

Bulletin
Ouvrages d'Art

n°71



Succède aux éditions du

Sétra

Projet

Evaluation de l'impact de la nouvelle législation sismique sur la performance et le coût des ouvrages

page. 4

Denis DAVI, Bruno VION

Méthode

Calcul analytique de flexion des ponts à poutres de géométrie quelconque, calage des inerties de torsion transversale par comparaison à des calculs aux éléments finis

page. 26

Pierre PERRIN, Gaëli BONDONET

Abaques des sollicitations du modèle de fatigue FLM3 pour les dalles de pont bipoutre mixte a entretoises

page. 54

Jean-Paul DEVEAUD, Noëli ROBERT

Recherche

Caractérisation d'armatures en matériaux composites pour le renforcement de structures, et comportement mécanique de l'interface armature / béton

page. 70

Arnaud ROLLAND, Karim BENZARTI, Marc QUIERTANT,
Pierre ARGOUL, Sylvain CHATAIGNER

Le kiosque du CTOA

Les dernières publications Ouvrages d'Art

page. 94

Directeur de la publication »
Directeur délégué »
Comité éditorial »

Bernard LARROUTUROU
Georges TEMPEZ

Christophe AUBAGNAC (Cerema/DTerCE) - tél. : 03 85 86 67 02
Jean-François BARTHELLEMY (Cerema/DTeclTM) - tél. : 01 60 52 30 27
Gaël BONDONET (Cerema/DTeclTM) - tél. : 01 60 52 32 81
Jean-Christophe CARLES (Cerema/DTerMed) - tél. : 04 42 24 76 86
Christian CREMONA (ex - Cerema/DTeclTM)
Thierry KRETZ (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 81 29,
Laurent LABOURIE (Cerema/DTerNP) - tél. : 03 20 49 61 81
Jean Michel LACOMBE (Cerema/DTeclTM) - tél. : 01 60 52 32 67
Pierre PAILLUSSEAU (Cerema/DTerSO) - tél. : 05 56 70 67 03
Antony HERVY (Cerema/DTeclTM) - tél. : 01 60 52 30 31
Sylvain RIGOLE (Cerema/DTeclTM) – tél. : 01 60 52 33 12

Rédacteur en chef »
Rédaction »

Evaluation de l'impact de la nouvelle législation sismique sur la performance et le coût des ouvrages

sur la base du redimensionnement théorique selon l'EC8, d'un échantillon d'ouvrages réels dimensionnés aux PS92

Denis DAVI¹, Bruno VION¹

¹ Cerema/Direction territoriale Méditerranée, 30 Avenue Albert Einstein – CS 70499 – 13 593 AIX-EN-PROVENCE Cedex 3, denis.davi@cerema.fr

Résumé

Le présent article présente le recalcul et redimensionnement sismique théoriques en appliquant l'Eurocode 8-2 et la nouvelle législation sismique nationale, d'un échantillon de trois ouvrages réels existants de typologies différentes, préalablement dimensionnés selon les anciennes règles PS92. L'objectif est d'évaluer les conséquences de l'évolution de réglementation en termes de performance sismique, de dimensionnement et de coûts associés.

I. Contexte et objectifs de l'étude

L'évolution de la réglementation parasismique en France, caractérisée par le passage aux Eurocodes 8 et la publication du nouveau zonage sismique national, modifie sensiblement les pratiques dans les domaines du dimensionnement et de l'analyse du comportement sismique des structures de génie civil et notamment des ouvrages d'art. Cette avancée normative, qui permet de mettre à profit les dernières avancées scientifiques et technologiques en termes de connaissance et caractérisation de l'aléa sismique, de méthodes d'analyse structurelle ou de dispositifs de protection parasismique, pose également la question des conséquences de l'évolution de la réglementation parasismique du point de vue de la performance sismique des structures et des coûts associés.

