiées dans le comportement des dalles.

Phase sans fissuration

Cette phase recouvre la phase de fonctionnement élastique du béton mais s'étend au-delà, puisque des phénomènes plastiques étaient détectés par l'instrumentation sans qu'ils se traduisent par une ouverture visible de fissures.

Fin « théorique » de la phase sans fissuration

Avec les règles de dimensionnement classique de la dalle, plusieurs limites pouvaient être retenues en calculant le moment sollicitant par des méthodes classiques de calcul élastique :

- n'autoriser aucune traction dans la dalle : la charge limite était alors de 0,8t.
- autoriser de la traction dans la dalle avec une fissure remontant jusqu'au niveau du câble considéré centré. En négligeant son diamètre, la fissure peut donc s'étendre jusqu'à la moitié de la dalle. La charge limite était alors de 1,6t.
- considérer que le béton avait des possibilités de reprendre des efforts de traction jusqu'à ce que sa limite de traction soit atteinte : la charge limite était alors d'environ 2,9t.

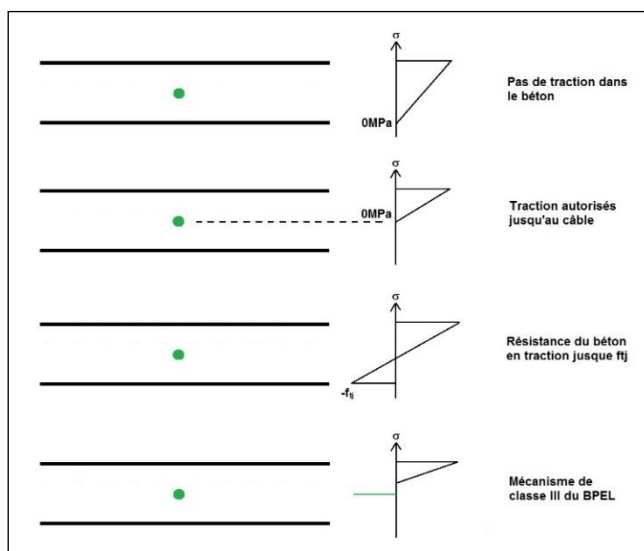


Figure 9 : Diagrammes de contrainte des dimensionnements possibles de la dalle

La charge de non fissuration de dimensionnement était donc estimée à 2,9t dans le calcul le plus favorable (mais basé sur la résistance en traction du béton).

Fin « réelle » de la phase sans fissuration

La première fissuration observée était obtenue pour une charge de 4,1t à 4,8t suivant les éléments, soit une charge environ 40% supérieure à la charge de dimensionnement évaluée par un calcul élastique (2,9t).

Les premiers phénomènes plastiques apparaissaient cependant selon l'instrumentation pour une charge de 3,5t, dans la partie de dalle située sous la charge. La phase élastique prend donc fin avant l'apparition de la fissuration. Selon Y. Guyon, ce décalage est lié à l'apparition d'un deuxième système porteur, constitué par des bielles, qui se substitue au fonctionnement élastique usuellement admis pour les dalles. Y. Guyon n'exclut pas la présence d'une micro-fissuration indétectable dans cette phase.

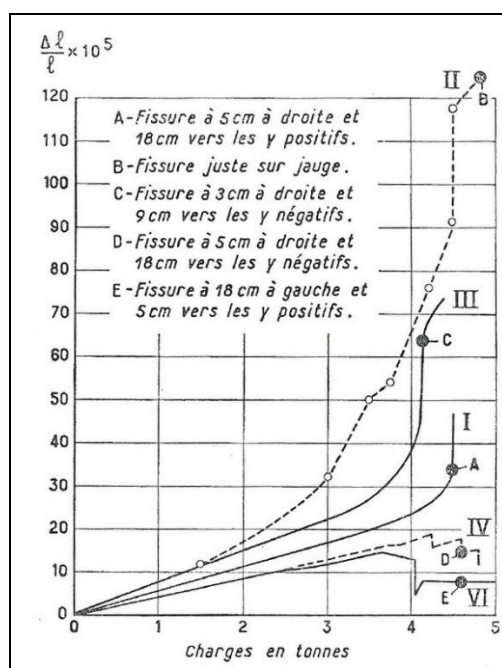


Figure 10 : Variations des déformations des jauges 0 en fonction de la charge appliquée

Première fissuration puis évolution en longueur

La première fissuration apparaît selon le grand axe, de part et d'autre de la charge. L'évolution observée consiste alors en la propagation de cette fissure, jusqu'à une longueur de 60% à 90% de la portée entre nus des goussets à la fin de la phase. La fissure n'évolue pas en ouverture ou en profondeur lors de cette phase, mais seulement en longueur.

La fin de cette phase est obtenue pour une charge de 8t environ, soit environ 5 fois la charge de dimensionnement obtenue en considérant que la fissuration ne doit pas remonter au-delà du câble.

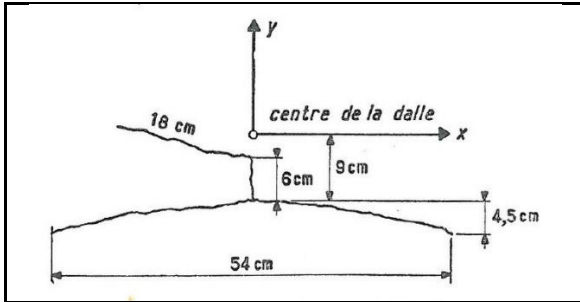


Figure 11 : Fissures de la dalle I en fin de phase de « première fissuration »

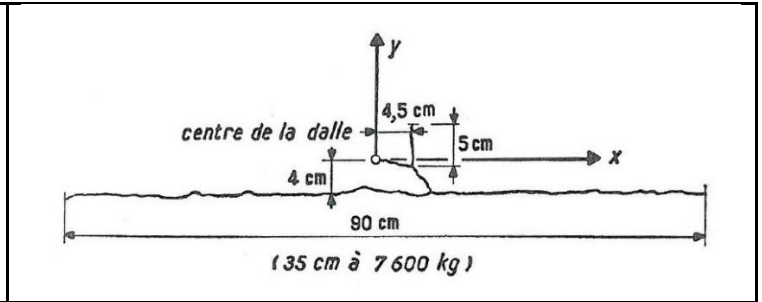


Figure 12 : Fissures de la dalle III en fin de phase de « première fissuration »

Evolution en profondeur des fissures et fissuration rayonnante

Dans cette phase, les fissures apparues dans la phase précédente évoluent en profondeur et de nouvelles fissures apparaissent en partant du centre de la dalle (point de chargement) vers les angles de l'éléments de dalle pour les dalles à fils adhérents ou vers les angles de rectangle circonscrit aux trois dalles pour les dalles à fils libres.

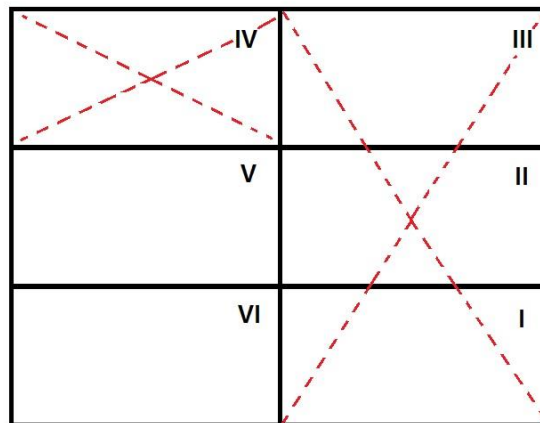


Figure 13 : Directions approximatives des fissures : à gauche avec fils adhérents et à droite avec post-tension

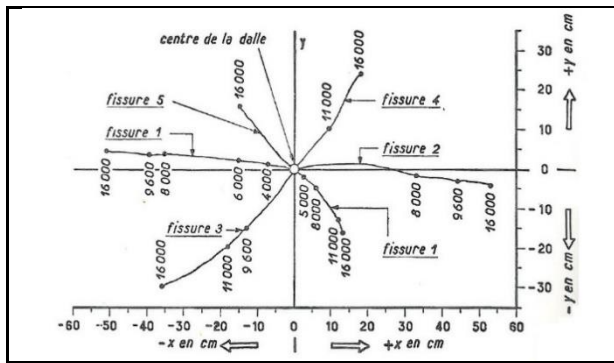


Figure 14 : Evolution des fissures de la dalle II en fin de phase d'extension rayonnante de la fissuration

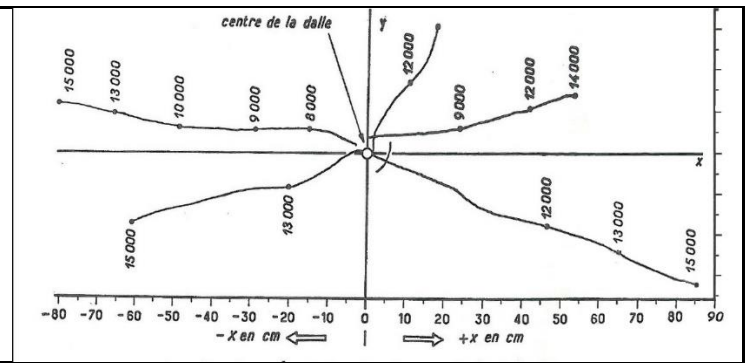


Figure 15 : Evolution des fissures de la dalle IV en fin de phase d'extension rayonnante de la fissuration

Rupture des dalles

Elle est obtenue pour des charges de 22t à 27t. La flèche à rupture valait de 1,4cm à 2cm. Les ruptures ont eu lieu avec des profils en cônes ou en pyramides partant de la charge et s'étendant sur la face inférieure, dans certains cas en allant jusqu'aux goussets (rupture en pyramide ; avec une largeur de 2m environ dans le sens longitudinal) et dans d'autres cas en s'arrêtant avant d'atteindre les goussets (rupture en cône avec un diamètre à la base de 60cm). L'inclinaison des génératrices était de 1/10 à 1/7.

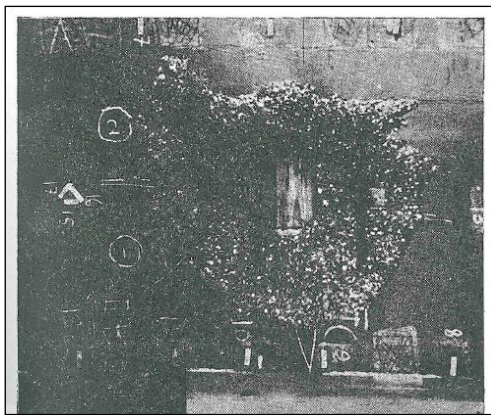


Figure 16 : Photo de la rupture de la dalle V (en face inférieure)

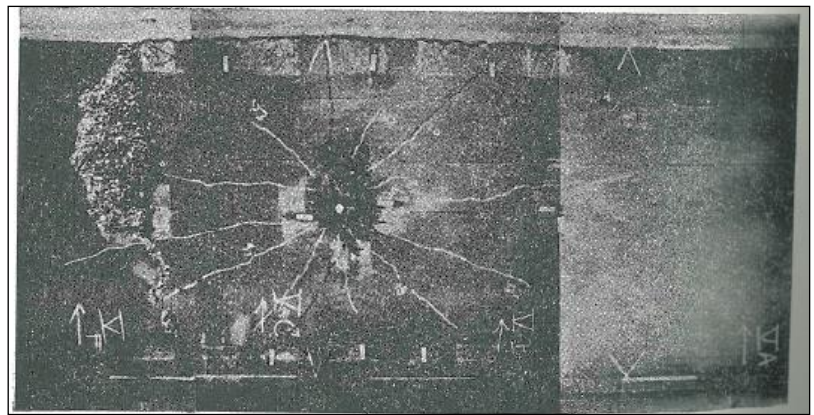


Figure 17: Photo de la rupture de la dalle II (en face inférieure)

III.3 Enseignements

Phase élastique (charge inférieure à 3,5t)

Dans cette phase, les jauges permettent de remonter aux moments sollicitant la dalle et permettent une comparaison avec les valeurs usuellement calculées à l'aide d'abaques.

Les abaques sont construits sur l'hypothèse de dalles articulées et les moments sont usuellement déduits à l'aide d'un coefficient réducteur de 0,8 pour le moment au centre de la dalle et un coefficient -0,5 pour le moment sur appui.

Les valeurs mesurées s'accordent avec les moments calculés selon les abaques usuels (Pücher, Pigeaud, Westergaard...) et confirment les valeurs des coefficients de réduction de 0,8 et -0,5.

Phase plastique sans fissuration (charge de 3,5t à 4,1t/4,8t)

La fin de la phase élastique se produit pour une charge de 3,5t. La contrainte de traction dans le béton sur la face inférieure est alors de 4,4MPa (précontrainte déduite). Cette contrainte est proche de celle estimée sur prisme (3,9MPa) mais est éloignée de la résistance "réelle" en traction, estimée à 2,3MPa.

Dans cette phase, il a été noté une accélération de la croissance des moments d'encastrement. Les efforts normaux semblent également croître de façon différente que dans la phase précédente. Les phénomènes plastiques restent cependant localisés sous le chargement (jauge 0).

Le retard de fissuration - entre le moment où la contrainte théorique de fissuration est atteinte et la fissuration réelle - est expliqué par Y. Guyon grâce à l'apparition de « tensions internes de défense ». Lorsque la dalle est sollicitée sur une bande d'une certaine largeur, les bandes adjacentes ont un effet bénéfique sur la bande sollicitée et ont tendance à la recomprimer en fibre inférieure, ce qui explique également que les fissures longitudinales observées dans la phase suivante restent constantes en profondeur dans cette première phase de fonctionnement.

Phase plastique avec fissuration longitudinale seule (de 4,1t à 8t)

On note une extension des phénomènes plastiques qui gagnent les jauges 1 et 2 et donc s'étendent au-delà du point d'application de la charge.

Le long du petit axe de la dalle, les efforts normaux dans le sens transversal - parallèle aux câbles du hourdis - augmentent (zone bleue du schéma suivant). Cette augmentation commence à partir de la fin de la phase élastique. Il est également noté une diminution de l'effort normal dans le sens transversal en bordure de cette zone où l'effort augmente (zones jaunes du schéma suivant).

Selon le grand axe, on a d'abord l'apparition d'un effort normal longitudinal de traction puis cet effort devient un effort de compression vers la fin de cette phase, au niveau des sections instrumentées par des jauges.

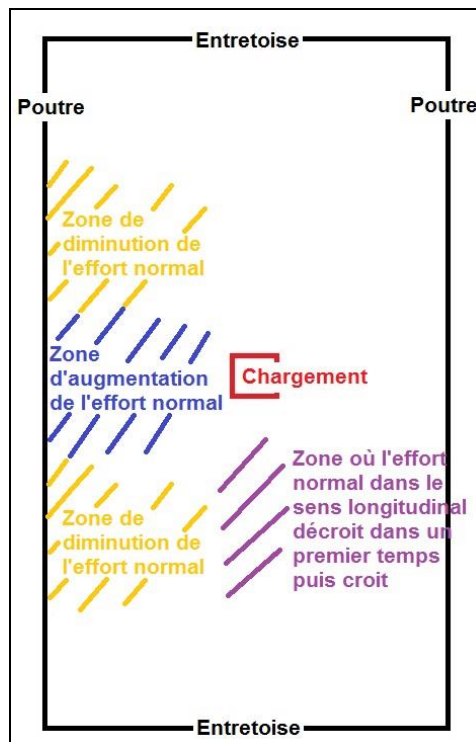


Figure 18 : Variation de l'effort normal dans la dalle suivant les zones

Ces observations montrent qu'il peut y avoir une redistribution des efforts normaux sur une section : l'effort normal global reste constant - et égal à la précontrainte, sauf mobilisation des mécanismes de surtension - mais il y a des remaniements des contraintes avec des augmentations sur certaines bandes (dans le petit axe) compensées par des diminutions sur les bandes adjacentes, ce que traduisent les mesures effectuées sur les jauges.

Pour Y. Guyon, il s'agit là d'un résultat essentiel, qui montre l'apparition d'un nouveau système porteur constitué de bielles qui partent de la charge vers les appuis. Ces bielles trouvent leurs efforts principalement en décomprimant les bandes adjacentes et marginalement, par surtension des aciers.

Ces bielles se forment dans un premier temps le long du petit axe, puis ensuite tout autour de la charge d'où l'apparition du phénomène de diminution puis d'augmentation de l'effort normal le long du grand axe.

Pour Y. Guyon, on a donc deux phénomènes successifs :

- au début de la phase, les bielles prédominantes sont celles le long du petit axe. La dalle se plie autour d'une ligne le long du grand axe matérialisée par la fissuration. Le système porteur est donc une sorte de toit de pression dont le faîte est sur le grand axe.
- en fin de phase (à partir de $5t / 5,5t$), les bielles partent dans toutes les directions : on a alors un nouveau système porteur qui apparaît sous la forme d'une pyramide puis d'un cône de révolution dont le sommet est le point de chargement. Les génératrices de ce cône doivent être des courbes dans la direction du grand axe (voir figure ci-dessous). Ces courbures sont à l'origine de poussées au vide qui mettent les bandes latérales en flexion.

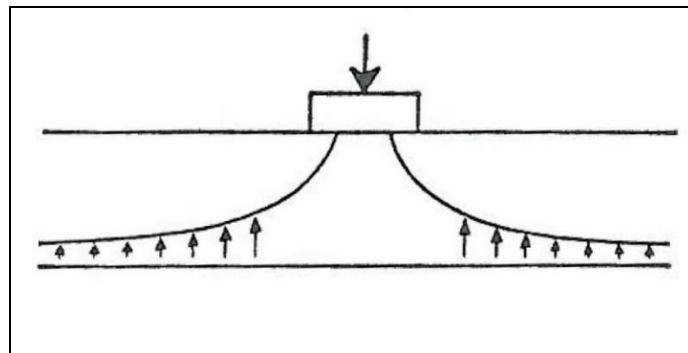


Figure 19 : Génératrices du cône correspondant au système porteur qui apparaît en fin de phase avec fissuration longitudinale seule

Phase plastique avec fissuration rayonnante (à partir de $8t$ jusqu'à la rupture)

Lors de la fin de la dernière phase, il est supposé que les moments aux encastremets et le long du grand axe s'uniformisent.

Les efforts normaux s'accroissent et deviennent partout des compressions.

Les fissures rayonnantes qui apparaissent sont liées aux tractions le long du second système de lignes principales, le premier correspondant aux bielles. Parmi ces fissures, les premières à apparaître sont des fissures en croix, qui partent vers les angles, en plus de la fissure le long du grand axe. On a donc formation d'une pyramide de pression ayant son sommet sous la charge et dont les faces latérales se coupent suivant des droites, conformément à la théorie des lignes de rupture de Johansen, la fissure le long du grand axe ne correspondant pas à une ligne de pliage stable. Les calculs proposés par Guyon

selon la théorie des lignes de rupture montrent que la charge admissible selon cette théorie est voisine de 11t. Elle devrait en principe correspondre à la modification du système de bielle "pyramidal" vers le système "conique".

La pyramide de pression se transforme, au voisinage de la rupture, en cône de pression.

Rupture

Les ruptures sont obtenues pour des déplacements verticaux des dalles de 14 à 20mm.

IV. Modélisation par éléments finis

Les moyens de calculs actuels permettent de modéliser l'expérience décrite dans la partie précédente à l'aide d'un modèle par éléments finis tenant compte des lois de comportement non linéaires des matériaux.

Il est ainsi possible, grâce au niveau de détail dans les résultats exposés par Guyon, de :

- vérifier que les phénomènes détectés par Guyon sont observables sur le modèle
- valider la modélisation à l'aide des résultats de l'expérimentation.

IV.1 Modèle de calculs

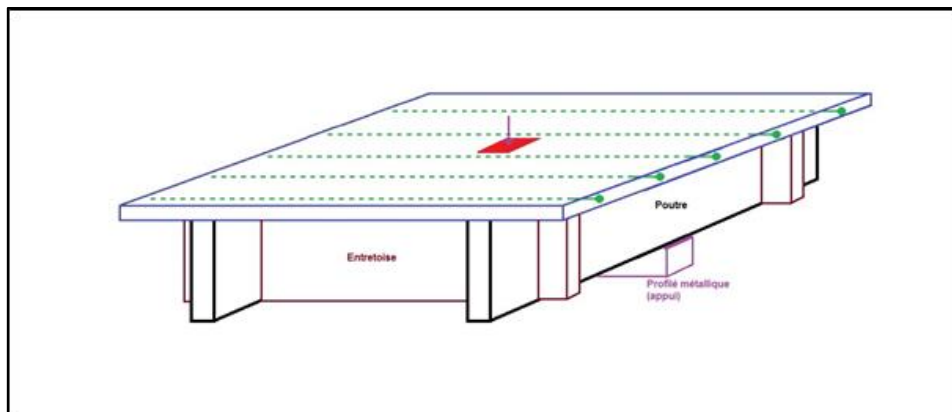


Figure 20 : Configuration modélisée

Le modèle est réalisé à l'aide du logiciel Code Aster développé par EDF [5]. Ce logiciel permet de tenir compte des non-linéarités des matériaux et principalement de celles du béton. Le maillage, ainsi que le traitement des résultats du calcul, est réalisé sous le logiciel Gmsh [6]. Ces deux logiciels sont des logiciels libres publiés sous des licences GPL.

L'ouvrage est modélisé à l'aide d'éléments volumiques prenant en compte les dimensions réelles de celui-ci (épaisseur du hourdis de 7cm, épaisseur des poutres de 10cm, épaisseur des entretoises de 9cm et hauteur de poutre de 50cm). Nous n'avons pas modélisé la totalité des six dalles mais un seul élément composé de la partie de dalle située entre deux poutres et deux entretoises. L'élément a pour dimension 2,81m x 1,25m entre nus des poutres et des entretoises. Les débords du hourdis sont de 50cm au-delà des poutres ou des entretoises.

La dalle, les poutres et les entretoises sont cependant prolongées au-delà du seul élément modélisé pour tenir compte de la rigidité des éléments adjacents. Cette modélisation "partielle" du problème permet d'augmenter la finesse du maillage et de diminuer le temps de calcul.

Les conditions d'appuis prises en compte sont celles des expériences :

- les arêtes inférieures des extrémités des poutres sont bloquées en translations verticale et horizontale,
- la translation verticale est bloquée sous les poutres au niveau de la position du profilé métallique, donc au niveau de l'impact de chargement.

Le chargement du modèle est réalisé à l'aide d'une pression surfacique sur un impact en surface de la dalle de dimensions 0,19m x 0,19m.