L'objectif de l'étude résumée dans le présent article a consisté à analyser et évaluer les sources de divergence entre les niveaux de sécurité résultant de l'ancienne et de la nouvelle réglementation : impacts respectifs de l'évolution de l'aléa, des méthodes d'analyses ou des dispositions constructives forfaitaires... Pour cela, un redimensionnement théorique au séisme, sur la base des nouvelles règles EC8-2 et de la nouvelle législation sismique nationale, a été effectué sur un échantillon de trois ouvrages réels existants de typologies et conceptions différentes, dimensionnés initialement selon les règles PS92 :

- un portique en béton armé : le pont sur la Banquière à Saint-André la Roche (06),
- un pont dalle en béton précontraint sur appareils d'appui en élastomère fretté : l'ouvrage OA19 de la Liaison Est-Ouest (LEO) d'Avignon (84),

- un pont caisson en béton précontraint de grande longueur équipé de dispositifs parasismiques : le pont sur le Var à Saint-Isidore (06).

Les recalculs ont été effectués sur la base des hypothèses, modèles de calcul et éléments de dimensionnement issus des études de conception de l'époque (Projets d'Ouvrages d'Art) complétés et affinés le cas échéant au stade des études d'exécution. En réutilisant ces modèles et en y intégrant la mise à jour des hypothèses et méthodes de calcul sismiques telles que définies par la nouvelle législation et les nouvelles normes parasismiques en vigueur, l'analyse permet de fournir les nouveaux efforts nécessaires à la justification des sections de la structure et de ses fondations. La comparaison des sollicitations et efforts de dimensionnement ainsi que des critères de justification issus de la nouvelle et de l'ancienne réglementation, complétée par l'analyse des dispositions constructives parasismiques réglementaires forfaitaires à mettre en œuvre, permet de fournir une première évaluation sommaire de l'impact financier de cette évolution normative sur le coût de construction des ponts en zone sismique.

II. Le pont de St-André la Roche (06)

1. Caractéristiques géométriques et contexte sismique

Le pont sur la Banquière à Saint-André la Roche est un portique en béton armé à une seule travée de 21,54 m. L'ouvrage est droit. La traverse dont la largeur totale au centre de l'ouvrage est de 10,30 m, s'élargit au niveau des deux rives pour permettre le raccordement aux voies sur berges. Il porte une chaussée bi-directionnelle à deux voies de 3,75 m et deux trottoirs de 1,20 m. L'épaisseur de la traverse (hors couche de roulement et étanchéité) est de 0,73 m dans l'axe de l'ouvrage et diminue progressivement vers les bords. Des goussets de 0,90 x 0,30 m sont présents à l'encastrement de la traverse sur les piédroits.



Figure 1 : Vue générale du pont de St-André La Roche
(source : Cerema / DTerMed)

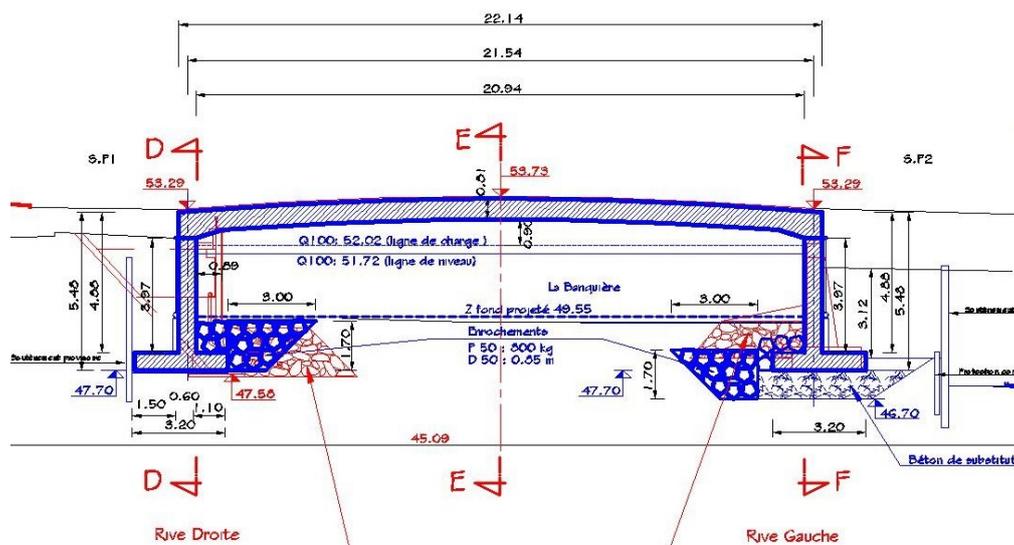


Figure 2 : Coupe longitudinale du pont de St-André La Roche
(source : POA, CETE Méd., mars 2007 [13])