Les câbles de précontrainte transversale ont également été modélisés sous forme d'éléments linéiques (dans Code Aster, ces éléments sont assimilés à des barres).

Le maillage est réalisé en essayant d'optimiser la densité des mailles au niveau de la surface de chargement et au niveau de l'encastrement du hourdis dans les poutres. Les mailles sont des éléments hexaédriques et le modèle en compte environ 500 000. Sous l'impact, ces mailles ont des dimensions de 1cm x 1cm en plan et de 0,3mm en épaisseur. Le nombre de mailles, et donc les dimensions de celles-ci, sont limités par les possibilités matérielles de calcul.

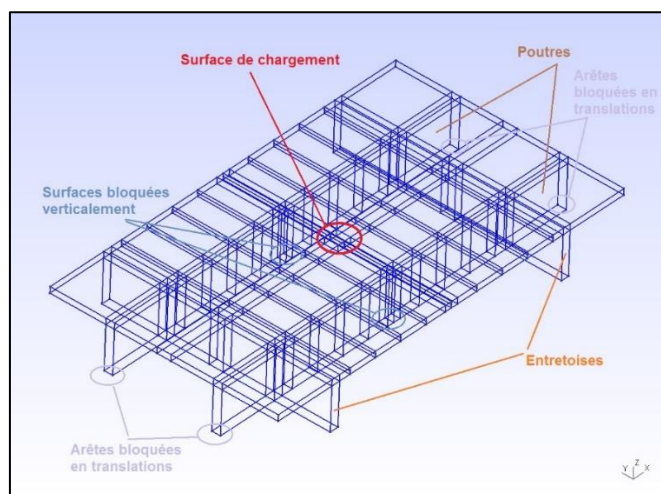


Figure 21 : Géométrie du modèle et conditions d'appui

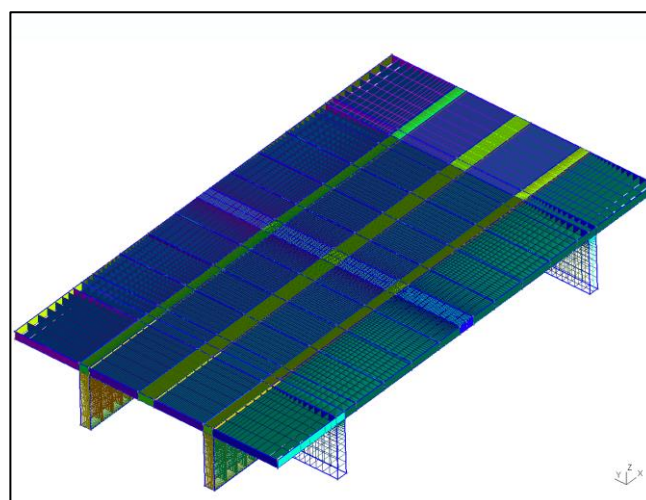


Figure 22 : Maillage du modèle, vue générale

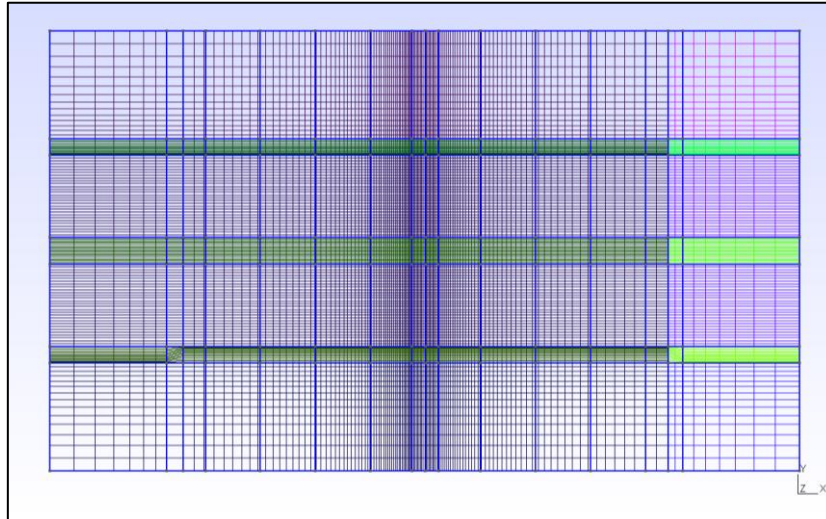


Figure 23 : Maillage : vue de dessus

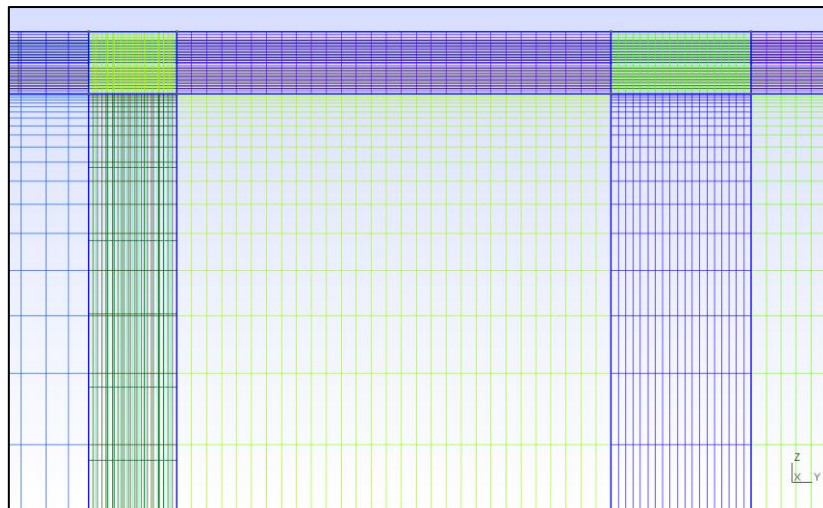


Figure 24 : Maillage : vue en coupe

IV.2 Lois de comportement des matériaux

Il est à signaler que nous n'avons pas tenu compte de coefficients de sécurité sur les lois de comportement des matériaux, dans la mesure où nous cherchons à nous recaler sur des résultats obtenus dans une expérimentation.

Poutres

Dans l'expérimentation, le fonctionnement des poutres et leur comportement n'est pas l'élément intéressant, d'autant que ces poutres sont bloquées verticalement au plus proche de la surface de chargement. L'étude ne cherche pas à évaluer des efforts dans ces éléments et nous avons donc choisi d'affecter un comportement totalement élastique aux éléments des poutres :

- module de Young : 30 000MPa,
- coefficient de Poisson : 0,2,
- masse volumique : 2 500kg/m³.

Hourdis

Le hourdis est la partie de l'ouvrage à étudier avec un comportement non linéaire.

Ce comportement est cependant seulement souhaité dans la phase finale du calcul (voir 0 Phasage d'introduction des efforts) et nous avons successivement affecté au hourdis, sous les charges permanentes et lors de la mise en tension des câbles, une loi de comportement élastique puis, sous la charge d'impact, une loi non linéaire.

La loi non linéaire choisie est la loi "ENDO_ISOT_BETON" proposée par Code Aster. Cette loi permet de tenir compte d'un comportement élastique fragile du béton. En traction, le matériau est élastique jusqu'à l'apparition d'une fragilité du béton : au-delà d'un seuil de traction défini, la rigidité du béton est modifiée. La perte de rigidité du béton est mesurée par un scalaire (variable d'endommagement) variant entre 0 pour un matériau totalement sain et 1 pour un matériau totalement endommagé.

La loi permet de restaurer la rigidité du béton par refermeture des fissures, mais nous n'utilisons pas directement cette possibilité dans notre calcul où nous ne considérons qu'un seul cas de charge statique (il serait possible de considérer des cycles de chargement déchargement à l'aide de cette loi).

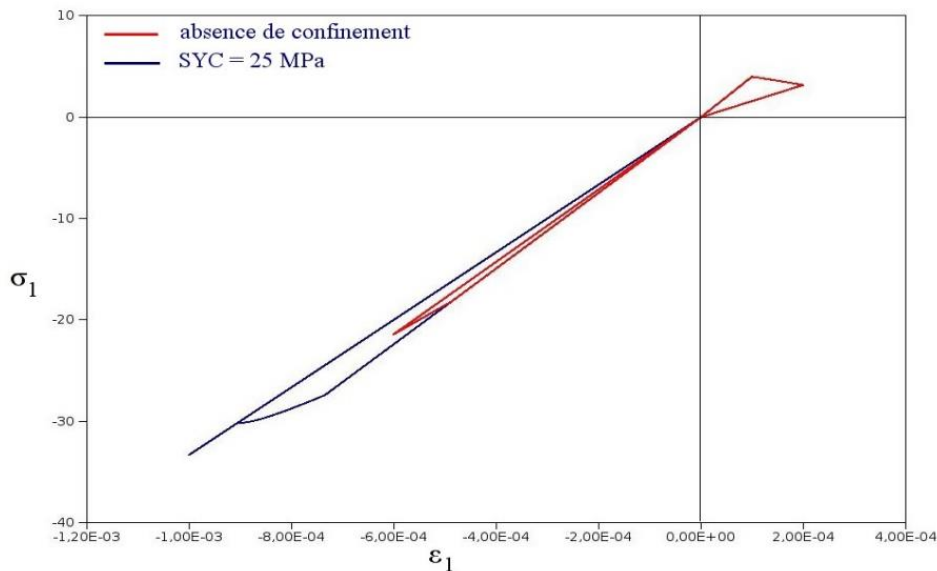


Figure 25 : Figure extraite de la documentation de Code Aster illustrant le comportement d'une éprouvette de béton sous sollicitation uniaxiale avec la loi de comportement ENDO_ISOT_BETON

Les paramètres de la partie élastique de la loi sont identiques à ceux utilisés pour le béton des poutres :

- module de Young : 30 000MPa
- coefficient de Poisson : 0,2
- masse volumique : 2 500kg/m³

A ce jeu de paramètres, nous ajoutons les paramètres nécessaires à l'utilisation de la loi ENDO_ISOT_BETON :

- la limite de la contrainte en traction simple "SYT" est fixé à 2,52MPa
- la limite de la contrainte en compression simple du béton "SYC" est définie à 32MPa. Cette limite permet de tenir compte du confinement du béton et de garder un comportement réaliste du béton en compression jusqu'à l'apparition de la non-linéarité en compression.
- la pente de la courbe post-pic en traction "D-SIGM_EPSI" : -6000MPa. Cette pente permet de définir le comportement du béton une fois la non-linéarité atteinte.

Remarque : les valeurs de résistance attribuées au béton sont difficiles à choisir, l'article de Guyon donnant des valeurs au jour de l'essai mesurées sur cube (20 x 20 x 20) mais sans préciser si les valeurs données sont des valeurs moyennes ou des valeurs caractéristiques., l'article donne En compression une valeur de 500kg/mm² et en traction une valeur de 39kg/mm² en précisant que la résistance réelle vaut 23kg/mm². Nous avons donc fixé des valeurs caractéristiques sur cylindre de 32MPa en compression et 2,52MPa en traction : la résistance caractéristique vaut environ 0,75 fois la résistance moyenne et la résistance sur cylindre vaut environ 0,85 fois la résistance sur cube. On a donc $f_{ck} = 0,75 \times 0,85 \times 50\text{MPa} = 32\text{MPa}$. La résistance utilisée est donc une approximation de la résistance réelle, qui est inconnue précisément.

Câbles

Les câbles sont modélisés dans le calcul avec une loi de comportement non linéaire tenant compte de l'existence d'un palier plastique. La loi utilisée est la loi "VMIS_ISOT_LINE" proposée par Code Aster.

Pour cette loi, nous devons définir les paramètres de comportement dans le domaine élastique :

- module de Young : 200 000MPa,
- coefficient de Poisson : 0,3,
- masse volumique : 7 850kg/m³.

Le comportement plastique des câbles est modélisé à partir d'un seuil défini par l'utilisateur, qui doit également définir le fonctionnement au-delà de ce seuil :

- le seuil de plastification est fixé à 1 240MPa,
- la pente de la loi contrainte-déformation sur le palier plastique est fixée à 15 000MPa,
- la limite de rupture est fixée à 1 440MPa,
- la déformation limite de rupture est fixée à 0,02.

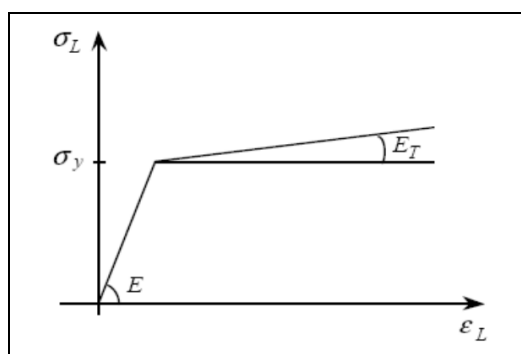


Figure 26 : Figure extraite de la documentation de Code Aster illustrant le comportement modélisé par la loi VMIS_ISOT_LINE

La tension dans les câbles, et donc la précontrainte dans le béton sont calculées automatiquement par Code Aster. Nous avons choisi de ne pas effectuer de calcul de pertes et d'introduire directement la tension résiduelle estimée dans les câbles, à savoir 0,032MN/câble, ce qui correspond à 816MPa.

On doit également affecter une section aux barres modélisant les câbles. Cette section est celle des câbles, à savoir 39,2mm².

S'agissant de l'adhérence, les câbles sont considérés dans le modèle comme adhérents au béton, c'est-à-dire sans glissement entre les deux matériaux. Le modèle est donc valide pour de la précontrainte par pré-tension ou de la précontrainte par post-tension parfaitement injectée mais pas pour des câbles gaines graissés.

IV.3 Phasage d'introduction des efforts

La modélisation cherche à évaluer les capacités de résistance de la dalle sous une charge d'impact. Pour ce faire, il faut au préalable introduire les efforts "autres que la charge d'impact" présents dans la dalle. Le calcul se décompose en trois phases :

- **Phase 1**

Les câbles ne sont pas activés, le béton est modélisé avec une loi élastique dans les poutres et le hourdis. On applique les charges permanentes au modèle (poids propre principalement).

Le calcul est à ce stade non-linéaire pour permettre au logiciel de tenir compte de l'état à vide (le calcul non-linéaire effectué ensuite ne peut se baser sur un calcul linéaire de l'état à vide), et ne tient pas compte de la précontrainte qui est calculée ici dans les phases suivantes.

Le hourdis garde un comportement élastique dans cette phase pour éviter de le fissurer artificiellement : le poids propre s'applique en théorie au moment de la mise en tension des câbles, donc le hourdis ne peut pas fissurer sous son seul poids propre. Par commodité de modélisation, nous activons le poids propre et la précontrainte dans des phases différentes.

- **Phase 2**

Les câbles sont activés avec leur loi de comportement non linéaire ("VMIS_ISOT_LINE"), le béton garde un comportement élastique dans les poutres et le hourdis. On applique le chargement de précontrainte par un calcul non linéaire.

Ici aussi, le béton est totalement modélisé avec un comportement élastique. A ce stade, une loi plus évoluée n'est pas nécessaire, le hourdis restant comprimé. On cherche également à éviter au logiciel de trouver une éventuelle fissuration dans la zone d'introduction des efforts, modélisée ici avec un nombre restreint d'éléments, pour éviter une augmentation du temps de calcul dans une zone de l'ouvrage qui n'intéresse pas le problème étudié.

- **Phase 3**

Les câbles sont toujours activés avec leur loi de comportement non linéaire ("VMIS_ISOT_LINE") et le béton garde un comportement élastique dans les poutres.

Le hourdis est modélisé avec sa loi de comportement non linéaire ("ENDO_ISOT_BETON") et on introduit la charge surfacique sur le hourdis.

Le logiciel réalise un calcul itératif en modifiant la rigidité des mailles là où le seuil de fissuration est atteint.

Nous avons testé plusieurs valeurs de charge surfacique, en augmentant la pression par pas de 0,5MPa, ce qui correspond à des pas de chargement de 1,28t. Pour des valeurs de charge entre 5t et 9t, nous avons diminué ce pas à 0,25MPa soit 0,64t.

IV.4 Résidu

Le calcul effectué est itératif. Au départ, tout le béton est dans le domaine élastique et le logiciel cherche alors un équilibre en vérifiant qu'aucun élément ne subit une traction supérieure à la limite fixée. Si des éléments subissent des tractions trop importantes, leur rigidité est alors diminuée et le logiciel relance un calcul avec cette rigidité diminuée voire nulle. Le calcul est ainsi relancé par itérations successives jusqu'à ce qu'un équilibre soit trouvé.

Cet équilibre est cependant largement tributaire du maillage adopté : plus le maillage est fin, plus un équilibre sera facilement trouvé. Il est ainsi possible que des charges testées pour lesquelles aucun équilibre n'a été trouvé soient admissibles par la structure et qu'il soit possible de faire converger le modèle avec un maillage plus fin.

L'équilibre est également tributaire de la limite fixée au résidu de la méthode de convergence utilisée par le logiciel. Ce résidu est par défaut fixé à 10^{-6} : avec cette valeur, notre problème étant modélisé avec des unités homogènes au m et au MN, nous avons une marge d'erreur de 1Pa. Nous avons cependant dû augmenter cette valeur, qui est trop faible pour notre maillage, et la porter à 10^{-4} : la marge d'erreur est donc de 0,1kPa.

IV.5 Résultats

Charge admissible

Le modèle cesse de converger pour une pression surfacique de 9MPa. Le dernier pas de calcul où le modèle trouve un équilibre est donc obtenu pour une pression de 8,5MPa, soit une charge de 21,76t.

Cette charge est à comparer aux charges de rupture obtenues dans la réalité qui allaient de 22t à 27t. Le modèle retrouve donc l'ordre de grandeur de la charge de rupture en restant légèrement inférieur à la charge réelle minimale.

Le tableau suivant donne le nombre d'itérations de calcul effectué par le logiciel pour trouver un état d'équilibre :

Charge	0,5MPa 1,28t	1,0MPa 2,56t	1,5MPa 3,84t	2,0MPa 5,12t	2,25MPa 5,76t	2,5MPa 6,40t	2,75MPa 7,04t
Nombre d'itérations	0	0	0	0	0	0	0
Charge	3,0MPa 7,68t	3,25MPa 8,32t	3,5MPa 8,96t	4,0MPa 10,24t	4,5MPa 11,52t	5,0MPa 12,8t	5,5MPa 14,08t
Nombre d'itérations	0	0	0	0	0	1	4
Charge	6,0MPa 15,36t	6,5MPa 16,64t	7,0MPa 17,92t	7,5MPa 19,2t	8,0MPa 20,48t	8,5MPa 21,76t	9,0MPa 23,04t
Nombre d'itérations	4	5	8	10	11	12	500

Flèches

L'article de Y. Guyon donne l'abaissement vertical de la dalle mesurée sous la charge pour deux éléments testés sous des valeurs de chargement différentes. Ces abaissements verticaux peuvent être comparés à ceux issus du modèle.

L'abaissement vertical maximal déterminé par notre modèle est de 9,33mm sous une charge de 21,76t. Les deux éléments de l'article ont un abaissement maximal mesuré de 14mm sous 20t et de 20mm sous 25,5t. Le graphique suivant compare les abaissements pour différentes valeurs de la charge.

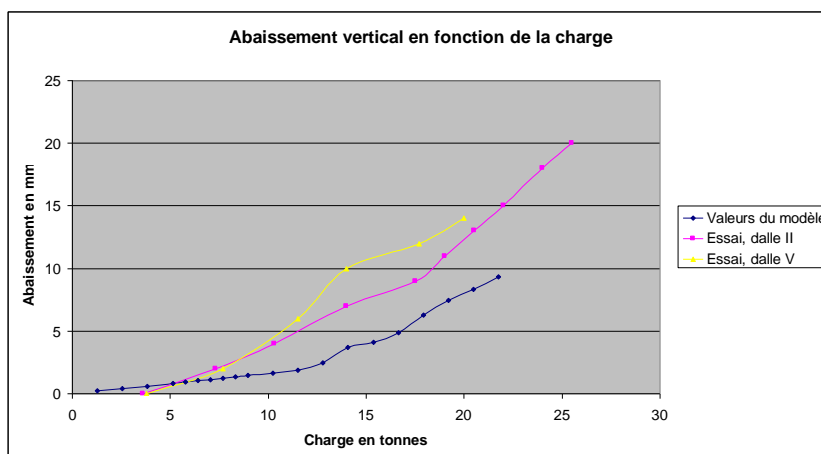


Figure 27 : Abaissement vertical calculé en fonction de la charge appliquée

Le modèle donne globalement des déplacements inférieurs à ceux mesurés. Les ordres de grandeur sont cependant cohérents. Il faut noter que l'on ne connaît pas la précision des mesures, ce qui peut expliquer une partie des écarts observés, l'autre partie étant peut-être à rechercher du côté des propriétés des matériaux, notamment leurs modules de Young.

Dans les courbes traçant les flèches en fonction de la charge, on note une modification de la pente de la courbe vers 13t/14t dans le calcul et 16t/17t dans les essais (dalle II). Cette modification est probablement à relier à la charge limite de 11t calculée selon la théorie des lignes de rupture de Johansen, qui correspond à un changement de comportement dans les lignes de pression qui de "pyramidales" deviennent "coniques". En tout état de cause, notre modèle montre un changement de comportement avec une flèche qui augmente plus vite au-delà de ce seuil.

Endommagement

Le logiciel Code Aster permet de déterminer, pour chacun des pas de charge et en chacun des éléments du modèle, la valeur de la variable d'endommagement.

Pour des charges inférieures à 3,84t, la variable d'endommagement est partout égale à 0. Le fonctionnement de la dalle est donc élastique. Au pas de charge 3,84t, on observe, pour quelques éléments du maillage situés sous la charge, que la variable d'endommagement est supérieure à 0 et avec un maximum de 0,4. A partir de ce chargement, le modèle bascule donc dans le domaine plastique. Cette charge est à comparer à la charge de 3,5t à partir de laquelle les jauges montrent l'apparition de phénomènes d'allure plastique.