Les piédroits de l'ouvrage ont une hauteur de 3,90 m (hors semelle et encastrement de la traverse), une épaisseur de 0,60 m et une largeur de 13,20 m en rive droite et de 19,40 m en rive gauche. Ils sont fondés à la cote 47,70 NGF sur des semelles superficielles dont les dimensions sont 0,60 m d'épaisseur, 3,20 m de largeur et respectivement 13,20 m et 19,00 m de longueur en rives droite et gauche.

Selon l'ancienne législation sismique (Décret n°91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique et Arrêté du 15 septembre 1995), l'ouvrage se situait en zone de sismicité II (sismicité moyenne) et était rangé en classe d'importance B, conduisant à une valeur d'accélération nominale a_N à prendre en compte pour le dimensionnement au séisme égale à $2,5 \text{ m/s}^2$. La nature et l'épaisseur des couches de sols ont par ailleurs conduit à retenir une classe de sol S1 au sens des anciennes règles AFPS92. Ce type d'ouvrage étant réputé peu sensible aux séismes et son encastrement dans le sol conduisant en outre à une faible déformabilité de la structure, le pont a été initialement conçu et dimensionné pour un comportement élastique ($q=1$).

Selon la nouvelle législation sismique (Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2012 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français [2] et Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal » [3]), l'ouvrage est situé en zone de sismicité 4, dite zone de sismicité moyenne. Sa catégorie d'importance est la catégorie II (les catégories d'importance I, II, III et IV ayant remplacé les anciennes classes A, B, C et B), ce qui correspond à un coefficient d'importance $\gamma_I = 1,0$. Au sens de la norme NF EN 1998-1 (Eurocode 8-1), la classe de sol est la classe B, ce qui correspond en Métropole à un coefficient de sol $S = 1,35$.

2. Principaux résultats de calculs

A. Accélération de calcul

Selon l'arrêté du 26 octobre 2011, l'accélération de référence a_{gr} pour la zone de sismicité 4 est de $1,6 \text{ m/s}^2$. Le coefficient d'importance γ_1 étant égal à 1,0, l'accélération de calcul, donnée par la relation $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr}$ est donc de $1,6 \text{ m/s}^2$.

Par rapport à l'ancienne réglementation PS92, la nouvelle législation sismique se traduit donc sur cet ouvrage par une diminution sensible (de l'ordre de -36%) de l'accélération sismique de calcul.

B. Choix de conception, méthode d'analyse et coefficients sismiques

L'ouvrage est de type portique, enterré à plus de 80%. Le coefficient de comportement q est donc pris égal à 1, conformément aux prescriptions du §4.1.6 de l'Eurocode 8-2. Le comportement de l'ouvrage est ainsi considéré comme strictement élastique.

L'ouvrage étant supposé indéformable, les forces d'inertie sont évaluées sans amplification spectrale et une approche en force (basée sur le calcul des coefficients sismiques conformément aux recommandations du §6.2.1 du guide « Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8 [8] ») est donc employée pour son dimensionnement. Ces coefficients sismiques intègrent désormais le coefficient de sol S , ce qui constitue une démarche légitime mais qui est plus pénalisante que dans les anciennes règles AFPS92. A ce stade de l'analyse, l'action sismique de calcul reste néanmoins plus favorable (environ -14%) selon la nouvelle réglementation.

C. Sollicitations sismiques de calcul

Les effets des efforts sismiques inertiels selon chacune des trois directions longitudinale, transversale et verticale ainsi que ceux résultant de la poussée dynamique des terres, évaluée selon la méthode de Mononobe-Okabe [8], ont été obtenus directement à partir d'un modèle ST1 spatial (figure 3).