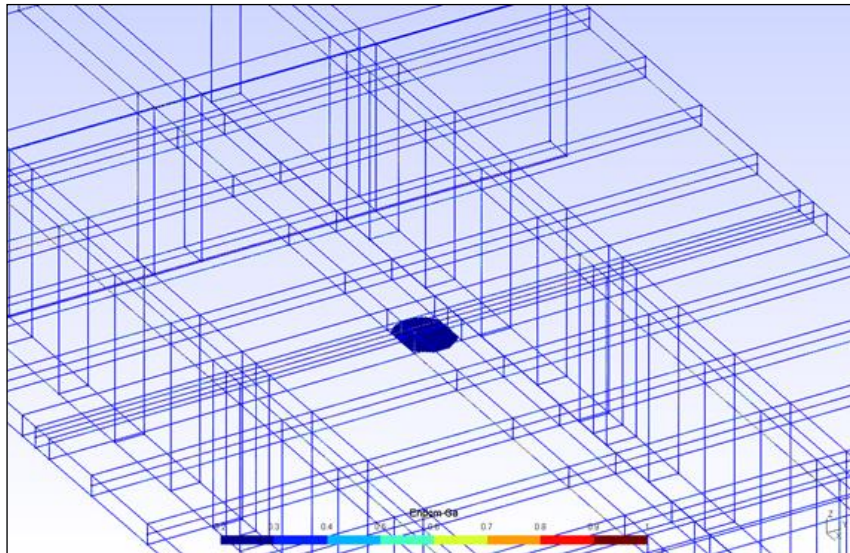


Figure 27bis : Variable d'endommagement pour une charge de 3,84t (seules les mailles où la variable est non nulle sont représentées)

L'endommagement devient non nul au niveau de l'encastrement hourdis/poutre pour une charge de 7,68t. Cette zone commence donc à basculer dans le domaine plastique à partir de ce pas de charge. Nous n'avons pas d'élément de comparaison avec l'expérience, l'article de Y. Guyon n'indiquant pas à partir de quel moment des phénomènes plastiques ou de la fissuration apparaissent à ce niveau.

Pour ce même pas de charge du modèle (7,68t), la variable d'endommagement vaut 1 de manière très localisée sous la surface de chargement. L'expérience montre un changement de comportement à partir d'un chargement de 8t, le système de fissuration en sous face de dalle se modifiant en système de fissuration rayonnant. La variable d'endommagement passant à 1 signifie que le matériau est totalement endommagé sous la surface de chargement, ce qui correspond à l'observation d'une fissuration partant dans plusieurs directions.

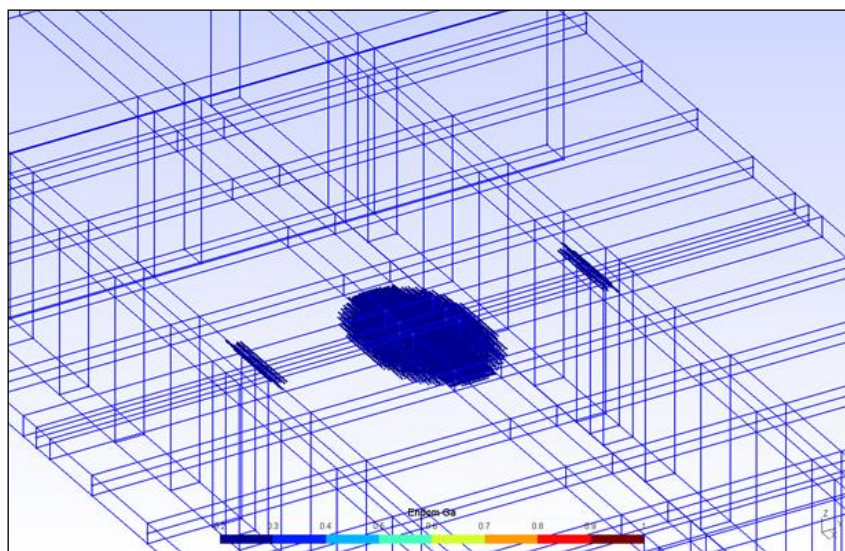


Figure 28 : Variable d'endommagement pour une charge de 7,68t (seules les mailles où la variable est non nulle sont représentées).

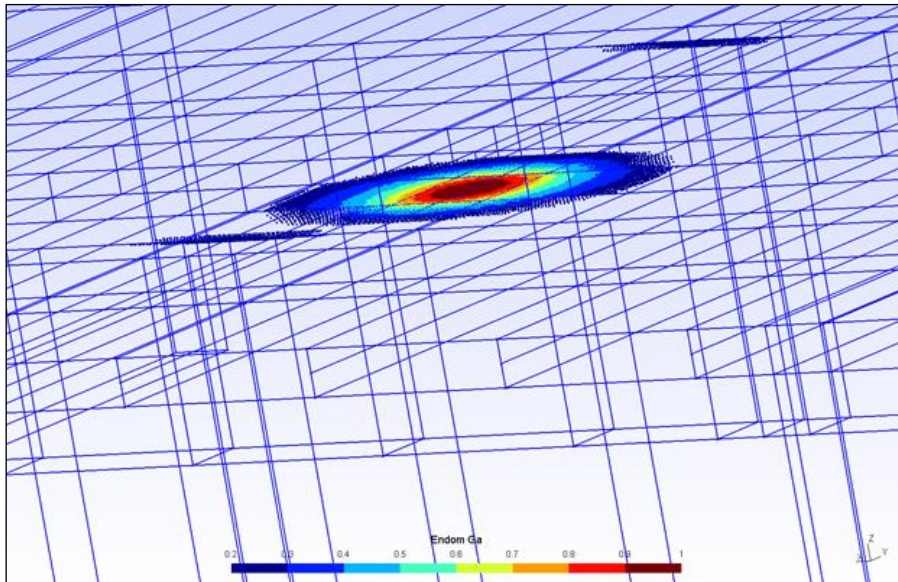


Figure 29 : Variable d'endommagement pour une charge de 7,68t. Vue de dessous.
(seules les mailles où la variable est non nulle sont représentées).

La variable d'endommagement atteint la valeur de 1 au niveau de l'encastrement pour une charge de 12,8t. Le béton de la dalle est alors totalement et pareillement endommagé sous le chargement et au niveau de l'encastrement. L'expérimentation montre que les moments sollicitant la dalle atteignent, au-delà d'un chargement de 8t, le même ordre de grandeur dans la troisième phase et les diagrammes de moments calculés grâce aux jauges reproduits dans l'article montrent que ce phénomène se produit pour un chargement entre 8t et 16t.

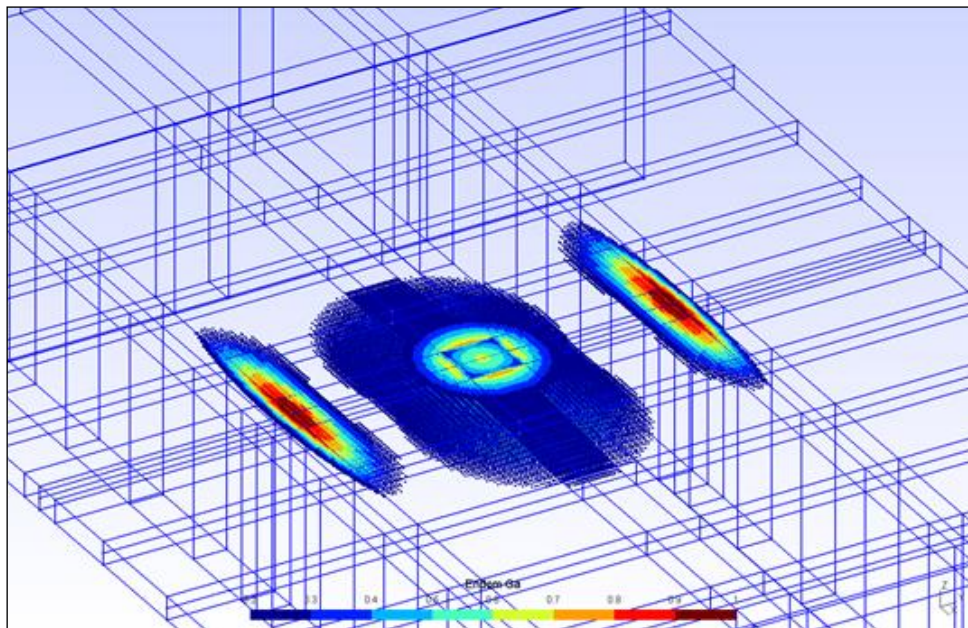


Figure 30 : Variable d'endommagement pour une charge de 12,8t
(seules les mailles où la variable est non nulle sont représentées).

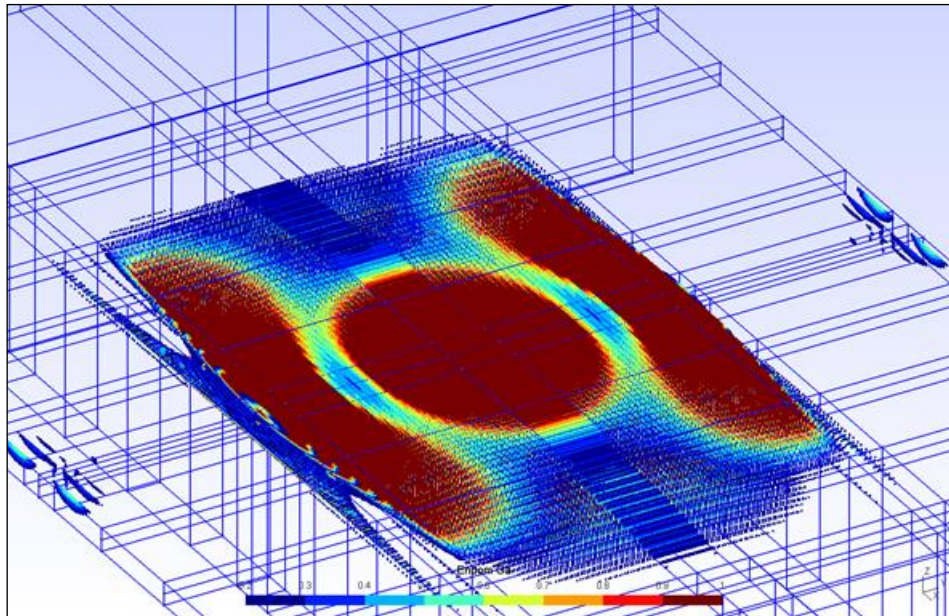


Figure 31 : Variable d'endommagement pour une charge de 21,76t (seules les mailles où la variable est non nulle sont représentées).

Le calcul et l'observation de la variable d'endommagement montrent des phénomènes qui s'accordent bien avec ceux détectés expérimentalement :

- détection du début de la phase plastique vers 3,5t, l'endommagement devenant non nul,
- détection du début de la phase de fissuration rayonnante vers 8t, l'endommagement valant 1.

Il n'est cependant pas possible de donner des directions de fissuration précises à partir de ce seul critère.

Bielles de compression

L'un des principaux résultats de Guyon concerne la détection d'une augmentation de l'effort normal dans la dalle pour une charge de 4t à 6-7t liée à l'apparition d'un système porteur constitué de bielles partant de la charge vers les encastremets hourdis/poutre. L'expérimentation et l'interprétation de Guyon montrent également que cette augmentation de l'effort normal dans l'axe se fait au détriment d'une diminution de celui-ci dans des sections excentrées.

Pour confirmer si le modèle permet d'observer ces modifications d'efforts normaux, nous avons sélectionné deux sections dans lesquelles nous avons récupéré les efforts normaux sur plusieurs points d'étude, à savoir :

- une section située entre la zone de chargement et l'encastrement, dans la zone où le moment s'inverse. Nous avons récupéré l'effort normal au niveau de l'axe perpendiculaire aux poutres et passant par le centre de surface de chargement et sur des points situés à 40cm et 80cm de cet axe.
- une section proche de l'encastrement entre le hourdis et la poutre. Nous avons récupéré l'effort normal au niveau de l'axe perpendiculaire aux poutres et passant par le centre de surface de chargement et sur des points situés à 40cm, 60cm et 80cm de cet axe.

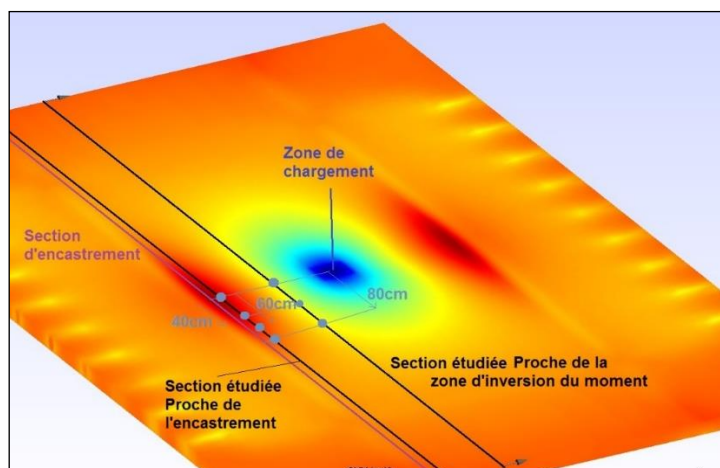


Figure 32 : Sections et points d'étude

Le logiciel ne nous donne pas directement d'effort normal ou de moment au niveau des points précédents. Il faut donc, à partir des contraintes σ_{yy} en fibre extrême (ie les contraintes d'axe y, perpendiculaire aux poutres), remonter à l'effort normal en considérant que :

$$\begin{cases} \sigma_{yy,Sup} = \frac{M \cdot v}{I} + \frac{N}{S} \\ \sigma_{yy,Inf} = \frac{M \cdot v'}{I} + \frac{N}{S} \end{cases} \text{ où } v, I \text{ et } S \text{ sont calculés sur une bande de hourdis de } 1\text{m de large soit :}$$

$$\begin{cases} \sigma_{yy,Sup} = \frac{M \cdot 0,035}{2,8583 \cdot 10^{-5}} + \frac{N}{0,07} \\ \sigma_{yy,Inf} = -\frac{M \cdot 0,035}{2,8583 \cdot 10^{-5}} + \frac{N}{0,07} \end{cases}$$

Dans l'expression précédente, nous considérons les caractéristiques mécaniques d'une section de hourdis de 1m de large. L'effort normal et le moment que l'on peut récupérer grâce à ces formules sont donc des efforts par mètre linéaire transversal et nous avons donc des valeurs lissées par rapport aux valeurs de moment ou d'effort normal "de pointe". La détermination des efforts "de pointe" est cependant délicate puisqu'elle dépend de la largeur d'intégration des contraintes, qui est difficile à choisir.

Nous cherchons cependant à observer des variations d'effort normal et nous pouvons donc nous contenter des valeurs calculées avec un lissage sur 1m de largeur de hourdis, d'autant que les efforts "de pointe" sont proportionnels aux valeurs que nous déterminons ici.

Section située en zone d'inversion de moment (à mi-distance de la charge et de l'encastrement)									
Chargement	Dans l'axe du chargement			A 40cm de l'axe de chargement			A 80cm de l'axe de chargement		
	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	N MN	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	N MN	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	N MN
A vide	1,56	1,35	0,102	1,56	1,35	0,102	1,45	1,28	0,0955
1,5MPa / 3,84t	2,92	-0,083	0,100	2,68	0,274	0,103	1,78	0,972	0,0963
1,75MPa / 4,45t	3,19	-0,162	0,106	2,90	0,060	0,104	1,86	0,892	0,0963
2,0MPa / 5,12t	3,59	-0,576	0,105	3,12	-0,154	0,104	1,95	0,812	0,0967
2,25MPa / 5,76t	3,87	-0,843	0,106	3,34	-0,367	0,104	2,03	0,732	0,0967
2,5MPa / 6,40t	4,16	-1,11	0,107	3,56	-0,581	0,104	2,11	0,652	0,0967
2,75MPa / 7,04t	4,44	-1,28	0,111	3,78	-0,795	0,104	2,19	0,572	0,0967
3,0MPa / 7,68t	4,72	-1,34	0,118	4,00	-1,01	0,105	2,28	0,492	0,0970
3,25MPa / 8,32t	5,00	-1,35	0,128	4,22	-1,22	0,105	2,36	0,411	0,0970
3,5MPa / 8,96t	5,28	-1,36	0,137	4,44	-1,33	0,109	2,44	0,331	0,0970

Section proche de l'encastrement (à 5 cm de l'encastrement)												
Chargement	Dans l'axe du chargement			A 40cm de l'axe de chargement			A 60cm de l'axe de chargement			A 80cm de l'axe de chargement		
	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	N MN	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	N MN	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	N MN	σ_{sup} MPa	σ_{inf} MPa	N MN
A vide	1,96	1,13	0,108	1,83	1,17	0,105	1,76	1,15	0,102	1,65	1,11	0,097
1,0MPa / 2,56t	4,38	-1,33	0,107	3,08	-0,119	0,104	2,34	0,533	0,100	1,86	0,888	0,096
1,5MPa / 3,84t	5,59	-2,56	0,106	3,71	-0,762	0,103	2,64	0,222	0,100	1,97	0,779	0,096
1,75MPa / 4,45t	6,20	-3,14	0,107	4,02	-1,08	0,103	2,79	0,067	0,100	2,02	0,724	0,096
2,0MPa / 5,12t	6,80	-3,20	0,126	4,33	-1,40	0,103	2,94	-0,089	0,100	2,07	0,669	0,096
2,25MPa / 5,76t	7,41	-3,24	0,146	4,64	-1,73	0,102	3,08	-0,244	0,099	2,13	0,615	0,096
2,75MPa / 7,04t	8,62	-3,20	0,190	5,27	-2,35	0,102	3,38	-0,555	0,099	2,23	0,505	0,096
3,25MPa / 8,32t	9,83	-3,24	0,231	5,89	-2,36	0,123	3,68	-0,866	0,098	2,34	0,396	0,096
3,5MPa / 8,96t	10,40	-3,08	0,256	6,20	-2,38	0,134	3,83	-1,02	0,098	2,39	0,341	0,096
4,0MPa / 10,24t	11,60	-3,02	0,300	6,83	-2,36	0,156	4,13	-1,33	0,098	2,50	0,231	0,096
4,5MPa / 11,52t	12,90	-2,89	0,350	7,45	-2,37	0,178	4,43	-1,63	0,098	2,60	0,122	0,087
5,0MPa / 12,8t	17,00	-2,88	0,494	9,43	-2,59	0,239	5,20	-1,98	0,113	2,78	-0,357	0,085

Les cases grisées ci-dessus correspondent à une zone dans laquelle le béton a dépassé sa limite en traction. La rigidité au niveau de ces zones diminue conformément à la loi de comportement entrée pour le béton (d'où la contrainte qui diminue). L'effort normal calculé n'est plus valable du fait de cette diminution de la rigidité en fibre inférieure.

Dans les deux tableaux précédents, on constate bien une augmentation de l'effort normal dans l'axe perpendiculaire aux poutres passant par la surface de chargement, notamment dans la section proche de l'encastrement. Cette augmentation vaut environ 0,035MN/ml dans la zone d'inversion de moment et 0,038MN/ml dans la zone proche de l'encastrement (en considérant l'effort normal avant fissuration). Il faut noter que ces efforts normaux étant lissés, il est difficile de dire quelle est la force "réelle" dans la bielle de compression qui se forme.

Dans les zones adjacentes (éloignées de l'axe du chargement), on note bien des diminutions d'efforts normaux, qui sont cependant d'un ordre de grandeur plus faible que les augmentations (de l'ordre de 0,003MN/ml - 0,004MN/ml) : ces diminutions s'effectuent sur des largeurs plus grandes que la zone où l'on note une augmentation. Comme dans l'expérimentation, on note au niveau d'un point d'étude situé à 40cm de l'axe une diminution d'effort normal suivi d'une augmentation, à partir de la fissuration dans l'axe de chargement et pour une charge d'environ 7t. Cette charge correspond à la naissance du second système de bielles, qui deviennent rayonnantes, au lieu d'être seulement dans l'axe.

Il est à noter que l'augmentation d'effort normal constatée ne provient pas d'une augmentation des surtensions dans les câbles, puisque dans les deux sections étudiées, on ne note pas d'augmentation de la tension dans les câbles pour les valeurs de chargement étudiées ici.

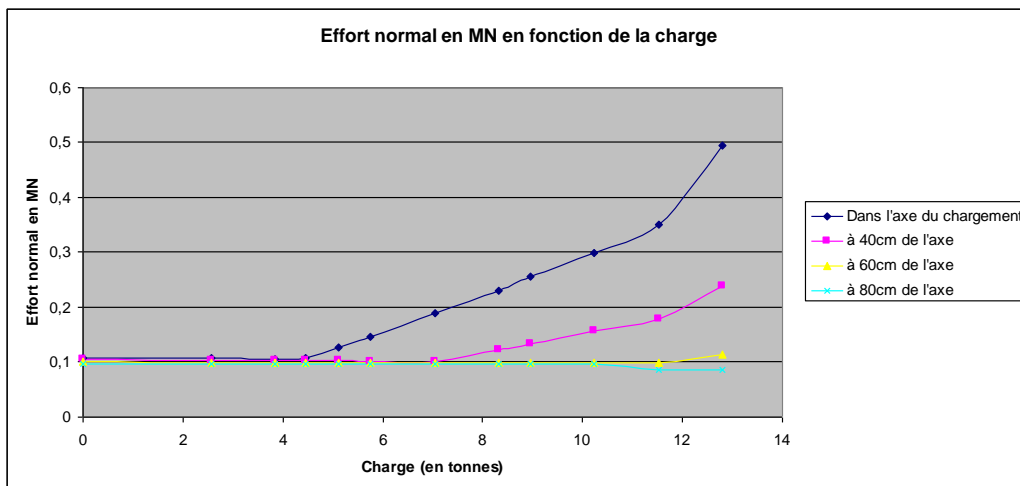


Figure 33 : Effort normal calculé en fonction de la charge appliquée

Moments

A partir des tableaux et des formules de la partie précédente, nous pouvons calculer le moment dans la section longitudinale située à 5cm de l'encastrement. Le tableau suivant résume ces moments pour nos 4 points de calcul :

Section proche de l'encastrement (à 5 cm de l'encastrement)				
Chargement	Dans l'axe du chargement En kN.m	A 40cm de l'axe de chargement En kN.m	A 60cm de l'axe de chargement En kN.m	A 80cm de l'axe de chargement En kN.m
A vide	0,34	0,27	0,25	0,23
1,0MPa / 2,56t	2,33	1,31	0,73	0,39
1,5MPa / 3,84t	3,33	1,82	0,99	0,48
1,75MPa / 4,45t	3,81	2,08	1,11	0,53
2,0MPa / 5,12t	4,08	2,34	1,24	0,57
2,25MPa / 5,76t	4,35	2,60	1,35	0,62
2,75MPa / 7,04t	4,83	3,11	1,61	0,71
3,25MPa / 8,32t	5,34	3,36	1,85	0,80
3,5MPa / 8,96t	5,50	3,51	1,98	0,84
4,0MPa / 10,24t	5,97	3,75	2,23	0,93
4,5MPa / 11,52t	6,44	4,01	2,47	0,92
5,0MPa / 12,8t	8,12	4,90	2,94	1,28

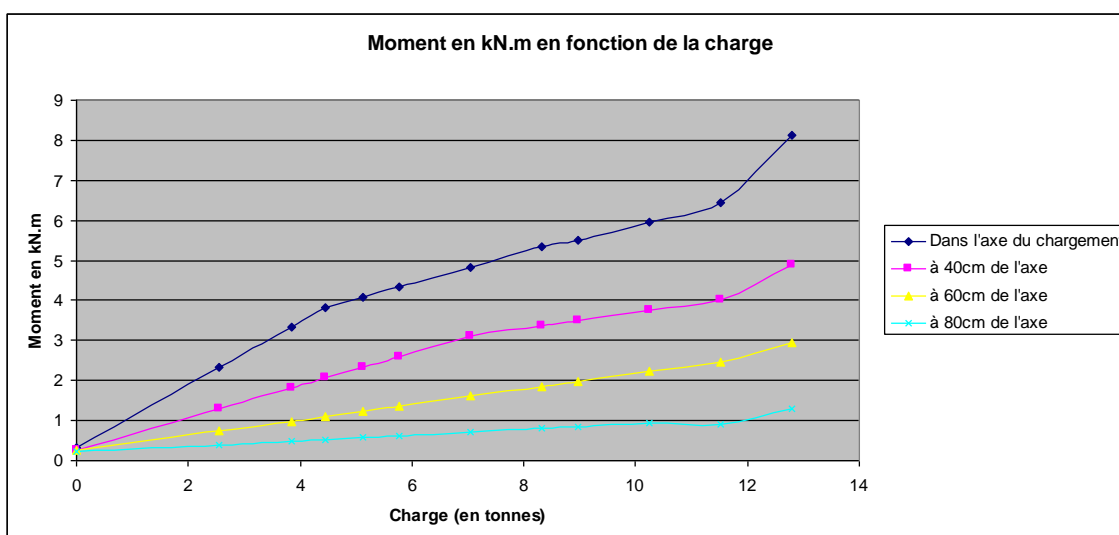


Figure 34 : Moment calculé en fonction de la charge appliquée

Les courbes de moments comportent plusieurs inflexions :

- pour les moments calculés dans l'axe, on a une inflexion vers 4,5t qui correspond à la mise en place du système porteur par bielles identifié par Guyon. On note sur le diagramme des efforts normaux que l'effort normal dans l'axe augmente à partir de cette valeur,
- pour les moments calculés à 40cm de l'axe, on a une inflexion vers 7t qui correspond à la fissuration à l'encastrement hourdis-poutre dans l'axe : on a un report d'efforts vers les zones adjacentes, donc dans la zone située à 40cm de l'axe. Cette charge correspond à l'apparition du second système porteur avec bielles rayonnantes,
- pour une charge de 11t, toutes les courbes subissent une inflexion : on a une modification globale de comportement pour ce chargement.