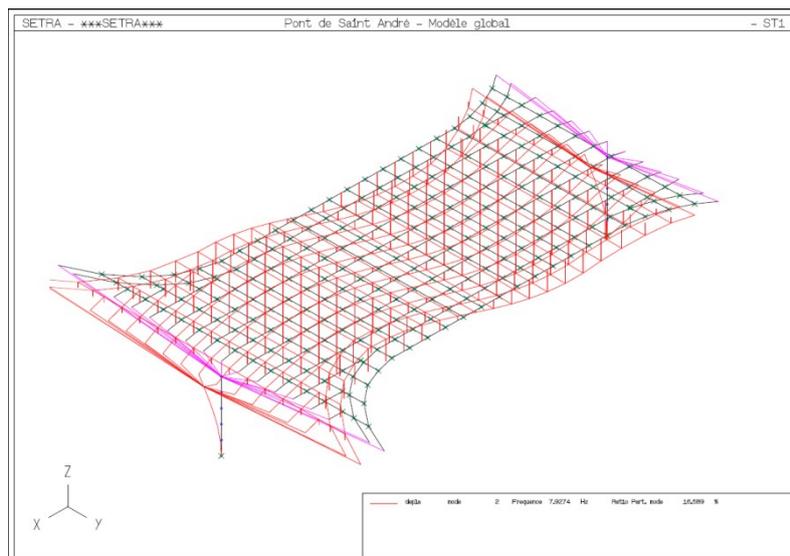


Figure 3 : Modélisation spatiale de l'ouvrage à l'aide du logiciel ST1 (source : Cerema / DTerMed)

A noter que selon la norme EC8-5, l'incrément dynamique de poussée des terres est désormais appliqué à mi-hauteur (au lieu des 2/3 de la hauteur selon les précédentes règles AFPS92) ce qui apparaît plus favorable. Il intègre cependant désormais le coefficient de sol S (majoration de 35% modélisant l'effet de site géologique). Finalement, l'application de la nouvelle réglementation se traduit ici par une légère diminution (-2,6%) de la poussée totale des terres à l'arrière des piédroits.

Les effets du séisme selon les trois directions principales sont alors combinés entre eux puis cumulés aux autres actions permanentes (prises avec leurs valeurs caractéristiques), conduisant ici à des sollicitations internes dans la structure (piédroits et traverse) inférieures de 5 à 7% à celles issues de l'application des anciennes règles PS92.

D. Eléments de dimensionnement

Au stade de la conception initiale, la combinaison ELS rare du Fascicule 61 titre 2 était apparue dimensionnante. C'est encore le cas dans le cadre du recalcul (combinaison ELS caractéristique de l'Eurocode 1). Par conséquent, les niveaux de ferrailage strictement nécessaires issus du calcul sont donc finalement équivalents selon l'un ou l'autre des règlements.

En revanche, et contrairement aux précédentes règles parasismiques qui imposaient systématiquement des dispositions constructives parasismiques forfaitaires très contraignantes en terme de ferrailage dans la structure, l'Eurocode 8-2 dispenserait ici d'appliquer de telles dispositions. En effet, la structure étant sensée rester dans le domaine élastique ($q = 1$) et les sollicitations « de service » couvrant les sollicitations sismiques avec une marge supérieure à 30%, il n'y a pas de section critique, au sens du §6.5.1(2)P de l'Eurocode 8-2, où des dispositions constructives forfaitaires devraient être appliquées.

Concernant la justification des fondations, il est à relever que les semelles superficielles ne sont plus justifiées au glissement selon les nouveaux critères de vérification, sensiblement plus sévère que les anciens. Cela conduirait, dans le cadre d'un dimensionnement à l'EC8, à prévoir une adaptation constructive : réalisation d'une bêche, traitement de la surface de contact visant à justifier un coefficient de frottement plus grand, ou scellement par armatures passives des semelles dans le sol de fondation par exemples.

E. Evaluation de l'impact financier de l'évolution législative sur l'ouvrage

En l'absence de sections critiques où des dispositions constructives parasismiques forfaitaires devraient être appliquées au sens de l'Eurocode 8-2, la seule vérification des sollicitations (sismiques et non-sismiques) conduirait à un ratio volumique d'armatures moyen de l'ordre de 120 kg/m^3 dans l'ensemble de la structure. Comparativement, les dispositions constructives parasismiques réglementaires imposées par les règles PS92 avaient conduit à adopter un ratio moyen de 200 kg/m^3 dans les piédroits et les semelles et de 120 kg/m^3 dans la traverse. Un dimensionnement selon l'EC8 conduirait donc à une économie de l'ordre de 25% sur les quantités d'aciers (évaluées à 80 k€ environ au stade projet).

Cette économie serait néanmoins partiellement compensée par la nécessité de réaliser une bêche ou des adaptations particulières (traitement de surface, scellement d'armatures...) pour justifier les semelles superficielles au glissement, évaluées grossièrement à une majoration de 5% du coût des semelles (évalué à 65 k€ au stade projet pour la partie Génie

Civil). A l'échelle du coût global de l'ouvrage (évalué à environ 600 k€ HT au stade du POA), ces évolutions sont néanmoins relativement marginales : - 3,3% pour le gain sur les aciers et +0,5% pour l'adaptation des semelles de fondations.

3. Synthèse des principaux enseignements

Sur ce premier cas d'étude, sur la base d'une accélération sismique de calcul réduite de 36%, l'application de l'Eurocode 8-2 et de la nouvelle législation sismique nationale conduit à des efforts sismiques appliqués réduits de 14 à 28%. Au niveau des sollicitations internes globales (intégrant les effets inertiel du poids propre de la structure et de la poussée statique des terres), cela se traduit finalement par une évolution relativement mineure (de l'ordre de - 5 à -7% selon les sections).

L'ouvrage étant surdimensionné de plus de 30% vis-à-vis de l'action sismique de calcul (combinaison ELS caractéristique largement dimensionnante), l'évolution en termes de coût est par conséquent essentiellement induite par la dispense des dispositions constructives selon l'Eurocode 8 ; ce qui représente une réduction de 25% des quantités d'armatures passives, soit une économie d'environ 2,8% sur le montant global évalué de la construction de l'ouvrage.

A noter enfin que du point de vue de la conception de l'ouvrage, l'application de la nouvelle réglementation conduirait à prévoir une bêche ou des adaptations particulières (traitement de surface, scellement d'armatures...) au niveau des semelles du fait notamment de la non prise en compte dans l'EC8-5, pour la vérification des semelles superficielles, de la cohésion du sol.

III. L'OA19 de la LEO en Avignon (84)

1. Caractéristiques géométriques et contexte sismique

L'OA19 est un pont dalle en béton précontraint, sur la Liaison Est Ouest (LEO), à proximité de la gare TGV d'Avignon. L'ouvrage est constitué de deux demi-tabliers dissymétriques, mono-travées de 20,80 m de portée et légèrement biais (93,7 grades). Les culées, composées chacune de deux parties sur lesquelles s'appuient les deux demi-tabliers, sont fondées superficiellement. Les piédroits de ces culées ont pour hauteur maximale 9,50m, et pour largeur respectivement 11,90m et 12,50m. Leur épaisseur en zone courante est de 0,70 m. Chacun de ces quatre piédroits est raidi au moyen de quatre « contreforts » disposés selon la direction longitudinale de l'ouvrage et présentant une surlargeur de 1,15 m et une épaisseur de 0,50 m permettant d'augmenter leur résistance selon cette direction (figure 4), notamment vis-à-vis de la poussée des terres.