Surtensions

Le calcul effectué donne les valeurs des tensions dans les câbles. Nous pouvons donc évaluer les surtensions dans ces derniers.

A vide, les câbles ont une tension de 816MPa soit un effort de 32kN. Dans le modèle et dans l'état à vide, cet effort est constant le long du câble.

Dans la phase avant rupture (pression de 8,5MPa / charge de 21,8t), pour le câble situé sous le chargement, on note deux zones où les surtensions augmentent :

- sous le chargement : on passe de 32kN à 48,7kN soit une surtension de 426MPa. La tension totale est alors de 1242MPa et les câbles commencent alors à se plastifier,
- au niveau de l'encastrement : on passe de 32kN à 41,3kN soit une surtension de 237MPa.

Les câbles adjacents à la zone chargée sont aussi surtendus dans les deux mêmes zones, mais la surtension est moins importante : 165MPa pour le câble directement adjacent et 89MPa pour celui d'à côté.

Dans le câble situé sous le chargement, on note également une zone, entre le chargement et l'encastrement, où le câble se recomprime légèrement de 1,8kN au maximum (soit 46MPa). Dans cette zone, le béton enrobant le câble doit être recomprimé lors de la rupture et le câble adhérent au béton suit cette recompression.

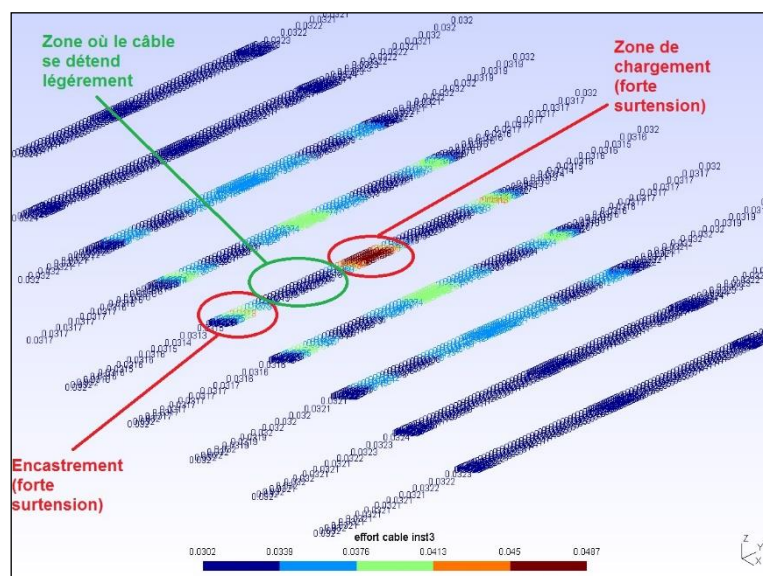


Figure 35 : Surtension des câbles pour une charge de 21,8t

Les surtensions dans les câbles ne sont notées qu'à partir du pas de chargement de 4MPa, soit 10,2t. A partir de ce chargement, la fissuration est notable dans l'expérimentation et dans le modèle la variable d'endommagement vaut 1 dans certaines zones (et le béton y est donc totalement endommagé en traction). Les mécanismes de surtension n'apparaissent donc qu'à partir d'une fissuration importante du béton.

Le tableau suivant donne les surtensions calculées sous le chargement et à l'encastrement hourdis-poutre. Ces surtensions ne deviennent importantes que pour les derniers pas de calculs

Charge	4,0MPa 10,24t	4,5MPa 11,52t	5,0MPa 12,8t	5,5MPa 14,08t	6,0MPa 15,36t	6,5MPa 16,64t	7,0MPa 17,92t	7,5MPa 19,2t	8,0MPa 20,48t	8,5MPa 21,76t
Surtension sous le chargement	0,1kN 3MPa	0,1kN 3MPa	1,3kN 33MPa	4,9kN 125MPa	5,4kN 137MPa	7,0kN 179MPa	10,5kN 268MPa	13,2kN 337MPa	15,1kN 385MPa	16,7kN 426MPa
Surtension à l'encastrement	0,3kN 7MPa	0,3kN 7MPa	0,6kN 15MPa	2,1kN 54MPa	2,5kN 64MPa	3,4kN 87MPa	5,6kN 143MPa	6,7kN 171MPa	8,2kN 209MPa	9,3kN 237MPa

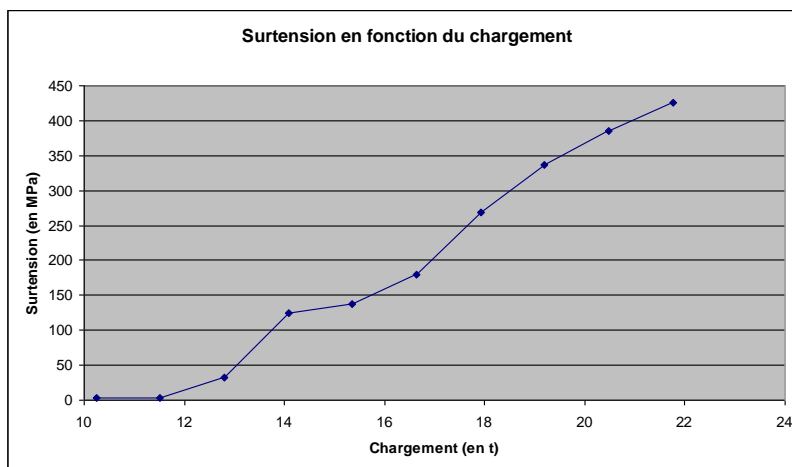


Figure 36 : Surtension calculée dans les câbles en fonction de la charge appliquée

Contraintes principales

Il est possible, dans certaines coupes du hourdis, de visualiser les contraintes principales. Nous avons tracé sur les diagrammes suivants quatre coupes passant par la zone de chargement :

- dans l'axe transversal,
- dans l'axe longitudinal,
- suivant deux axes intermédiaires, à 45° et 26,5°.

Les diagrammes sont tracés pour quatre charges : 3,84t (fonctionnement élastique), 5,76t (fonctionnement avec le 1er système de bielles), 8,32t (fonctionnement avec le système de bielles rayonnantes) et 12,8t.

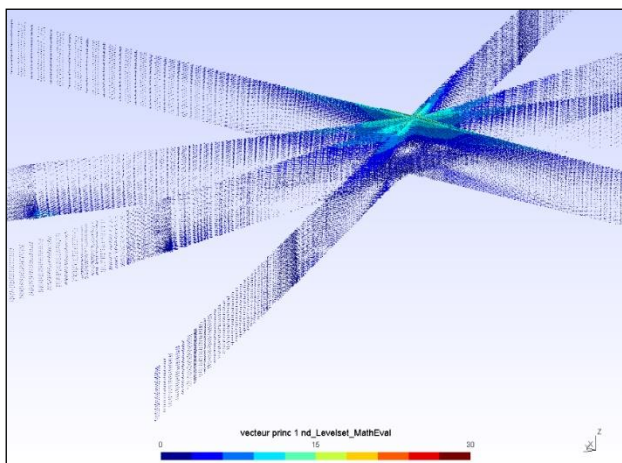


Figure 37 : Charge de 3,84t

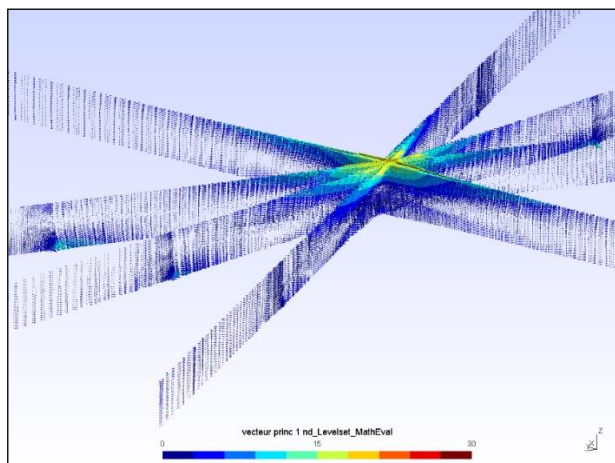


Figure 38 : Charge de 5,76t

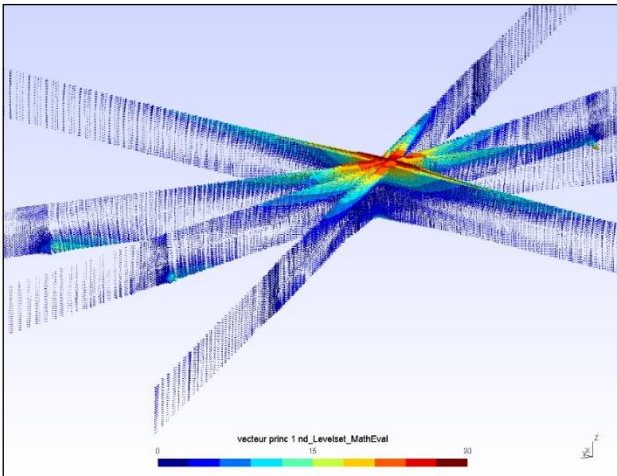


Figure 39 : Charge de 8,32t

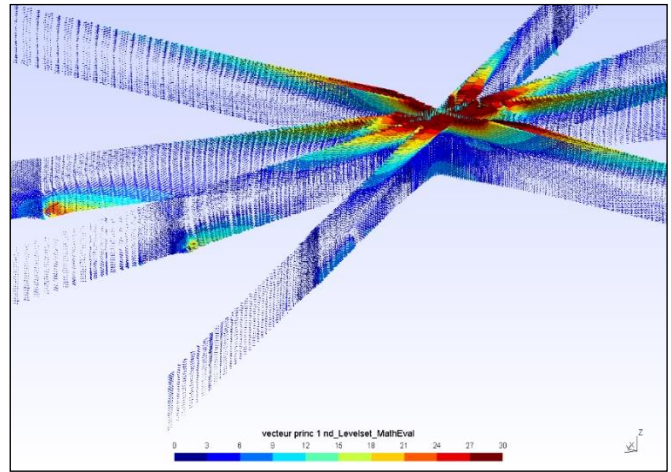


Figure 40 : Charge de 12,8t

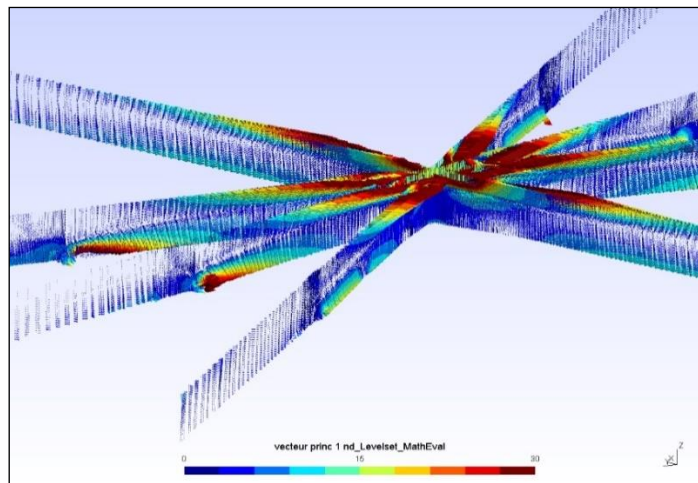


Figure 41 : Charge de 16,64t

L'interprétation de ces diagrammes est délicate. On constate cependant que les contraintes de compression dans les axes à $21,6^\circ$ ou 45° ne sont pas importantes initialement mais que dans l'axe à $21,6^\circ$, les contraintes de compression deviennent équivalentes à celles du petit axe pour une charge de 8t et que celles dans l'axe à 45° le deviennent entre 12t et 16t. Ces compressions importantes ont alors une direction qui appartient à ce plan. On illustre donc ici probablement la naissance des bielles de compression en profil pyramidal, lorsqu'elles commencent à sortir du petit axe, puis en profil conique (vers 12t-16t).

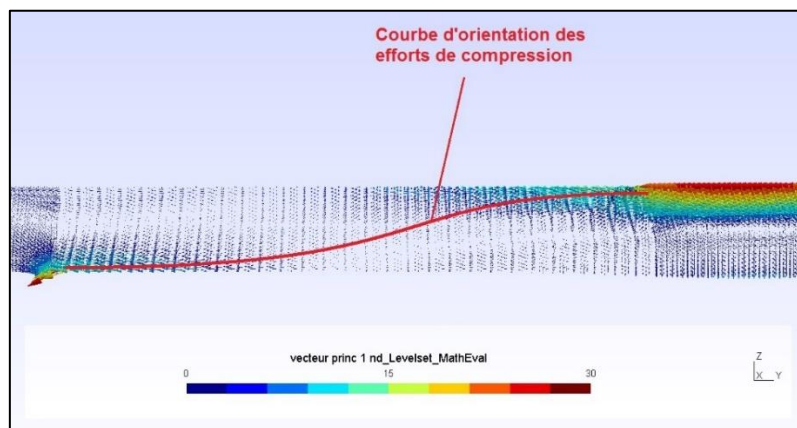


Figure 42 : Orientation des efforts de compression dans la coupe transversale (effort de 8,32t)

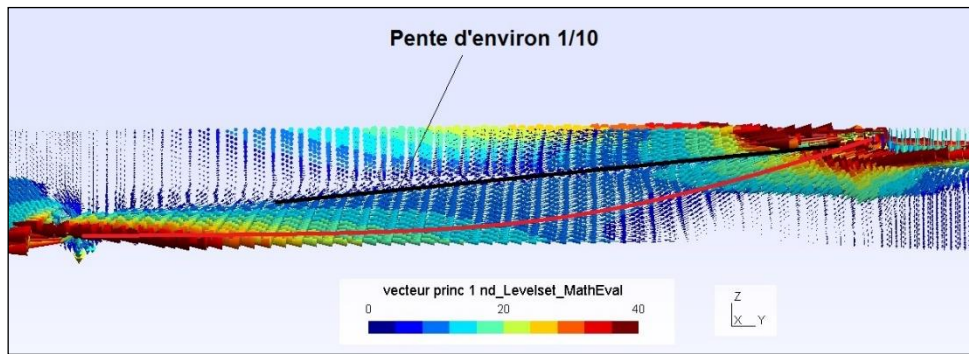


Figure 43 : Orientation des efforts de compression dans la coupe transversale (effort de 21,76t)

IV.6 Conclusions tirées de l'expérimentation et de la modélisation par éléments finis

La modélisation par éléments finis permet de retrouver les principaux résultats mis en évidence par Y. Guyon en 1958, et notamment les comportements successifs de la dalle :

- phase élastique,
- apparition d'un système de bielles dans le petit axe,
- apparition d'un système de bielles "pyramidal",
- apparition d'un système de bielles "conique",
- rupture.

L'apparition de ces comportements est obtenue pour des charges similaires dans le modèle et dans la réalité. On ne note que de faibles décalages entre la charge réelle mesurée et la charge calculée.

Les charges de rupture calculée et réelle sont très proches (environ 22t), le modèle restant sécuritaire par rapport aux expérimentations.

Comme ordre de grandeur, on peut retenir :

- charge de dimensionnement, traction interdite dans le béton : 0,8t (charge "usuelle" de calcul),
- charge de dimensionnement, traction autorisée jusqu'au câble : 1,6t (facteur de 2 par rapport à la charge usuelle),
- charge de non fissuration en considérant le béton tendu sous sa limite : 2,9t (facteur de 3 par rapport à la charge usuelle),
- charge de fissuration réelle : 4,5t (facteur de 5,5 par rapport à la charge usuelle),
- charge admissible à rupture selon la théorie des lignes de rupture de Johansen : 11t (sans coefficient de sécurité, facteur de 13 par rapport à la charge usuelle),
- charge de rupture du modèle : 22t (sans coefficient de sécurité, facteur de 27 par rapport à la charge usuelle),
- charges de rupture réelles : 22t à 28t (facteur minimal de 27 par rapport à la charge usuelle).

Pour étudier la résistance à l'ELU d'une dalle précontrainte avec un hourdis non ferrailé, il paraît donc possible, à la vue des résultats du modèle et des expérimentations menées par Y. Guyon, d'utiliser :

- la théorie des lignes de rupture, qui reste ici sécuritaire (mais donne en théorie un majorant de la charge admissible) et doit donner une charge admissible largement supérieure à celle obtenue par un simple calcul élastique,
- un modèle par éléments finis tel que celui réalisé ici. Il semble alors prudent de considérer la charge admissible comme la charge obtenue lorsque le coefficient d'endommagement calculé par le logiciel atteint la valeur de 1 à la fois sous la charge et au niveau de l'encastrement hourdis-poutre,
- dans les deux cas, les coefficients de sécurité des matériaux et du chargement doivent permettre d'obtenir une valeur sécuritaire de la charge admissible.

Les modélisations doivent cependant être réservées à des cas où l'on cherche à aller plus loin qu'un calcul élastique, principalement dans des recalculs d'ouvrages existants avec présence éventuelle de dégradations ou non, et doivent être menées par des modélisateurs expérimentés.

Les résultats de cette expérience ont permis à Y. Guyon de proposer une méthode de dimensionnement des hourdis précontraints transversalement autorisant des charges de dimensionnement plus élevées que ce qui se faisait alors (aucune traction n'était admise dans le béton). Cette méthode avait pour justification l'apparition du système de bielles dans le petit axe et permettait, sur la configuration testée dans l'expérimentation, d'augmenter la charge de dimensionnement tout en restant très sécuritaire, puisque l'on passait d'une charge de 1,6t à une charge de 2,97t. Y. Guyon indiquait même que les règles proposées étaient "beaucoup trop prudentes".

Comme il s'agissait de proposer une règle de dimensionnement, on notera que :

- il était sûrement préférable de rester prudent et proche des règles admises à l'époque,
- on cherchait principalement à se prémunir de la fissuration et donc à viser un état limite de service plutôt que de viser le respect d'un état limite ultime.

Les règles proposées par Y. Guyon étaient les suivantes :

- la résistance en traction du béton est nulle,
- la dalle est fissurée sous moment positif en travée et sous moment négatif sur les appuis (en rive, la dalle ne fissure que sur l'appui),
- la fissure atteint le niveau de l'axe du câble,
- la résistance est assurée par un effet de voûte, la ligne de pression passant par les centres de compression dans les sections de fissure, c'est à dire par les centres de gravité des diagrammes triangulaires de contrainte,
- l'effort de compression est égal à l'effort de précontrainte, sans redistribution d'effort normal,
- le moment que doit équilibrer la courbe de pression ainsi tracée est le moment m_x calculé dans l'hypothèse d'une dalle d'épaisseur uniforme, articulée sur ses bords, en supposant nul le coefficient de Poisson,

On vérifie alors que la contrainte maximum du béton, égale à $\frac{2F}{h} = \frac{4F}{h}$, relation dans laquelle F est

l'effort de précontrainte par unité de longueur, ne dépasse pas la limite admise. Cette vérification est d'ailleurs inutile lorsque $n_0 \leq \frac{R_b}{4}$, relation dans laquelle R_b est la limite admise et n_0 la précontrainte au centre de gravité de la section.

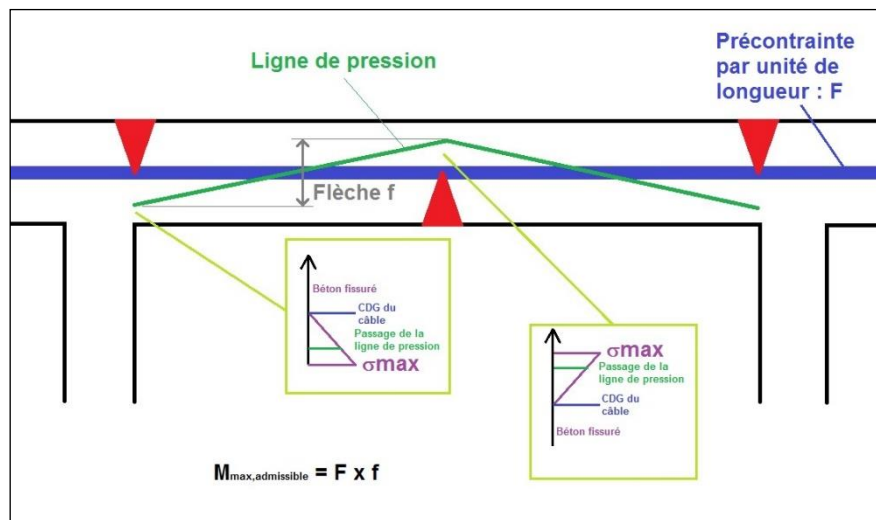


Figure 44 : Principes de la règle de justification proposée par Y. Guyon

La règle proposée par Y. Guyon permet d'optimiser la valeur du moment admissible, notamment en tenant compte de la présence des goussets. Elle permet également d'optimiser le moment admissible que l'on obtiendrait en considérant, dans une section donnée que l'on admet une décompression du béton jusqu'au centre de gravité du câble et que le moment admissible est alors calculé sur le seul diagramme des contraintes de la section. Dans le cas d'une dalle sans gousset avec un câble centré, on passe ainsi d'un moment admissible de $F \cdot \frac{h}{2}$ à $F \cdot \frac{2 \cdot h}{3}$, soit une augmentation de la résistance admise de 30%.

L'utilisation de cette règle paraît possible dans le calcul de la résistance ELU d'un hourdis de pont à poutres précontraint transversalement, de configuration similaire à celle étudié ici.

V. Références bibliographiques

- [1] Y. Guyon, Annales du Bâtiment et des Travaux Publics, novembre 1955
- [2] Y. Guyon, Béton précontraint - Etude théorique et expérimentale (tome 2), chapitre XXXIV "Essais sur des dalles continues - Méthodes de calcul s'en déduisant", éditions Eyrolles, 1958
- [3] Punching shear capacity of bridge decks regarding compressive membrane action – Sana Amir, Cor van der Veen, Joost Walraven, Ane de Boer – HERON vol. 60 n°3, 2015
- [4] Guide du Cerema « Evaluation structurale et réparation des Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) », 2021
- [5] Aster – Analysis of Structures and Thermomechanics for Studies and Research – Electricité de France – Open source on www.code-aster.org
- [6] GMSH : A three dimensional finite element mesh generator with built-in pre- and post-processing facilities – Christophe Geuzaine and Jean-François Remacle – www.geuz.org/gmsh

Apport de la géostatistique à la gestion des ouvrages en sol renforcé par des éléments métalliques

Mathieu Sur¹, Mohamad Assaad²

¹ PROFRACTAL, 63 avenue Gabriel Péri, 92600 ASNIERES-SUR-SEINE, msur@profractal.com

² PROFRACTAL, 63 avenue Gabriel Péri, 92600 ASNIERES-SUR-SEINE, m.assaad@profractal.com

Résumé

Dans le cadre de la surveillance et de l'entretien des ouvrages en sol renforcé par éléments métalliques, les méthodes d'auscultation sont aujourd'hui connues et maîtrisées. Cependant, les contraintes d'exploitation ou d'accès, les coûts et de manière plus générale, l'impossibilité d'échantillonner parfaitement les armatures de l'ouvrage peuvent conduire à limiter ces investigations et déclarer « sain » un ouvrage par manque d'informations.

Lorsque les prélèvements effectués sont au-dessus de seuils critiques, l'ouvrage doit être réparé. A l'inverse, lorsque toutes les valeurs sont inférieures mais proches de ces seuils, on serait enclin à le considérer comme sain. Cependant, il serait grave de se tromper par excès d'optimisme.

Ainsi une question récurrente se pose : le nombre de prélèvements est-il suffisant et les échantillons prélevés sont-ils représentatifs de l'état de l'ouvrage ?

A partir des données de plus de 1500 échantillons recueillis depuis une vingtaine d'années dans le cadre d'investigations effectuées en France par PROFRACTAL, l'idée est apparue que le comportement des armatures utilisées pour les ouvrages en sol renforcé n'est pas totalement imprévisible et qu'un caractère commun à leur évolution existe.

L'objet de cet article est de présenter dans un premier temps des notions concernant la géostatistique puis de les appliquer aux massifs en sol renforcé. En dehors du cadre théorique, le lecteur pourra se référer directement à l'application présentée en II.7 qui montre les possibilités des méthodes utilisées pour :

- estimer, à partir de prélèvements, la corrosion en tout point d'un ouvrage,
- s'assurer que le nombre de prélèvements est suffisant pour déterminer l'état de l'ouvrage,
- limiter le risque de « faux négatif » correspondant à une mauvaise appréhension de l'état de l'ouvrage,
- optimiser la position d'échantillons futurs afin de limiter les prélèvements nécessaires à la fiabilisation des diagnostics.

Les techniques géostatistiques utilisées dans le présent article ont été développées grâce au package RGeostats développé sous la plateforme R [13].

I. Introduction

I.1 Contexte

Depuis une cinquantaine d'années, le procédé Terre Armée® avec armatures métalliques est employé pour la construction d'ouvrages de soutènement et de culées (porteuses ou non). De ce fait, la surveillance de ces ouvrages impose d'apprécier régulièrement l'état de corrosion des éléments de renforcement noyés dans les remblais techniques ([1] à [5]).

Comme rappelé régulièrement et notamment en [6], les investigations effectuées ont montré parfois un vieillissement prématuré des armatures, en particulier pour les ouvrages de technologies anciennes : armatures lisses en acier E 24-1 de 3 mm d'épaisseur revêtues d'une épaisseur de 25 à 40 µm de zinc (galvanisation à chaud des tôles avant découpage selon le procédé Sendzimir).

Malgré la prise de conscience des différents maîtres d'ouvrage de l'importance d'expertiser ces ouvrages spécifiques, une corrosion non repérée peut causer des ruptures soudaines et catastrophiques des massifs en remblai renforcé (des exemples de ce type ont été répertoriés aux USA, en Europe et en Afrique du Sud, le plus récent en France étant référencé en [7]).

Les contraintes d'exploitation ou d'accès, les coûts d'investigations et de manière plus générale, l'impossibilité d'échantillonner exhaustivement les armatures constitutives d'un ouvrage peuvent conduire à déclarer de manière exagérément optimiste un ouvrage comme étant « sain », par insuffisance d'investigations.

I.2 Notion de géostatistique

La géostatistique est une discipline relativement ancienne, mais qui a trouvé un essor particulier dans les années 50 sous l'impulsion de la prospective minière en Afrique du Sud, notamment avec les travaux de Danie Gerhardus Krige [8]. Ces recherches ont par la suite été reprises et formalisées dans un cadre théorique à l'Ecole des Mines de Paris par Georges Matheron [9].

Imaginons que l'on effectue une série de dix trous espacés de 1,00 m dans le sol et qu'on compte le nombre de pierres que l'on y trouverait (cette série présente sciemment une relation spatiale).

*	*	*	*	*	*	*	*	*	*
0	1	1	2	2	2	1	1	0	0
				x					

Imaginons à présent que le prélèvement x n'ait pas été fait. Il existe un grand nombre de méthodes d'interpolation simples pour estimer le résultat de la mesure au droit de x comme celle qui consiste par exemple à pondérer les mesures par l'inverse d'une puissance de la distance au point d'interpolation. Le choix de la puissance est cependant fait de manière arbitraire.

La géostatistique consiste à définir et caractériser une variable régionalisée d'un point de vue stochastique, c'est-à-dire d'un point de vue aléatoire, par opposition aux méthodes déterministes qui ne requièrent aucun fondement probabiliste (plus proche voisin, interpolation linéaire, ...). Pour ce faire, un outil simple mais puissant, le variogramme, peut être utilisé pour quantifier - jusqu'à un certain degré de précision - la ressemblance de la valeur prise par le phénomène en deux points donnés quelconques du domaine d'étude.

Le krigeage et ses dérivés permettent alors une interpolation avancée, reposant sur l'analyse variographique précédente.

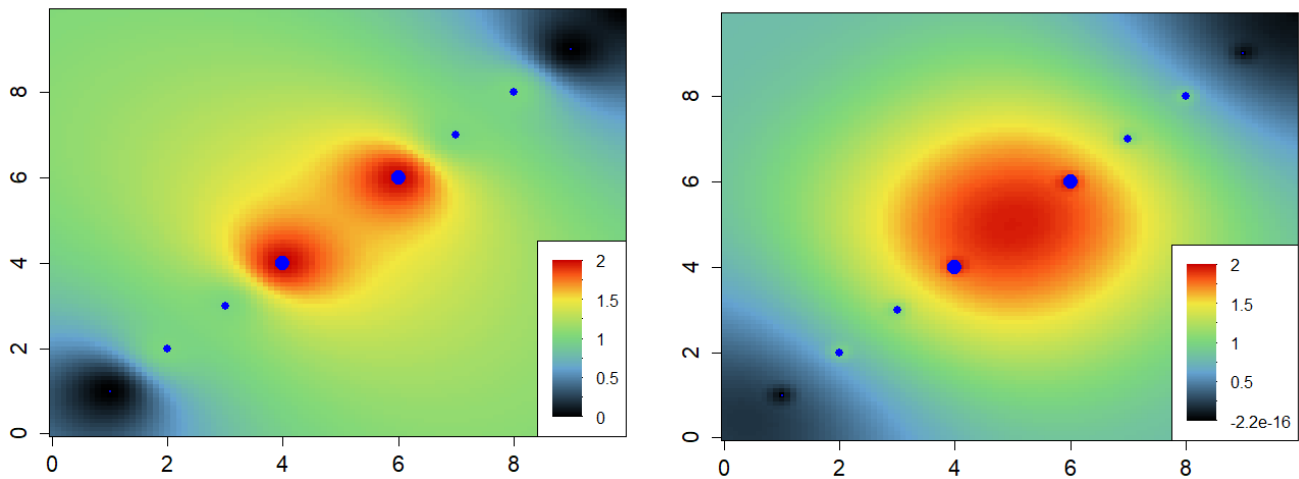


Figure 1 : Différence d'estimation entre une méthode statistique classique (à gauche) et une méthode de géostatistique (à droite)

Dans cet exemple, la structuration spatiale de l'échantillonnage permettrait d'estimer le résultat attendu au droit de x avec une erreur plus faible que celles résultants d'interpolations plus simples.

I.3 Rappels de certaines notions

On trouvera ci-après le rappel de la définition de certaines notions utilisées dans la suite du présent article.

L'**écart type** est une mesure de la dispersion des valeurs d'un échantillon statistique autour de sa moyenne.

La **variance** est le carré de l'écart type.

L'**espérance mathématique** d'une variable aléatoire réelle est, intuitivement, la valeur que l'on s'attend à trouver, en moyenne, si l'on répète un grand nombre de fois la même expérience aléatoire.

La **covariance** entre deux variables aléatoires est une extension de la notion de variance. Elle permet de quantifier leurs écarts conjoints par rapport à leurs espérances respectives. Elle traduit la corrélation entre deux variables.

Les **quantiles** sont les valeurs qui divisent un échantillon statistique en intervalles contenant le même nombre de données.

Le **krigeage** est, en géostatistique, la méthode d'estimation linéaire garantissant le minimum de variance.

Le **variogramme** est une fonction qui décrit la continuité spatiale d'un phénomène.

La **nuée variographique** est un nuage de points exprimant la variabilité des données selon leurs inter-distances. Elle permet de construire le variogramme.

II. Applications de la géostatistique au suivi des massifs en sol renforcé

II.1 Présentation de la base de données de PROFRACTAL

A fin 2020, PROFRACTAL dispose d'une base de données propre de 1518 échantillons, 697 armatures lisses et 821 armatures HA, prélevés sur environ 300 massifs par le biais des différentes techniques envisageables (fouilles, carottages, extraction de témoins).

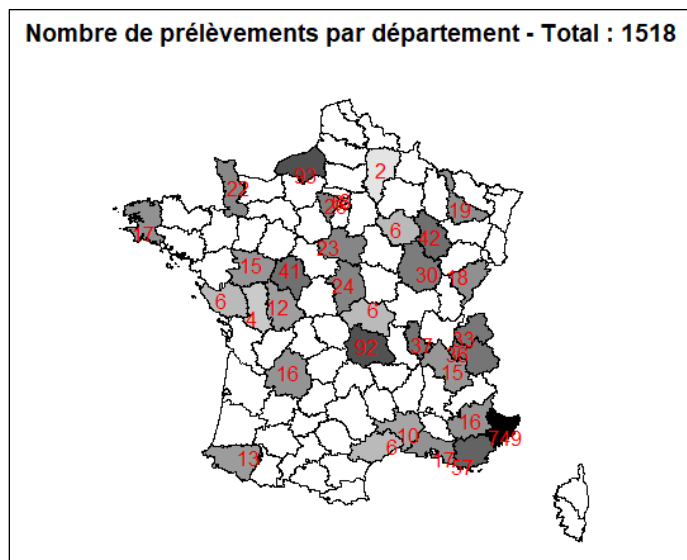


Figure 2 : Répartition géographique des échantillons

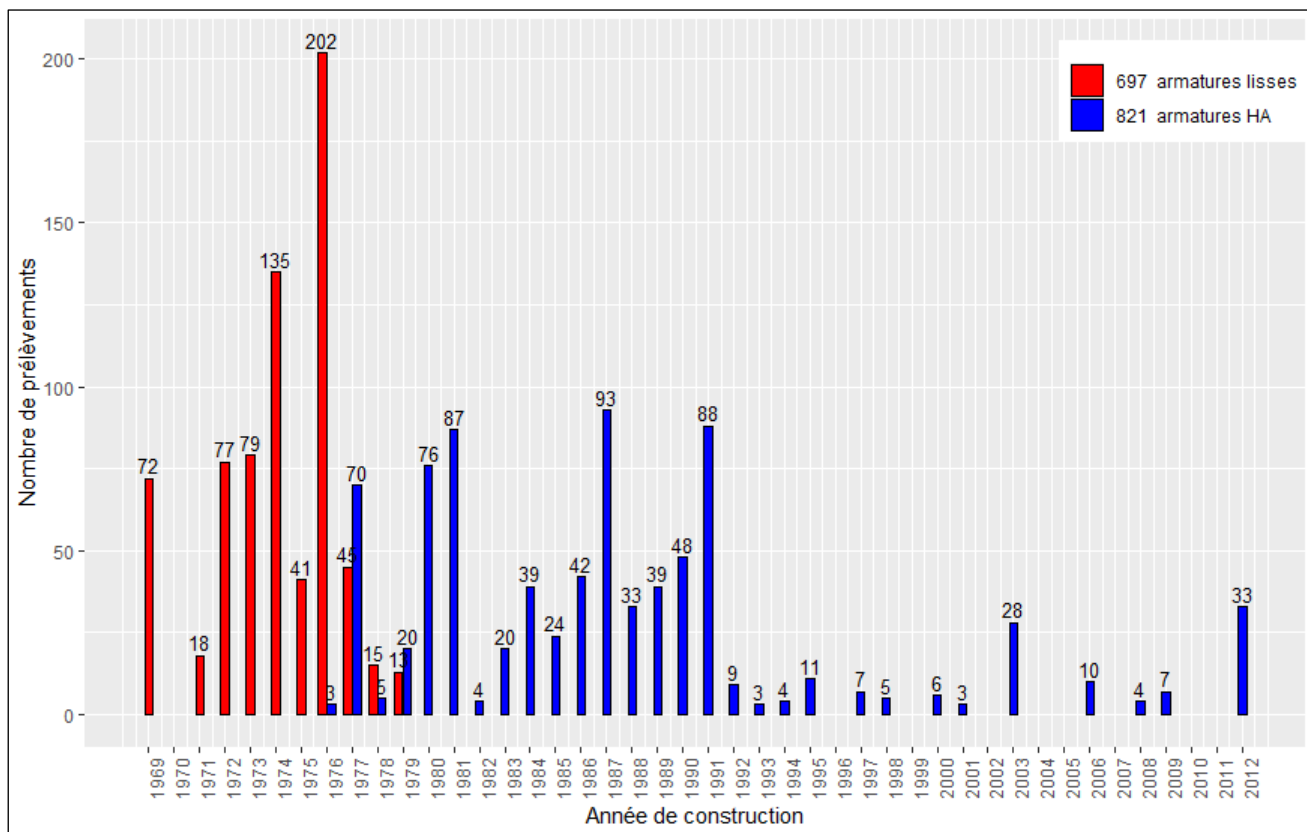


Figure 3 : Répartition des échantillons selon l'année de construction et le type d'armature

En se référant au modèle d'évolution de caractérisation de la corrosion communément admis [1] à [5], la répartition des différents échantillons est décrite dans le graphe suivant.

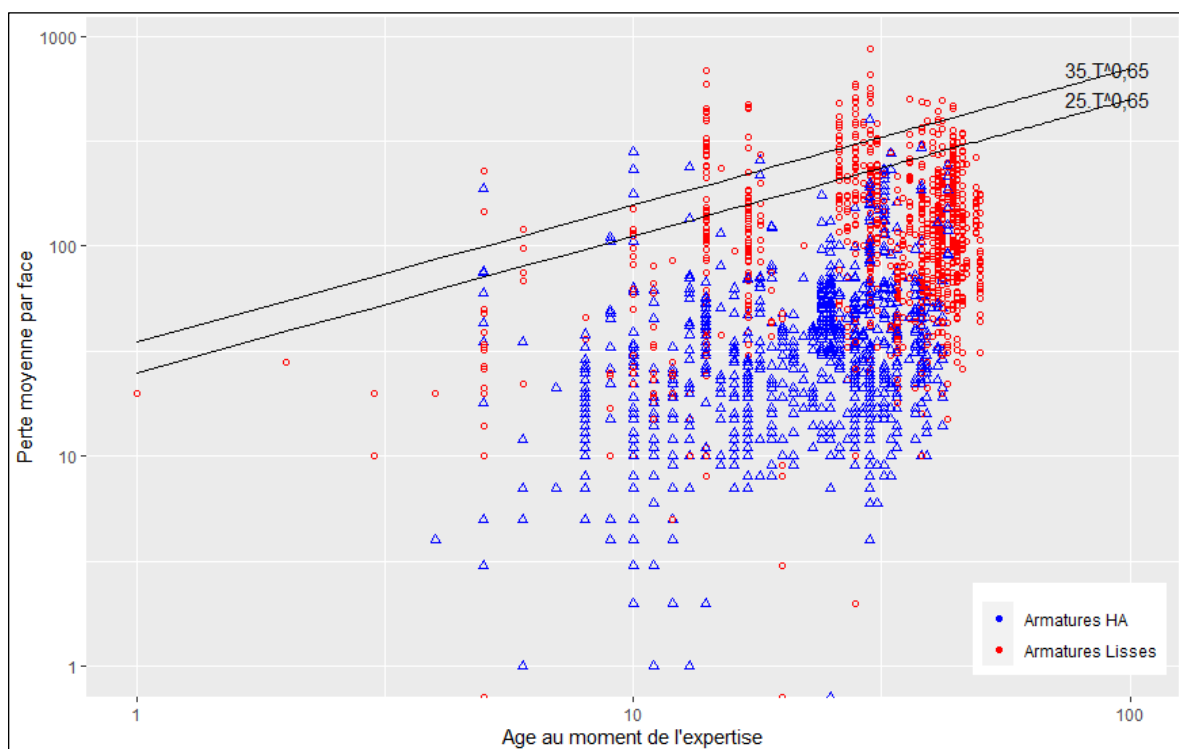


Figure 4 : Perte d'épaisseur en fonction de l'âge (Graphe SETRA)

Pour rappel, la figure 4 représente en échelles logarithmiques, les pertes moyennes d'épaisseur (Zn + Fe) par face en μm en fonction du temps. Les droites inclinées $25.T^{0,65}$ et $35.T^{0,65}$ délimitent, selon les recommandations SETRA, une zone I où la corrosion est normale, une zone II intermédiaire puis une zone III où la corrosion est anormalement élevée pour l'âge concerné.

II.2 Variable utile à la caractérisation de la corrosion

D'après la littérature et les normes [10] :

$$P = A.T^n \quad (1)$$

relation dans laquelle :

P est la perte d'épaisseur du complexe zinc + acier par face et en μm ,

A est une constante dépendant du milieu,

T est l'âge de l'ouvrage en années,

n est égal à 0,65 pour de l'acier galvanisé.

A partir des éléments de la base déjà citée, le graphique ci-dessous montre l'évolution de la perte d'épaisseur du complexe zinc + acier sur des massifs pour lesquels on dispose de plusieurs prélèvements effectués à des âges différents.

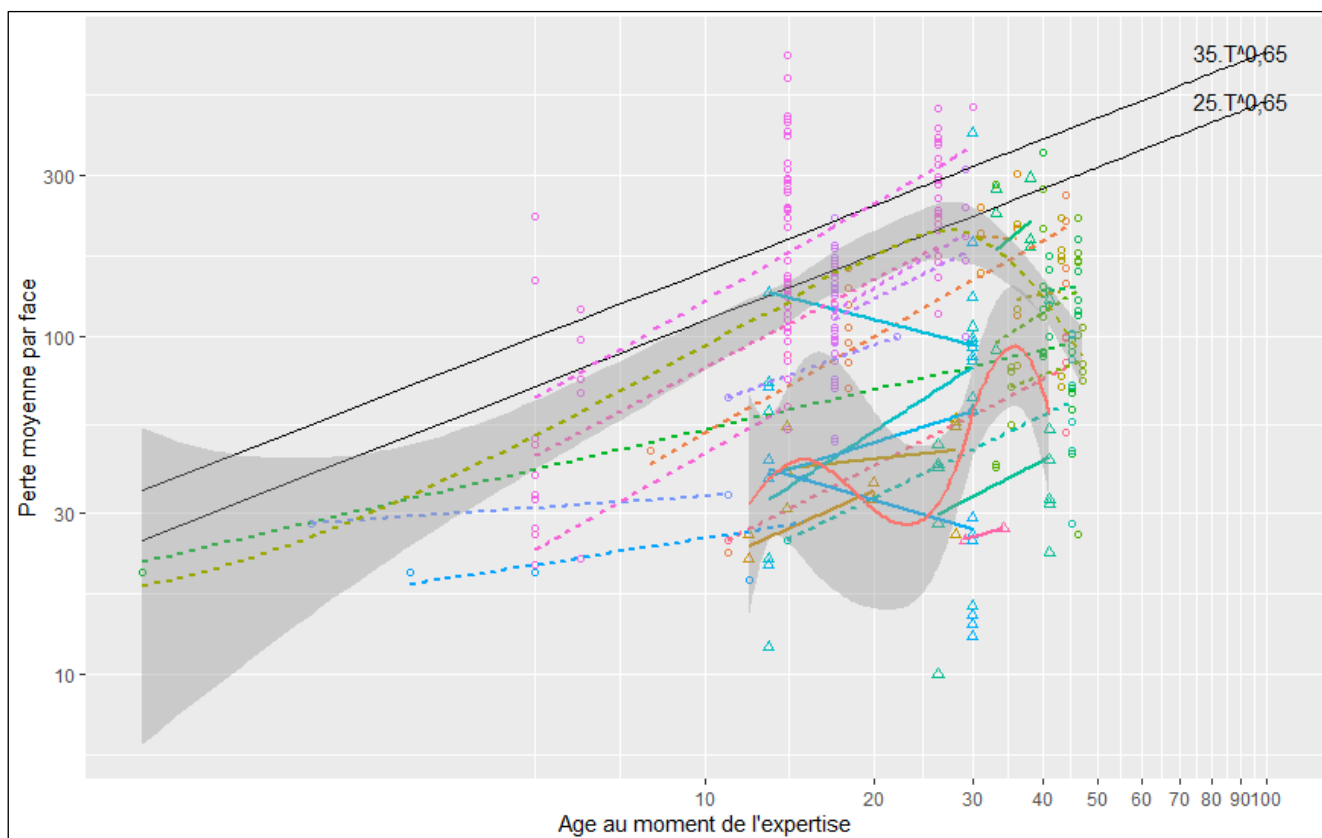


Figure 5 : Evolution moyenne de P

En moyenne, la loi de corrosion en $T^{0,65}$ est conforme pour les armatures lisses (traits pointillés). Au contraire, pour les armatures HA (traits continus), les trop faibles corrosions constatées à ce jour et le manque d'échantillonnage à plusieurs dates rendent difficiles la corrélation. Néanmoins, à défaut de modèle plus précis d'évolution de la corrosion, la loi (1) sera conservée dans cette étude.