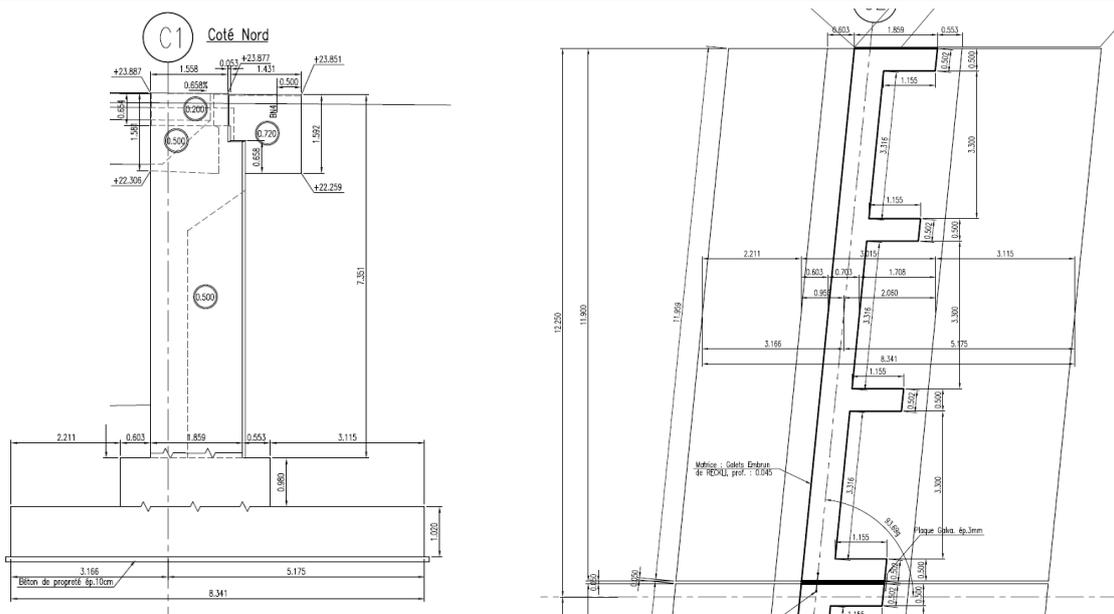


Figure 4 : Elévation latérale et vue en plan d'une demi-culée de l'OA19 (source : SIAM Ingénierie [14])

Chaque tablier repose sur quatre appareils d'appui (deux par culée) en élastomère fretté de dimensions 0,400 x 0,500 x 4 x 0,012 m. La conception parasismique de l'ouvrage diffère ainsi entre la direction longitudinale et transversale :

- Selon la direction longitudinale, elle repose sur une isolation sismique par le biais des appareils d'appui en élastomère fretté.
- Selon la direction transversale, le tablier est bloqué transversalement par des butées parasismiques de blocage et le comportement sismique est donc essentiellement imposé par la raideur latérale des voiles des culées.



Figure 5 : Vue des butées parasismiques transversales de l'OA19 (source : Cerema / DTerMed)

Selon le décret n°91-461 du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique, l'ouvrage se situait en zone de sismicité la (sismicité faible). Il était rangé en classe d'importance C au sens de l'ancien arrêté du 15 septembre 1995, et la classe de sol représentative des conditions géologiques du site était S2. Selon le nouveau zonage sismique national [2], la commune d'Avignon est désormais située en zone de sismicité 3 (modérée), ce qui

correspond à une augmentation d'un niveau par rapport à l'ancienne réglementation. La catégorie d'importance est III au sens de l'arrêté « ponts » du 26 octobre 2011, conduisant à un coefficient d'importance $\gamma_1 = 1,2$. Compte tenu de la nature et de l'épaisseur des couches de sols, la classe de sol est B, ce qui correspond en Métropole à un coefficient de sol $S = 1,35$ [3].

2. Principaux résultats de calculs

A. Accélération de calcul

Selon l'arrêté du 26 octobre 2011, l'accélération de référence a_{gr} pour la zone de sismicité 3 est de $1,1 \text{ m/s}^2$. Le coefficient d'importance γ_1 est égal à $1,2$. L'accélération de calcul donnée par la relation $a_g = \gamma_1 \cdot a_{gr}$ est donc de $1,32 \text{ m/s}^2$. L'accélération verticale de calcul est $a_{vg} = 0,9 a_g = 1,19 \text{ m/s}^2$.

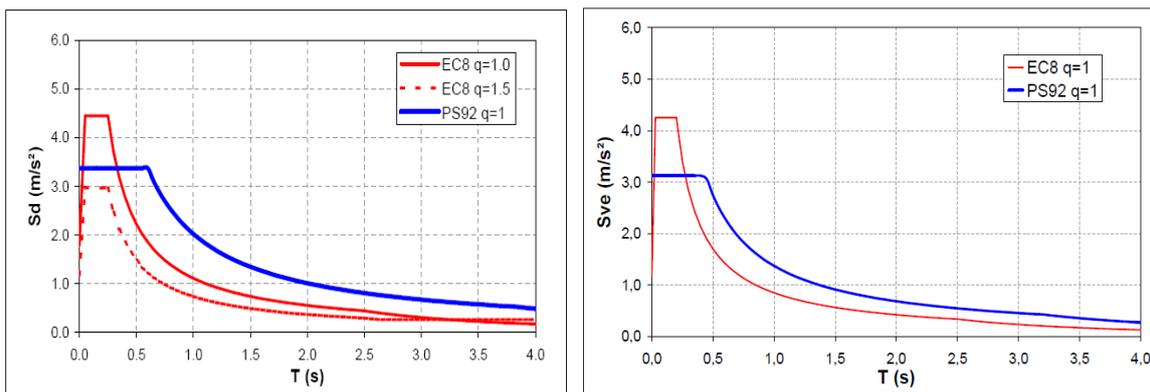
Selon l'ancienne réglementation, la zone de sismicité (zone Ia) et la classe de l'ouvrage (classe C) conduisaient à retenir une accélération nominale $a_N = 1,5 \text{ m/s}^2$ selon la direction horizontale et $a_{N,v} = 0,7 a_N = 1,05 \text{ m/s}^2$ selon la direction verticale. Par rapport à l'ancienne réglementation PS92, la nouvelle législation sismique se traduit donc sur cet ouvrage, et malgré le fait que la ville d'Avignon ait été remontée d'un niveau dans le nouveau zonage sismique national, par une diminution de l'ordre de -12% de l'accélération sismique de calcul selon la direction horizontale et par une augmentation de l'ordre de $+13\%$ selon la direction verticale.

B. Méthode d'analyse, coefficients de comportement et spectres de calcul

L'ouvrage étant de géométrie très simple et régulière, les sollicitations sismiques peuvent être calculées « à la main » à partir d'une analyse spectrale monomodale, dite « méthode du tablier rigide » [5] [8]. Le type de comportement (et le coefficients de comportement associé) est en revanche à distinguer selon la direction de séisme considérée : comportement élastique ($q=1$) selon les directions longitudinale (isolation sismique par les appareils d'appui en élastomère fretté) et verticale ; comportement à ductilité limitée ($q=1,5$) selon la direction transversale (légère plastification possible des voiles de culées).

Les mêmes méthodes de calcul avaient été appliquées dans le cadre du dimensionnement de l'ouvrage selon les règles AFPS92. En revanche, la notion de comportement à ductilité limitée n'existant pas dans ce précédent règlement de calcul, le dimensionnement de l'ouvrage avait été basé sur un comportement parfaitement élastique ($q = 1$) dans toutes les directions.

Les figures 6a et 6b présentent une comparaison des spectres de calculs utilisés selon les règles AFPS92 et Eurocode 8 respectivement pour chacune des directions horizontale et verticale.



a) spectres horizontaux

b) spectres verticaux

Figure 6 : Comparaison des spectres sismiques PS92 et EC8 utilisés pour le recalcul de l'OA19 (source : Cerema / DTerMed)

C. Sollicitations sismiques de calcul

Selon la norme Eurocode 8-2, deux analyses doivent être effectuées selon deux ensembles de propriétés relatives à la rigidité des appareils d'appui :

- UBDP : propriétés de calcul limites supérieures du module de cisaillement de l'élastomère (conduisant en général aux efforts les plus importants) ; ici $G_{b,max} = 1,15$ MPa ;
- LBDP : propriétés de calculs limites inférieures du module de cisaillement de l'élastomère (conduisant en général aux déplacements les plus importants) ; ici $G_{b,min} = 1,00$ MPa.

A partir d'une masse de tablier évaluée à 617 tonnes et une période propre fondamentale de vibration de l'ordre de 1,15 secondes, ces caractéristiques conduisent à un effort et un déplacement sismiques maximaux selon la direction longitudinale évalués respectivement à 611 kN et 34 mm.