Par conséquent, et comme les prélèvements sont effectués à des dates T différentes, afin de pouvoir comparer tous les échantillons, on utilise la variable $A = \frac{P}{T^n}$ (on ramène par ce biais tous les échantillons à une même date).

Dès que l'on sait estimer A, et connaissant l'âge de l'ouvrage, on peut ainsi en déduire P.

Les valeurs estimées de A seront ainsi à comparer aux deux valeurs seuils 25 et 35 selon la figure 4 pour déterminer l'état de corrosion.

II.3 Modèle variographique

Généralités

L'idée développée dans cet article est que le comportement des armatures galvanisées dans le sol, utilisées pour les massifs en sol renforcé, n'est pas totalement imprévisible et que l'on peut trouver un caractère commun à l'évolution de leur corrosion.

On essaye donc de construire un variogramme représentatif de ces données :

- en travaillant sur la variable A issue de (1),
- en différenciant les armatures lisses et les armatures HA,

- en intégrant une dérive de corrosion entre le « haut » et le « bas » du massif, selon les résultats des échantillons prélevés.

Le variogramme $\gamma(h)$ est une fonction qui décrit la continuité spatiale d'un phénomène :

$$\gamma(h) = \frac{1}{2} \text{Var}[Z(x+h) - Z(x)] \quad (2)$$

relation dans laquelle :

Var est la variance : elle mesure le degré de dispersion des données autour de leur moyenne et est égale à l'écart type au carré.

$Z(x+h)$ est la valeur du phénomène étudié en $x+h$,

$Z(x)$ est la valeur du phénomène étudié en x .

Une manière simple de comprendre le variogramme est de considérer $\gamma(h)$ comme l'incertitude entourant la valeur prise par le phénomène Z en un lieu donné, étant donnée l'observation d'une valeur prise en un site distant de h . Cette incertitude est donc intuitivement maximale quand les deux sites sont séparés d'une distance qui tend à devenir infinie. A l'inverse, si les deux sites sont voisins, alors l'observation de Z en x_1 détermine pratiquement la valeur prise par Z en x_2 .

Le variogramme expérimental $\hat{\gamma}(h)$ est un estimateur sans biais du variogramme pour les distances considérées, c'est-à-dire :

$$\text{Quel que soit } h, E[\hat{\gamma}(h)] = \gamma(h) \quad (3)$$

relation dans laquelle E est l'espérance mathématique d'une variable aléatoire, intuitivement égale à la valeur que l'on s'attend à trouver, en moyenne, si l'on répète un grand nombre de fois la même expérience aléatoire. E correspond à une moyenne pondérée des valeurs que peut prendre cette variable.

Ainsi, disposant d'un semi de points d'observations $z(x_1), z(x_2), \dots, z(x_n)$ d'un phénomène Z , on peut estimer le variogramme expérimental de Z par :

$$\hat{\gamma}(h) = \frac{1}{2|N(h)|} \sum_{(i,j) \in N(h)} (z(x_i) - z(x_j))^2 \quad (4)$$

où $N(h)$ désigne l'ensemble des couples d'indices (i, j) tels que les sites x_i et x_j sont séparés d'une distance $h \pm \frac{dh}{2}$: $N(h) = \left\{ (i, j), i < j \text{ tel que } h - \frac{dh}{2} \leq \|x_i - x_j\| \leq h + \frac{dh}{2} \right\}$ et où $|N(h)|$ désigne le nombre de couples contenus dans l'ensemble $N(h)$.

La quantité d'observations étant toujours insuffisante, on régularise l'estimation avec une bibliothèque de fonctions paramétriques permettant d'assurer que la fonction estimée possède bien le sens physique d'une variance statistique. A partir du variogramme expérimental, un modèle optimal de variogramme peut être informatiquement calculé [11] en réglant le pas (h) et la tolérance sur ce pas (dh).

Application aux massifs en sol renforcé

Pour en revenir à la base de données dont dispose PROFRACTAL, l'application de ces préceptes conduit à pouvoir déterminer dans un premier temps la nuée variographique (selon (2)) de la variable A , puis le variogramme expérimental (selon (4)).

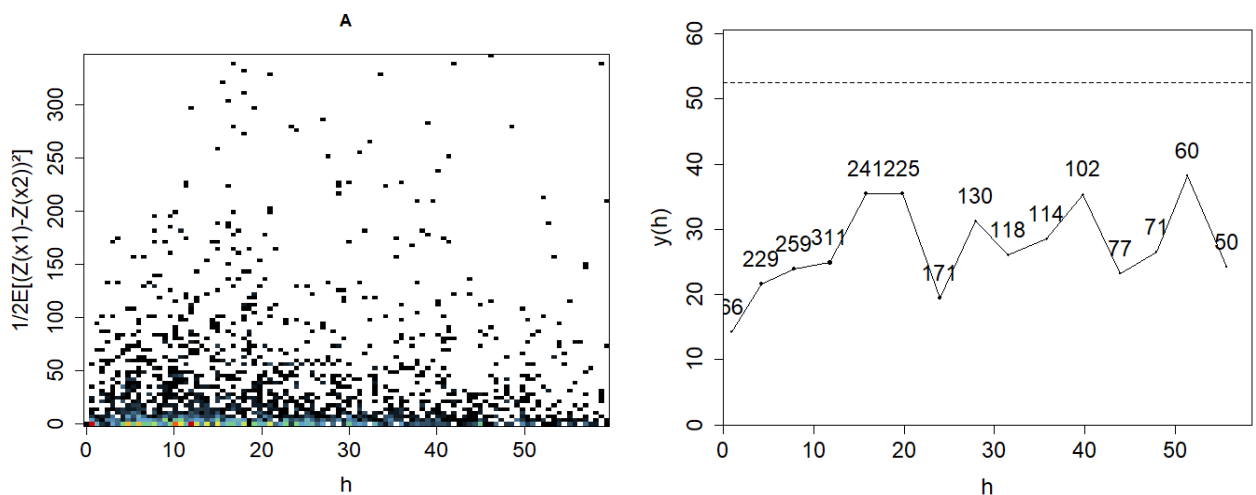


Figure 6 : Nuée variographique (à gauche) et variogramme expérimental montrant également le nombre de couple $N(h)$ selon (4) (à droite) pour les armatures lisses

Un modèle de variogramme de la variable A est alors calculé pour chaque type d'armatures.

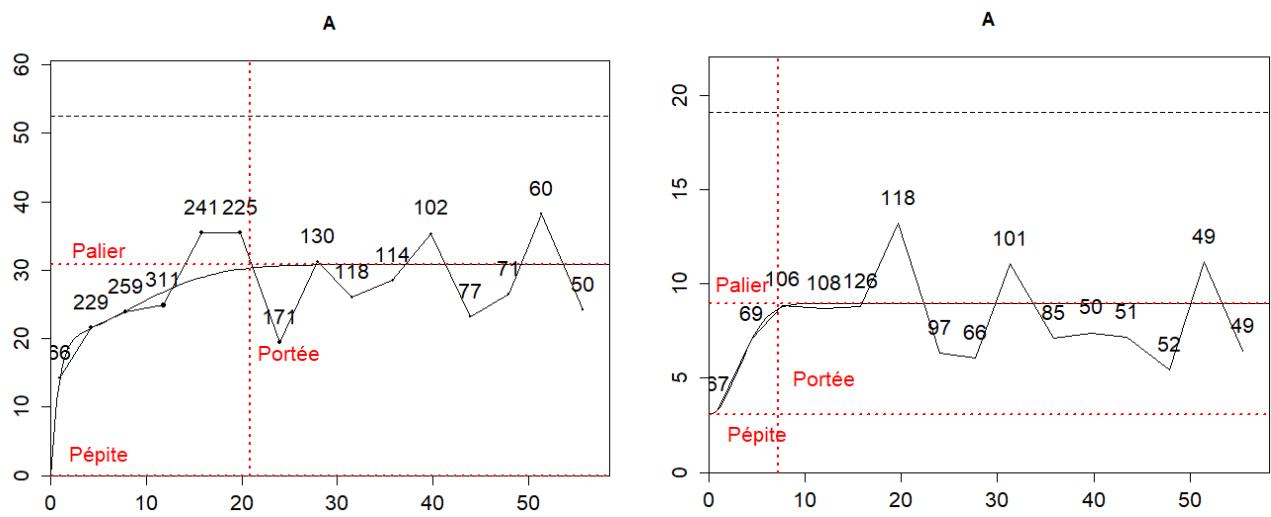


Figure 7 : Variogrammes expérimentaux et modèles de variogrammes à gauche pour les armatures lisses, à droite pour les armatures HA

Ces modèles montrent une structuration spatiale de la variable A et indiquent pour toute distance de séparation h , la variance de la différence entre deux sites distants de h et caractérisent donc le phénomène à étudier.

En particulier (voir figure 7) :

- le comportement à l'origine, appelé effet pépité, traduit le niveau de régularité du phénomène,
- la distance sur laquelle la variance croît (appelée portée) est un indicateur de la distance caractéristique structurant le phénomène,
- au-delà de cette portée, le variogramme atteint une valeur à peu près constante appelée palier et le processus n'est plus autocorrélé.

Ainsi, le faible effet pépète des modèles issus des données montre que l'on ne s'attend pas à une forte différence de comportement à très courte distance, ce qui limite l'intérêt de faire des prélèvements très proches.

De même la portée issue de ces modèles incite à réaliser des prélèvements distants d'au maximum 10 m dans les deux directions, soit un prélèvement tous les 80 à 100 m² environ.

Tous les calculs présentés par la suite sont menés à partir de ces modèles de variogramme.

II.4 Estimation de la variable par krigeage

L'une des méthodes d'interpolation en géostatistique est le krigeage ordinaire qui produit une estimation Z_0^* de la variable cherchée Z_0 , sans connaissance à priori de la moyenne attendue du phénomène :

$$Z_0^* = \sum_{\alpha} \lambda_{\alpha} Z_{\alpha} + \lambda_0 \quad (5)$$

ce qui entraîne que l'erreur d'estimation $\varepsilon = Z_0 - Z_0^*$ est une combinaison linéaire où les pondérateurs λ_{α} sont les inconnues du problème, appelés pondérateurs de krigeage.

En minimisant la variance de l'erreur d'estimation, le système de krigeage s'écrit alors :

$$\begin{bmatrix} C_{\alpha\beta} & 1 \\ 1 & 0 \end{bmatrix} \begin{bmatrix} \lambda_{\alpha} \\ -\mu \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} C_{\alpha 0} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (6)$$

relation dans laquelle :

$C_{\alpha\beta}$ est la covariance entre données tirée du variogramme (2) : $C(h) = C(0) - \gamma(h)$,

$C_{\alpha 0}$ est la covariance entre données et cibles,

λ_{α} sont les pondérateurs de krigeage, que l'on cherche,

μ est le paramètre de Lagrange, que l'on cherche.

L'estimation est alors :

$$Z^* = \begin{bmatrix} Z_{\alpha} \\ 0 \end{bmatrix}^t \begin{bmatrix} \lambda_{\alpha} \\ -\mu \end{bmatrix} \quad (7)$$

et la variance d'estimation :

$$Var(\varepsilon) = C_{00} - \begin{bmatrix} \lambda_{\alpha} \\ -\mu \end{bmatrix}^t X \begin{bmatrix} C_{\alpha 0} \\ 1 \end{bmatrix} \quad (8)$$

II.5 Dépassements de seuils

Si la cartographie des valeurs estimées selon (7) et celle de variance de l'erreur d'estimation selon (8) qui lui est associée permettent d'apprécier correctement les niveaux de corrosion, elles sont insuffisantes, du fait du lissage opéré par le krigeage, pour répondre à la question du dépassement de seuil.

Le cadre probabiliste de la géostatistique offre néanmoins d'autres techniques pour aborder ce problème. En effet des méthodes dites « non linéaires » ont été développées non pas dans le but d'estimer une valeur inconnue mais dans celui de calculer la probabilité avec laquelle cette valeur inconnue est

supérieure ou inférieure à un seuil donné. Ces méthodes ne fournissent plus une carte d'estimation et sa carte de variance associée mais une carte de probabilité du dépassement de seuil.

Ce dernier type de carte se révèle particulièrement utile dans la mesure où il sert à délimiter des zones potentiellement exposées à un risque de dépassement.

L'un des estimateurs de l'indicatrice $I_{(Z(x) \geq \text{seuil})}$ conditionnée par les données $Z(x_i)$ est l'espérance conditionnelle. Les méthodes de la géostatistique non linéaire permettant sa détermination supposent que la distribution de fréquences de la variable étudiée peut être modélisée par un modèle gaussien.

Afin d'assurer que $Z(x)$ possède une distribution gaussienne, il est nécessaire de transformer la variable originale par une anamorphose gaussienne.

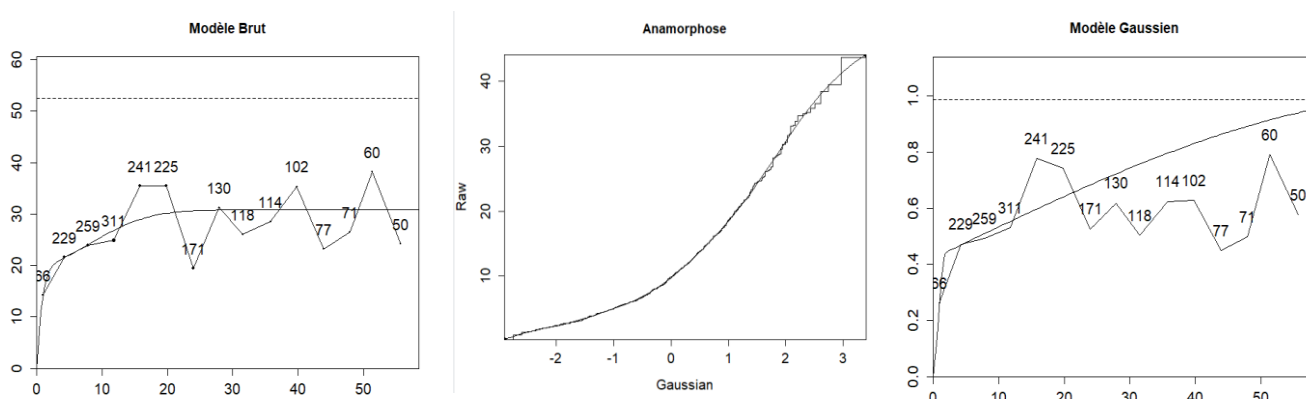


Figure 8 : Transformation du variogramme en gaussien

Dans le cadre d'une estimation effectuée à partir de la variable gaussienne, on peut dire qu'en un point inconnu, la distribution conditionnelle est une gaussienne centrée sur la valeur krigée et dont l'amplitude est donnée par la variance de krigeage.

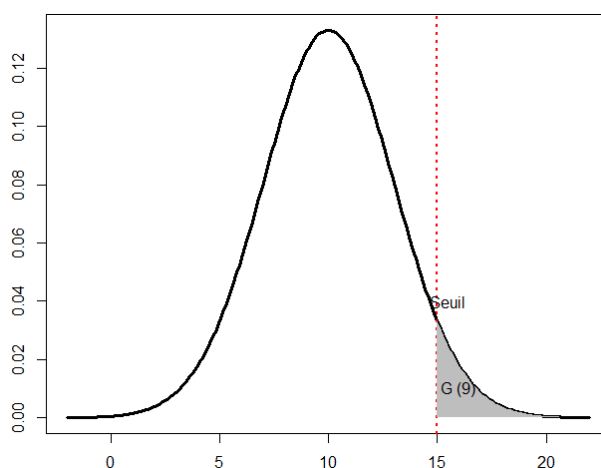


Figure 9 : Définition de la probabilité de dépassement d'un seuil

La probabilité de dépassement de seuils est alors :

$$P[Y \geq \text{seuil} ; Y = y_i ; i = 1, \dots, N] = E[I_{Y \geq \text{seuil}}] = G\left(\frac{Y^*(x) - S_y}{\sigma^*(x)}\right) \quad (9)$$

relation dans laquelle :

G est la fonction de répartition d'une variable centrée réduite,

Y^* l'estimation issue du krigeage,

σ^* l'écart type issue du krigeage.

II.6 Risque de faux négatif et optimisation des futurs prélèvements

Lorsque certaines valeurs des échantillons sont supérieures au seuil fixé, on sait simplement statuer sur l'état de l'ouvrage. Si toutes les données sont très inférieures à ce seuil, c'est également le cas. A contrario, si les valeurs sont inférieures au seuil mais avec une valeur suffisamment proche de ce dernier, on pourrait interpréter à tort l'état de l'ouvrage.

A partir de la probabilité de dépassement du seuil (voir § 5), on peut chercher à réduire l'incertitude caractérisée par la largeur de la distribution conditionnelle en s'attachant au quantile Q_α de cette distribution qui détermine le risque que l'on est prêt à accepter dans l'évaluation de l'ouvrage.

On détermine alors le risque de faux négatif (RFN) comme :

$$RFN_{\alpha, S_y} = G\left(\frac{Y^*(x) - S_y}{\sigma^*(x)}\right) x 1_{(S_y > Q_\alpha(x))} \quad (10)$$

relation dans laquelle :

la fonction G est celle définie en (9),

$1_{(S_y > Q_\alpha(x))}$ une fonction indiquant si le seuil est supérieur au quantile fixé. Elle est égale à 1 si $S_y > Q_\alpha(x)$ et nulle sinon.

Ainsi, avec (10), si le quantile auquel on s'intéresse est supérieur au seuil (cas 1 de la figure 10), $1_{(S_y > Q_\alpha(x))} = 0$ et donc $RFN = 0$. On sait qu'il est certain au niveau de risque voulu que l'estimation sera supérieure au seuil choisi.

De même, si le seuil auquel on s'intéresse est très supérieur à la distribution de l'estimation (cas 2 de la figure 10), $G\left(\frac{Y^*(x) - S_y}{\sigma^*(x)}\right) \sim 0$ et donc $RFN = 0$. On sait que les estimations seront inférieures au seuil choisi.

Enfin, si le quantile auquel on s'intéresse est inférieur au seuil (cas 3 de la figure 10), $1_{(S_y > Q_\alpha(x))} = 1$ et $RFN = G\left(\frac{Y^*(x) - S_y}{\sigma^*(x)}\right)$. Il existe une probabilité non nulle que les estimations soient supérieures au seuil choisi.

Nota : dans les figures 10 à 13 qui suivent, les zones sombres correspondent à des zones où le risque de faux négatif est nul, les zones rouges à des zones où le risque de faux négatif est maximal et les zones jaunes aux zones intermédiaires.

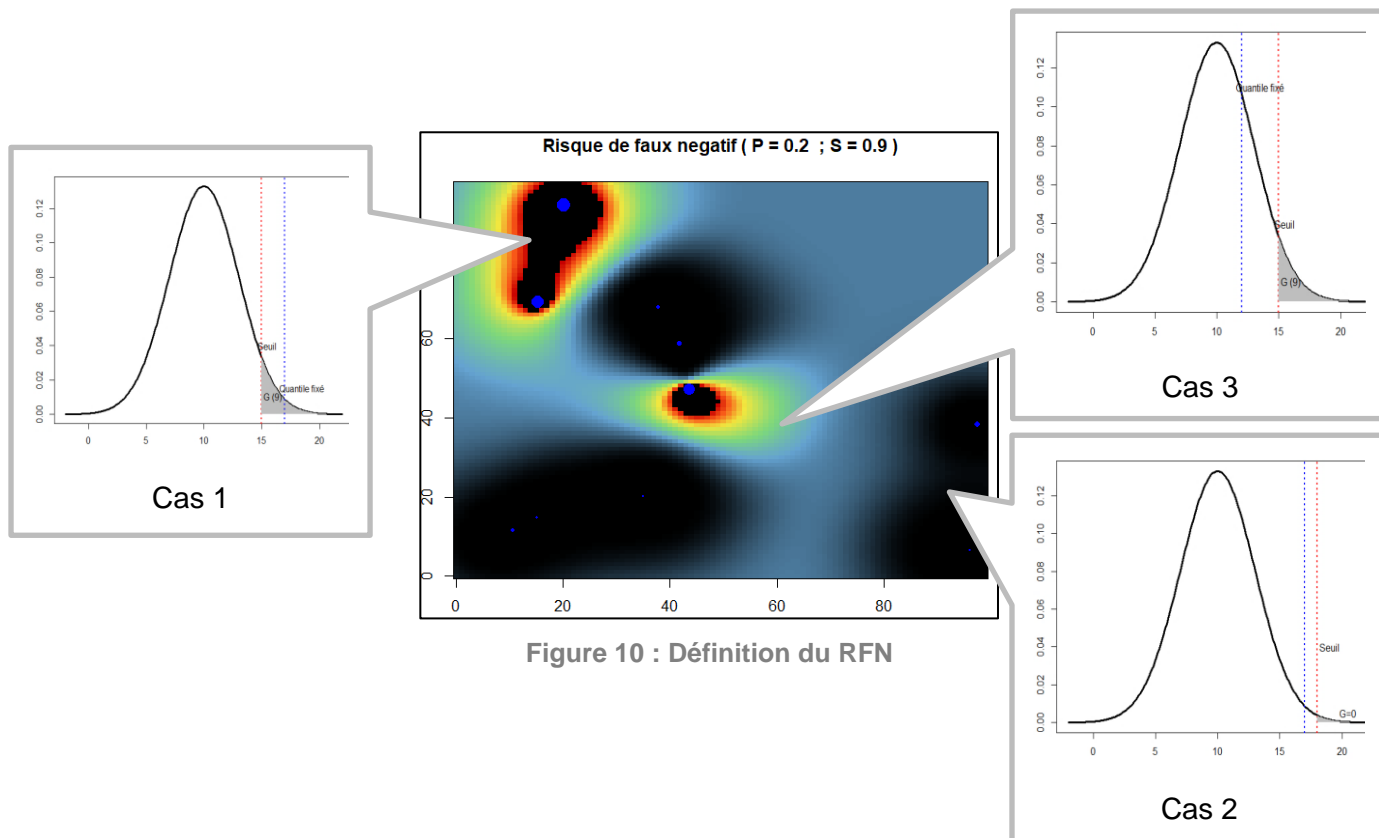


Figure 10 : Définition du RFN

Pour une cartographie et un seuil donné, plus on accepte de risques, c'est-à-dire plus Q_α diminue, moins le RFN est étendu.

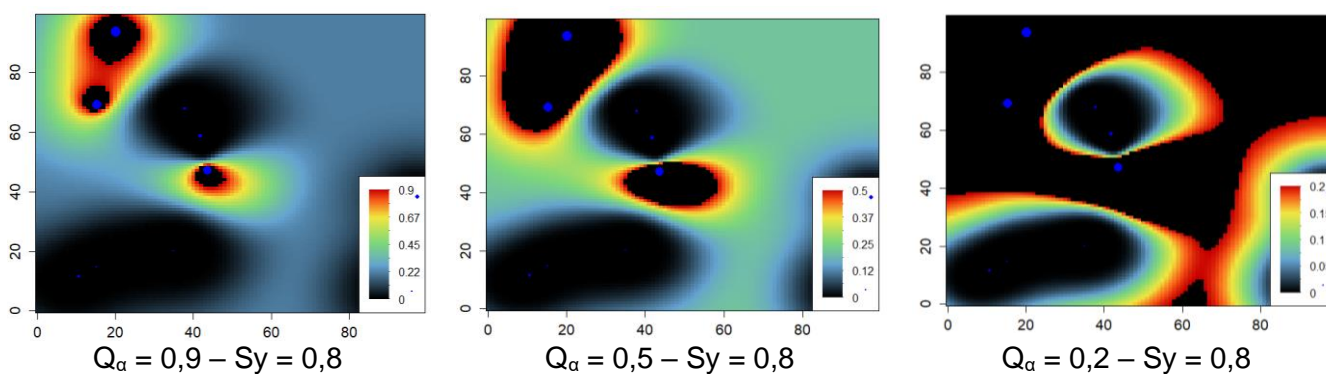


Figure 11 : Evolution du RFN en fonction de Q_α

De même pour une cartographie et un risque donné, plus on augmente le seuil, moins le RFN est étendu.

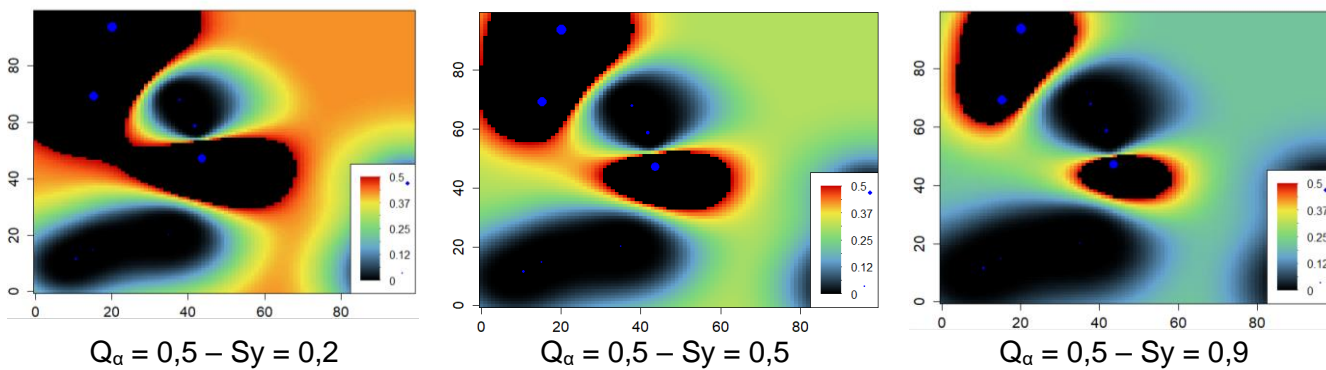


Figure 12 : Evolution du RFN en fonction de S_y

L'intérêt de l'équation (10) est de pouvoir donner une note à chaque point de la grille de krigeage qui traduit la probabilité d'être au-dessus d'un seuil donné avec un risque défini.

En sommant sur l'ensemble de la grille, une note globale est définie.

Afin de déterminer la position d'un nouvel échantillon, chaque point de la grille est testé en lui attribuant une valeur (dans cette étude, la valeur est estimée par krigeage, mais elle pourrait l'être par d'autres méthodes probabilistes de type Monte Carlo) puis la note globale est recalculée.

La position optimale du nouvel échantillon est celle qui minimise la note globale.

Après avoir fixé un premier échantillon en lui attribuant la valeur krigée, on recommence la même opération pour un second, un troisième, etc. La convergence de la note globale vers une valeur minimale indique le nombre minimum d'échantillons nécessaires pour fiabiliser l'estimation et leur position.

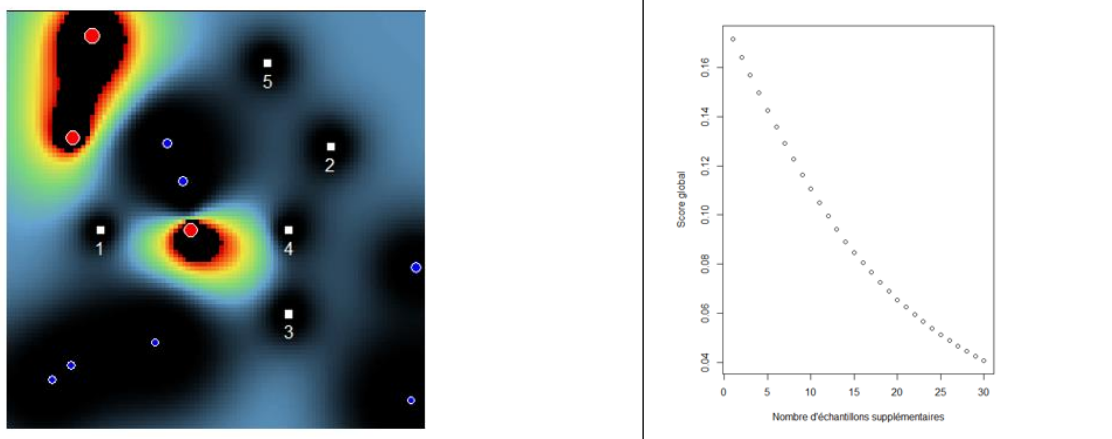


Figure 13 : Optimisation du nombre et de la position des nouveaux échantillons

II.7 Exemple d'application aux massifs en sol renforcé

Massif exemple

Le massif choisi pour illustrer les méthodes employées est le mur de front d'une culée porteuse dont les armatures sont lisses et galvanisées à 30 microns.

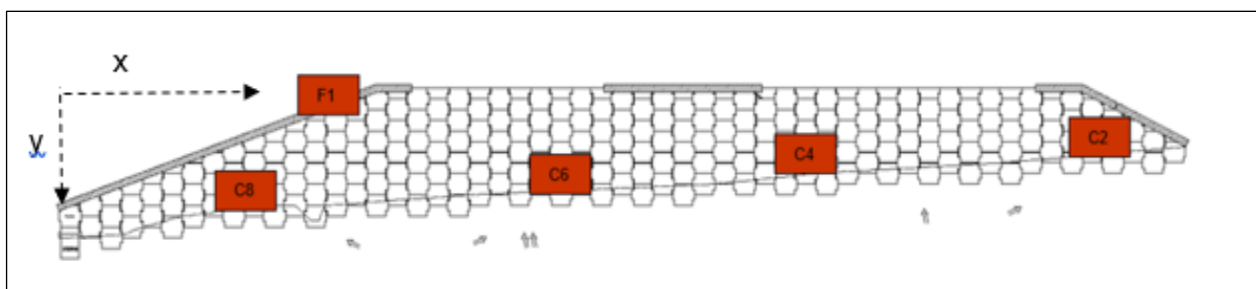


Figure 14 : Elévation du massif et position des prélèvements

Une expertise de ses armatures a été réalisée 42 ans après la construction de ce massif grâce à une fouille en tête (F1) et à quatre carottages répartis sur toute la longueur de l'ouvrage (C2, C4, C6 et C8).

Prélèvement	P Perte moyenne d'épaisseur Zn + Fe par face	$A = \frac{P}{T^n} = \frac{P}{42^{0,65}}$	Profondeur du lit par rapport à la tête du massif (y)	Abscisse du prélèvement / l'extrémité gauche du massif (x)
F1-D	69 μm	6,08	-0,375 m	22,75 m
C2	99 μm	8,72	-3,00 m	76,00 m
C4	360 μm	31,71	-5,25 m	55,00 m
C6	296 μm	26,07	-6,75 m	37,50 m
C8	216 μm	19,03	-4,50 m	12,50 m

Tableau 1 : Prélèvements effectués

Estimation de la corrosion en tout point par krigeage ordinaire

Un krigeage appliqué sur ce massif avec le modèle défini auparavant permet de cartographier l'estimation de A en tout point de l'ouvrage et l'écart type associé (§ 4).

On rappelle que pour obtenir l'estimation de la perte d'épaisseur par face à un âge T, il suffit alors de multiplier cette estimation de A par $T^{0,65}$.

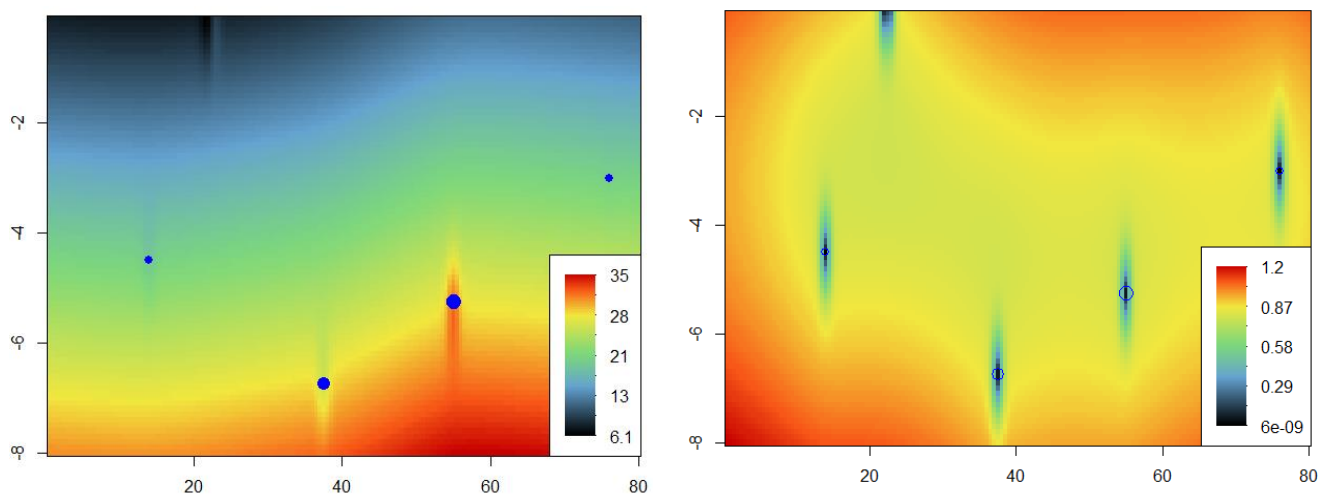


Figure 15 : Estimation et écart type

On connaît ainsi les zones les plus défavorables et le gradient prévisible de corrosion sur une section, ce qui peut être utile au pronostic. On peut ainsi cibler davantage les sections critiques, sans réaliser une grande fouille qui reste d'une part très localisée et d'autre part souvent difficile à mettre en œuvre (voir page 52 du [5] de la bibliographie).

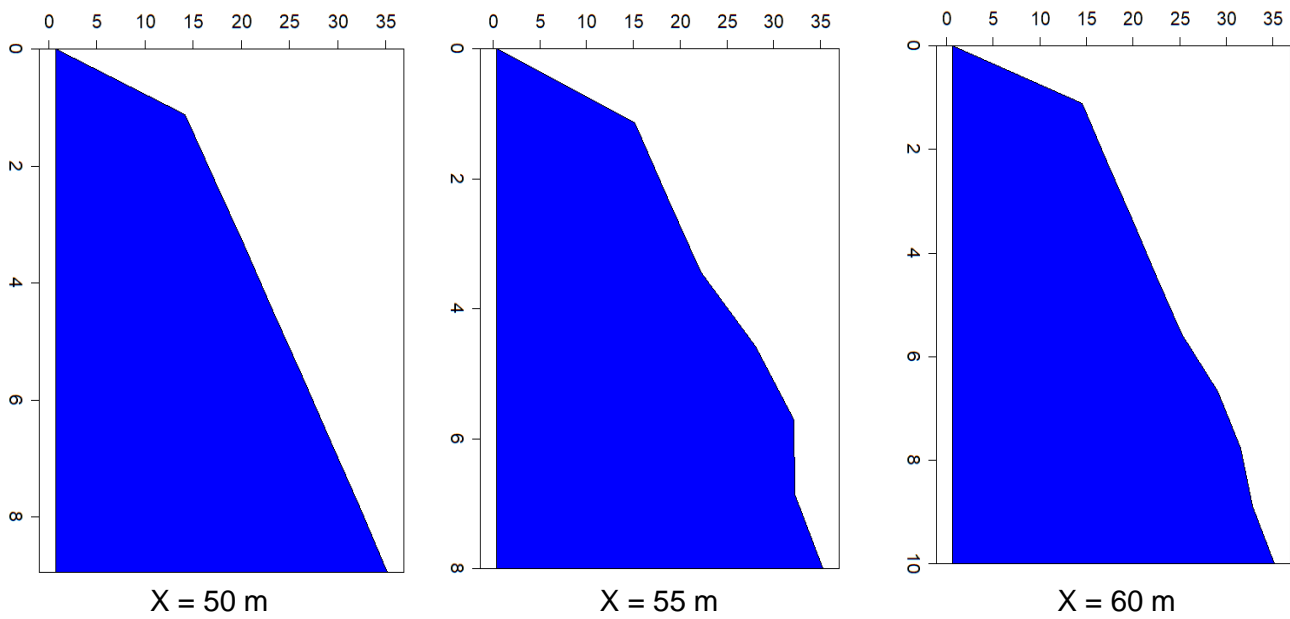


Figure 16 : Différentes coupes permettant de déterminer le gradient de corrosion

Pour en revenir à la question initiale, imaginons à présent que certains prélèvements n'aient pas été faits. Les figures suivantes présentent l'évolution de l'estimation de A par krigeage en fonction de la connaissance issue des prélèvements effectués.

Prélèvement	Estimation de A	Ecart-type
1 : Seule la fouille est réalisée		
2 : Idem que 1 mais avec C2 et C8 en plus		

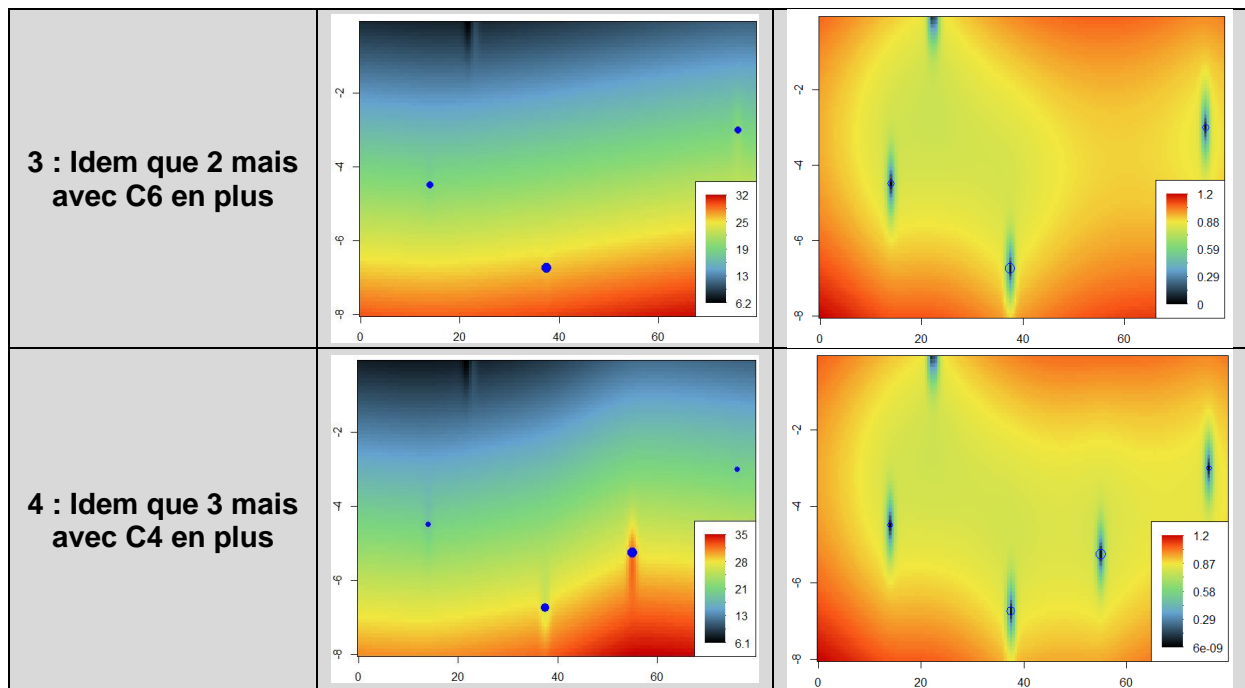


Tableau 2 : Evolution de l'estimation et écart type selon les prélèvements réalisés

Si on ne réalise que la fouille F1D, il n'y a clairement pas assez d'échantillons : l'ensemble est tiré vers la moyenne des échantillons. Le massif est classé en zone I.

Si on réalise la fouille F1D et deux carottages (C2 et C8 les moins défavorables et en zone I), le krigeage donne un gradient du haut vers le bas avec le pied du massif en zone II. Le massif est classé en zone I du fait des prélèvements mais avec une suspicion d'armatures sensibles en zone II.

Si on ajoute le carottage C6 (zone II) au dispositif précédent, le krigeage donne un gradient du haut vers le bas avec le pied du massif en zone II et un affinement de l'écart type. Le massif est classé en zone II du fait des prélèvements confirmant le krigeage précédent.

Enfin, si on réalise la fouille et les quatre carottages, le krigeage précédent donne en C4 une estimation A de 29,88 et un écart type proche de 1 (soit une perte d'épaisseur moyenne par face à 42 ans de $339 \mu\text{m} \pm 12 \mu\text{m}$) à comparer à la valeur réelle de $A = 31,71$ (correspondant à une perte d'épaisseur moyenne par face mesurée réellement de $360 \mu\text{m}$). La cartographie est davantage affinée. Le krigeage donne un gradient du haut vers le bas avec le pied du massif en zone III.

Probabilité de dépassement de seuil

L'application du § 5 permet de déterminer la probabilité de dépasser les seuils de 25 et 35 issus des documents [1] à [5] et rappelés sur la figure 4 sur l'ensemble du massif.

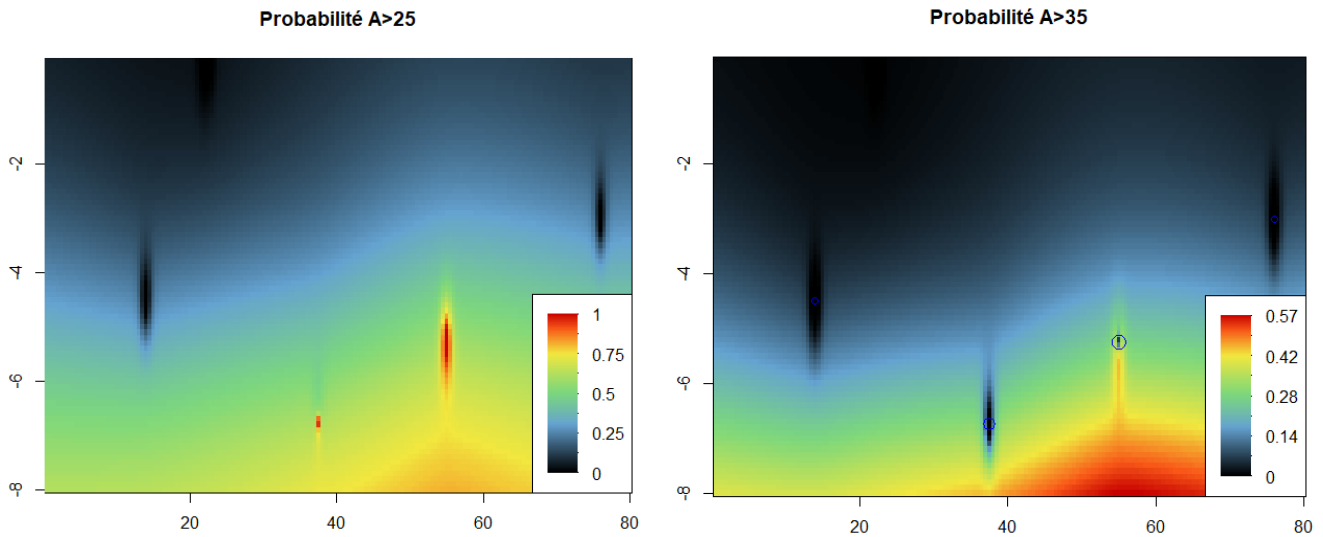


Figure 17 : Probabilité de dépasser les seuils 25 et 35

Optimisation de la position de nouveaux échantillons

L'application du § 6 permet de déterminer la position optimale des échantillons futurs pour réduire le risque d'erreur dans l'évaluation, tout en minimisant leur nombre.

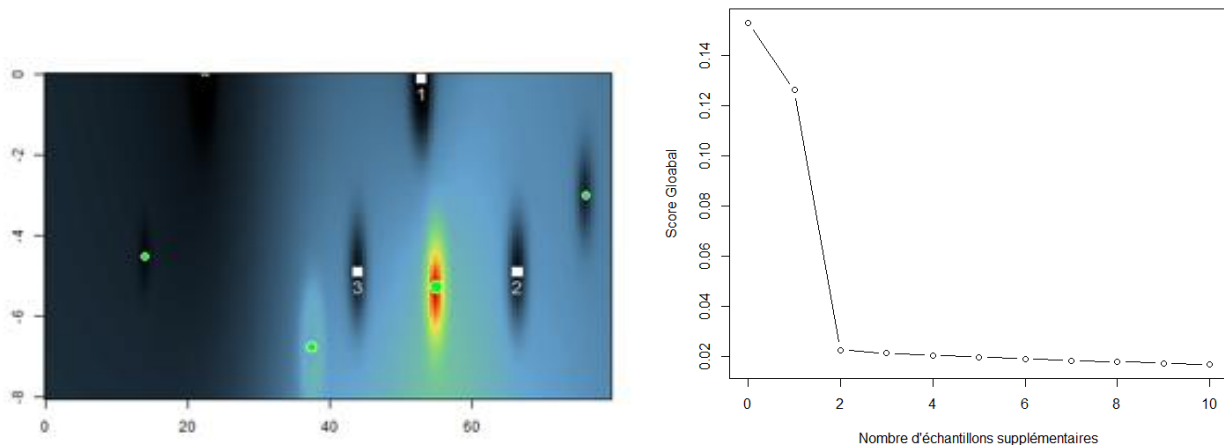


Figure 18 : Optimisation de l'échantillonnage futur

La note globale converge rapidement vers une valeur minimale : 3 échantillons supplémentaires suffiraient à fiabiliser l'estimation.

II.8 Validation globale de la méthodologie

L'une des méthodes classiques de validation des modèles statistiques est la validation croisée. Pour chaque donnée, on l'élimine temporairement et on l'estime à partir des données restantes :

$$Z_{\alpha_0}^* = \sum_{\alpha \neq \alpha_0} \lambda_{\alpha} Z_{\alpha} \quad (10)$$

On compare l'estimation à la donnée vraie :

$$\varepsilon_{\alpha} = Z_{\alpha_0}^* - Z_{\alpha} \quad (11)$$

ou en normant par l'écart type prévu par le modèle :

$$\varepsilon_{\alpha}^R = \frac{Z_{\alpha_0}^* - Z_{\alpha}}{\sigma_{\alpha}} \quad (12)$$

Ce principe de validation croisée a été mis en œuvre par PROFRACTRAL sur 185 massifs, ce qui représente 1127 échantillons (les massifs de la base de données non pris en compte ne se prêtent pas à cette méthode de validation car, du fait de leur très faible surface, ils ne possèdent que deux échantillons).

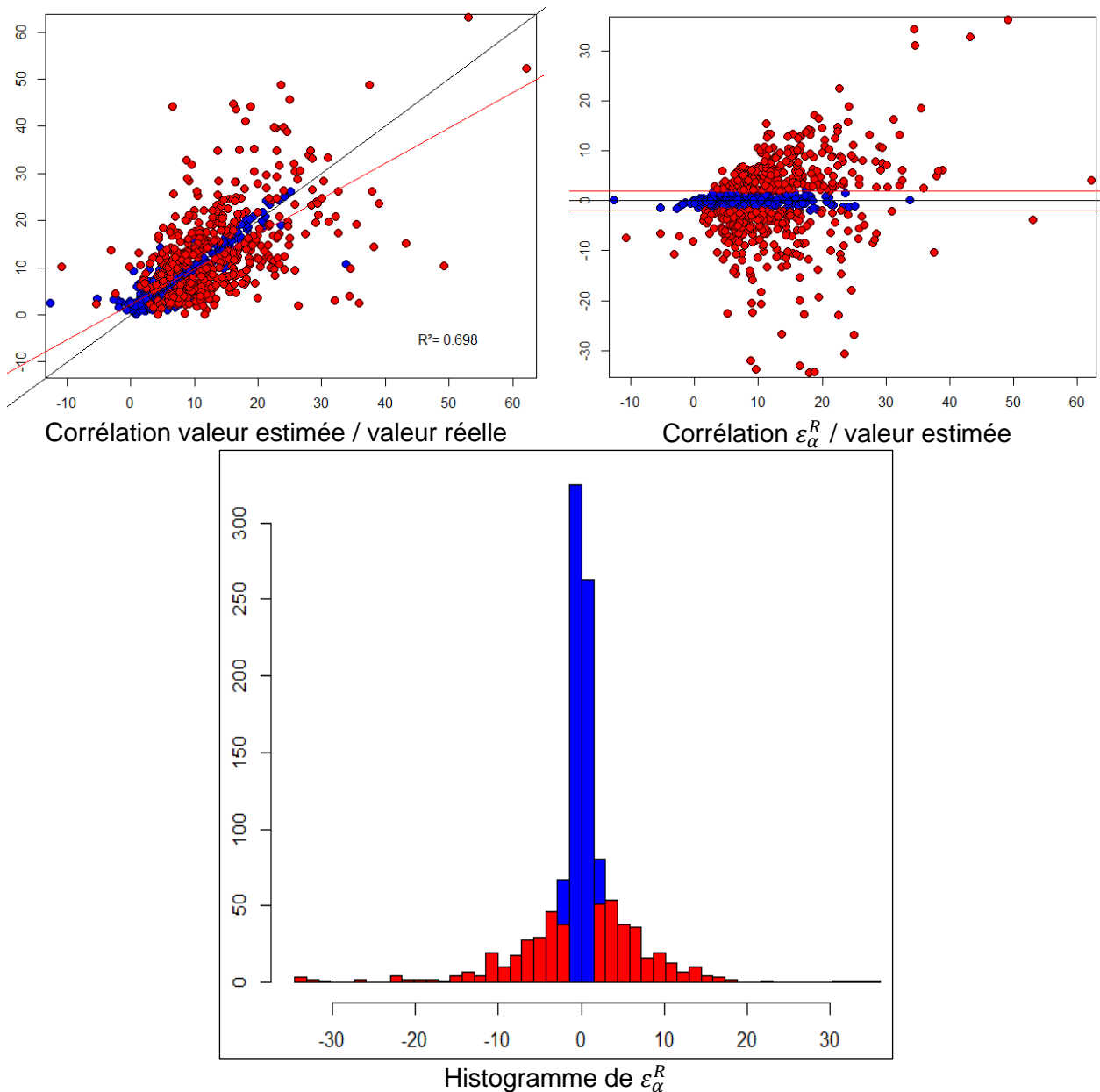


Figure 19 : Validation croisée sur l'ensemble de la base avec une tolérance de 5 sur ε_{α}^R

Dans la figure 19 ci-dessus, les échantillons dont la valeur estimée est comprise dans la tolérance sont représentés en bleu et ceux en dehors en rouge. L'histogramme montre en particulier le faible nombre d'échantillons où le krigeage donne des résultats dépassant la tolérance voulue. Il est à noter que pour ces échantillons, plusieurs facteurs interviennent :

- l'échantillonnage sur un massif peut être insuffisant : le manque d'informations pénalise alors l'estimation,
- un échantillon peut être singulier et présenter une corrosion spécifique locale amplifiée par des facteurs extérieurs.

Il serait nécessaire de regarder dans le détail ces points à priori aberrants.

III. Conclusions et perspectives

Dans le cadre d'une gestion de massifs en sol renforcé, la méthode géostatistique présentée permet :

- de bénéficier d'une base de données importante : la modélisation du comportement variographique de l'ensemble des massifs est applicable pour un massif indépendant.
- d'estimer à partir des prélèvements existants la corrosion en tout point de l'ouvrage et donc d'affiner le diagnostic des sections les plus critiques,
- de s'assurer que le nombre de prélèvements effectués est suffisant pour donner un avis sur l'état du massif (probabilité de dépassement de seuil et Risque de Faux Négatif),
- d'optimiser la position des échantillons futurs afin de limiter le Risque de Faux Négatif et de fiabiliser la classification de l'ouvrage,
- de limiter les prélèvements nécessaires, qui restent des actes agressifs et coûteux, pour fiabiliser les diagnostics futurs.

Il est à noter que, par construction, les méthodes utilisées ici ne peuvent pas en l'état prendre en compte des points singuliers de corrosion localisée et liée à une source externe (ex : écoulement d'eaux chargées en chlorures par le biais d'une canalisation déficiente) qui donnerait un massif sain hormis sur une section très spécifique.

Il semble également possible d'affiner les résultats en intégrant des dérives externes, par exemple sur la résistivité du sol, les teneurs en ions, le pH, la teneur en eau, à l'aide d'une méthode de co-krigeage.

Ainsi la connaissance des caractéristiques chimiques des remblais, composants plus facilement échantillonnables à grande échelle que des armatures, permettrait de disposer de renseignements en nombre beaucoup plus important sur un massif. Malheureusement, à ce stade des connaissances, cela reste difficile car la corrélation entre corrosion et paramètres du sol n'est pas évidente. En effet, les caractéristiques chimiques des remblais évoluent dans le temps parfois rapidement [12], sans que l'on sache comment elles influent le processus de corrosion en un moment donné.

IV. Références bibliographiques

[1] Les ouvrages en Terre Armée : Recommandations et règles de l'art – LCPC / SETRA –septembre 1979 (ré-impression en juillet 1991, avec fiches techniques actualisées)

[2] Les ouvrages en Terre Armée : Guide pour la surveillance spécialisée et le renforcement – SETRA – décembre 1994

[3] Les ouvrages de soutènement : Guide de conception générale – SETRA – décembre 1998

[4] Recommandations pour l'inspection détaillée, le suivi et le diagnostic des ouvrages de soutènement en remblai renforcé par des éléments métalliques – Guide technique LCPC – juillet 2003

[5] Pathologie, diagnostic et réparation des ouvrages en sol renforcé par éléments métalliques atteints de corrosion – Guide technique IFSTTAR – décembre 2012.

- [6] Haiun G., Jailloux J-M, Renaudin F. : Bilan des investigations effectuées sur des ouvrages en Terre Armée. Bulletin Ouvrages d'Art, n°55, 31-35 (2007)
- [7] Martinet V., Fix L., Guivarch T. Réparation d'un mur en Terre Armée après son effondrement, sur l'A15, à Argenteuil. Bulletin Ouvrages d'Art, n°77, 5-35 (2020)
- [8] Krige D.G. : A statistical approach to some basic mine valuation problems on the Witwatersrand. Chemical, Metallurgical and Mining Society of South Africa (1951)
- [9] Matheron G. : Traité de géostatistique appliquée. coll. « Mémoires du Bureau de Recherches Géologiques et Minières », Paris, France (1962-1963)
- [10] Norme NF P 94-270 – Calcul géotechnique – Ouvrages de soutènement – Remblais renforcés et massifs en sol cloué – octobre 2020
- [11] Desassis N., Bez N. and Renard D., Automatic Variogram Modeling by Iterative Least Squares : Univariate and Multivariate Cases. Mathematical Geosciences 45 (2013)
- [12] Persy J.-P. : Les ouvrages métalliques enterrés – Durabilité et Surveillance. Bulletin de Liaison des Ponts et Chaussée n°183 (1993)
- [13] MINES ParisTech / ARMINES (2020) - RGeostats : The Geostatistical R Package. Version 12.0.1. – disponible sous <http://cg.ensmp.fr/rgeostats>

Les brèves

Le volet Ouvrages d'art du plan de relance gouvernemental

Emilie Jeannesson-Mange, Pierre Corfdir, Daniel de Matteis, Eric Delahaye (Cerema)

Suite à la crise sanitaire liée au Covid 19, le gouvernement français a mis en place un important plan de relance économique qui prévoit un montant de 40 millions d'euros pour le recensement et l'évaluation des ouvrages existants au sein du Programme National Ponts.

Compte tenu de son expertise dans ce domaine et de son implantation sur l'ensemble du territoire français, le Cerema a été chargé de deux missions importantes.

La première mission confiée au Cerema est d'aider les plus petites collectivités territoriales à mieux connaître les ponts et les murs dont elles ont la maîtrise d'ouvrage.

Pour ce faire, le Cerema pilote deux appels d'offres à destination de l'ingénierie privée assurant des missions d'inspections d'ouvrages :

- le premier porte sur le recensement des ponts et des murs aval et sur des visites de reconnaissance des ponts recensés,
- le second concerne des visites plus exhaustives des ponts jugés plus sensibles.

Le coût de ces visites sera entièrement pris en charge par l'Etat via le Cerema.

Cette opération est l'occasion de mettre en œuvre à grande échelle le « Carnet de santé » des ouvrages, un document mis au point avec la profession (l'IMGC) et centralisant les principales caractéristiques d'un ouvrage, ses évaluations, les visites dont il a fait l'objet et les dates des visites à venir. Ce carnet de santé sera remis à chaque commune éligible et volontaire participant au Programme National Ponts.

Compte tenu du très grand nombre de communes à traiter (plusieurs dizaines de milliers), le Cerema élabore également différents outils informatiques, notamment une application de saisie rapide des données pour tablettes et un système d'information géographique (SIG). Ce dernier permettra de centraliser et de visualiser l'ensemble des données collectées mais aussi d'imprimer certains documents de restitution, comme le carnet de santé.

A la date de rédaction de cet article, plus de 10 000 communes se sont inscrites pour participer à ce programme.

La procédure de marché pour le premier accord-cadre national de réalisation des visites de recensement et de reconnaissance arrive à son terme avec un démarrage sur le terrain prévu dès la rentrée 2021.

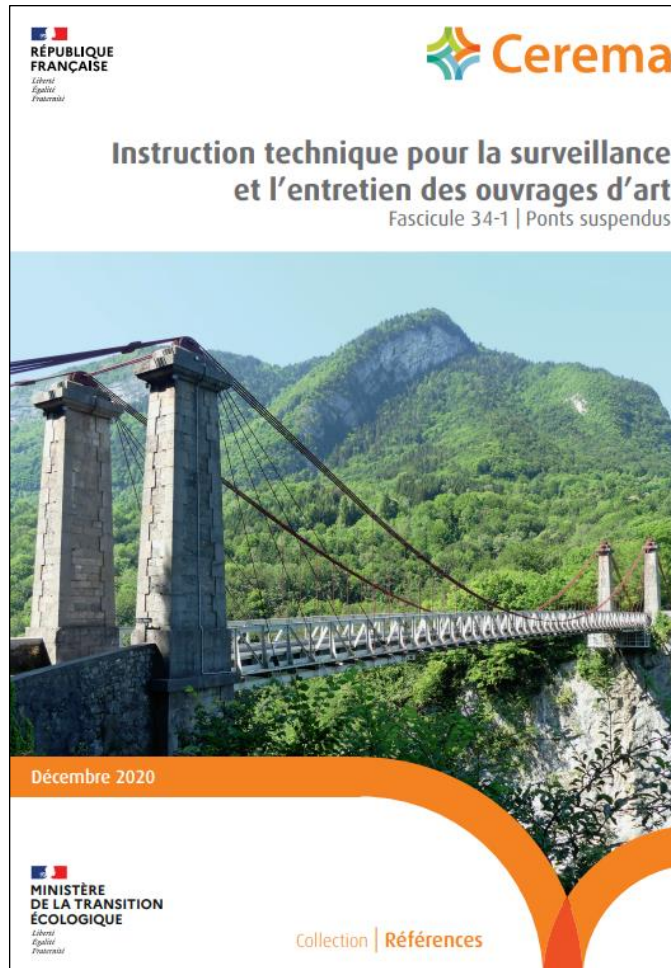
La seconde mission est de faire avancer la thématique des ponts connectés, c'est-à-dire l'utilisation de capteurs sur les ouvrages pour surveiller certains paramètres sensibles de ces ouvrages et donc les sécuriser. Cette mission a débouché sur un appel à projets à destination des entreprises spécialisées

dans ce domaine et dix-sept projets ont été retenus mettant à l'honneur les capteurs connectés, l'imagerie et l'intelligence artificielle. A moyen terme, ces projets devraient permettre de simplifier et de sécuriser la surveillance des ouvrages et, à ce titre, bénéficier à tous les gestionnaires d'OA, notamment aux collectivités territoriales.

Pour conclure, le plan de relance prévoit une action importante en faveur de la gestion du patrimoine OA et plus particulièrement de celui des plus petites communes. Compte tenu de son ampleur, sa réussite nécessitera une très forte mobilisation des différents acteurs concernés : ministères et Cerema bien sûr mais aussi et surtout bureaux d'études OA.

Les dernières publications OA du Cerema

Fascicule 34.1 de l'ITSEOA : Ponts suspendus



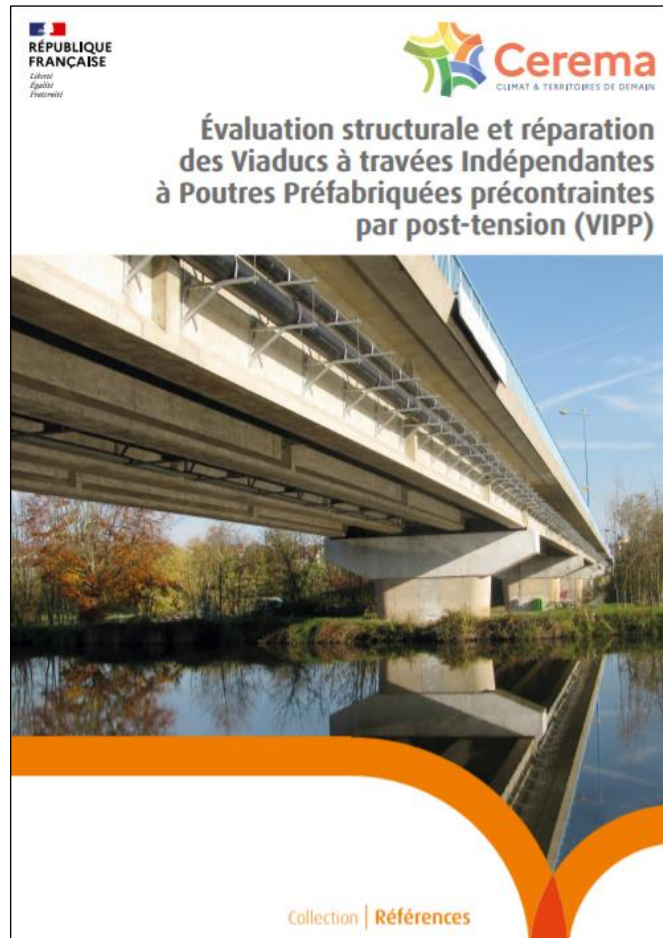
Les ponts suspendus sont des ouvrages très complexes de par la diversité des matériaux utilisés et de par la variété de certains détails de conception. Le fascicule 34.1 de l'ITSEOA, qui leur est consacré, donne une multitude d'indications sur les modalités de leur conception, de leurs surveillance et entretien, et enfin, de leur réparation.

Écrit par des experts du domaine du réseau scientifique et technique du ministère de la transition écologique, il s'adresse à tout maître d'ouvrage gestionnaire de ponts suspendus et lui permet d'appréhender la méthodologie proposée et de mettre en œuvre les investigations complémentaires éventuelles. Il s'adresse également aux bureaux d'études qui seront chargés de conduire les évaluations structurales et de définir les projets de réparation.

Ce fascicule est constitué par un guide principal de 200 pages, disponible au format papier et au format pdf, et par des annexes téléchargeables disponibles au seul format pdf.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/instruction-technique-surveillance-entretien-ouvrages-art-7>

Évaluation structurale et réparation des VIPP



Les Viaducs à travées Indépendantes à Poutres Préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) ont fait l'objet, en 2010, du déploiement d'une méthode d'analyse des risques. Ce guide se veut le prolongement de cette méthode en s'intéressant aux ouvrages nécessitant une évaluation structurale ou une réparation.

Il précise les hypothèses de calcul issues du dossier d'ouvrage ou provenant d'investigations complémentaires et explicite les règles de calculs à appliquer pour réaliser une évaluation structurale de l'ouvrage. Il fournit des recommandations pour la réparation et le renforcement des ouvrages par différentes techniques.

Il s'adresse à tout maître d'ouvrage gestionnaire de VIPP et à ses services, afin d'appréhender la méthodologie proposée et de mettre en œuvre les investigations complémentaires éventuelles, ainsi qu'aux bureaux d'études qui seront chargés de conduire les évaluations structurales et de définir les projets de réparation.

Ce guide s'inscrit également dans le cadre des principes exposés dans le guide méthodologique du Cerema «Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art», qu'il complète et décline au cas des VIPP.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/evaluation-structurale-reparation-viaducs-travees>

Toutes les publications présentées sont disponibles au bureau des ventes du CEREMA ITM : <http://www.infra-transports-materiaux.cerema.fr/>

Bulletin Ouvrages d'Art du Cerema

<https://www.cerema.fr/fr/activites/infrastructures-transport>

Le Cerema, l'expertise publique pour le développement et la cohésion des territoires

Le Cerema est un établissement public qui apporte un appui scientifique et technique renforcé dans l'élaboration, la mise en œuvre et l'évaluation des politiques publiques de l'aménagement et du développement durables. Centre de ressources et d'expertise, il a pour vocation de produire et de diffuser des connaissances et savoirs scientifiques et techniques ainsi que des solutions innovantes au cœur des projets territoriaux pour améliorer le cadre de vie des citoyens. Alliant à la fois expertise et transversalité, il met à disposition des méthodologies, outils et retours d'expérience auprès de tous les acteurs des territoires : collectivités territoriales, services de l'État et partenaires scientifiques, associations et particuliers, bureaux d'études et entreprises."

Mise en page › Cerema ITM - DTOA

Crédits photos de la couverture › Cerema (Jean-Philippe Bisogno)

Crédits photos › Cerema, DiR Méditerranée, Profractal

ISBN : 978-2-37180-523-1

Pour toute correspondance › Redaction-BOA.DTOA.DTeciTM.cerema@cerema.fr

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

Aménagement et cohésion des territoires - Ville et stratégies urbaines - Transition énergétique et climat - Environnement et ressources naturelles - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Infrastructures de transport - Habitat et bâtiment