Comparativement, les calculs basés sur les anciennes règles AFPS92 avaient conduit, sur la base d'un module de cisaillement de l'élastomère de 1,2 MPa, à un effort et un déplacement sismiques maximaux selon la direction longitudinale évalués respectivement à 1130 kN et 56 mm (soit respectivement -46% et -40% pour la nouvelle législation).

En ce qui concerne la poussée des terres à l'arrière des piliers, évaluée selon la méthode de Mononobe-Okabe, l'application de l'Eurocode 8 se traduit par une augmentation de 27% sur la valeur de la poussée dynamique globale par rapport aux PS92, dont +98% sur le seul incrément dynamique (résultat de l'effet cumulé de la prise en compte dans l'Eurocode 8 du coefficient de sol S et du coefficient de sécurité de 1,25 sur les angles de frottement). Toutefois cet effort étant appliqué plus bas, la variation du moment de poussée dynamique globale résultant en pied de piliers est de +4% (+50% pour la variation de moment dû à l'incrément dynamique). Cet effort est désormais en outre à cumuler directement aux efforts inertiels provenant du tablier et de la masse de la culée [6] [8], contrairement aux anciennes règles AFPS92 qui préconisaient une combinaison quadratique, plus favorable et a priori plus réaliste. Les sollicitations résultantes sismiques totales sur les appuis selon la direction longitudinale s'en trouvent globalement majorées de 20 à 25%.

Selon les directions transversale et verticale, l'application de l'Eurocode 8-2 et de la nouvelle législation sismique induirait, par rapport aux anciennes règles PS92, une variation de -12% sur les sollicitations sismiques transversales et +40% sur les sollicitations sismiques verticales (réactions d'appui et flexion de la dalle).

D. Eléments de dimensionnement

Du point de vue du ferrailage des appuis, l'application de la nouvelle législation sismique conduirait, dans le cas de cet ouvrage à un ratio d'armatures passives relativement équivalent (du fait notamment de dispositions constructives forfaitaires sensiblement moins contraignantes), évalué à environ 120 kg/m³. La prise en compte de l'augmentation des sollicitations sismiques verticales induites dans le tablier par les spectres EC8 pourraient néanmoins amener à augmenter les quantités d'armatures passives dans ce dernier ou à devoir réviser le tracé des câbles de précontrainte vis-à-vis de l'accélération ascendante à vide.

Comme dans le cas de l'exemple précédent, les fondations superficielles ne seraient plus justifiées, ni vis-à-vis du critère de poinçonnement ni vis-à-vis de celui du glissement, ce qui conduirait dans le cadre d'un dimensionnement à l'EC8, à prévoir une adaptation constructive de type bêche ou scellement par armatures passives dans le sol de fondation, ou à envisager des fondations profondes.

Enfin, le dimensionnement imposé par l'EC8-2 du souffre des joints de chaussée fusibles pour le séisme « de service » (correspondant à 40% de l'accélération du séisme de calcul « ultime »), ainsi que l'application du principe de butées de sécurité intervenant uniquement en fin de course des appareils d'appui, se traduiraient ici par :

- une augmentation du souffre des joints de chaussée de +24% et une augmentation du jeu avant butée sur le garde-grève de +63% ;
- une augmentation de la résistance nominale des butées de blocage transversal de 18%.

L'impact financier de ces évolutions n'a ici pas pu être évalué, les données relatives au coût du projet n'ayant pas été retrouvées.

3. Synthèse des principaux enseignements

Sur ce deuxième cas d'étude, l'application des nouvelles règles parasismiques EC8-2 conduit à une augmentation des efforts sismiques de dimensionnement des appuis, selon la direction longitudinale, de l'ordre de 20 à 25% par rapport aux précédentes règles PS92. Provenant essentiellement d'une majoration de l'incrément dynamique de poussée des terres (+98%), désormais cumulé en outre directement avec les efforts inertiels provenant du tablier, cette augmentation (même si le point d'application de l'effort correspondant est désormais plus bas) conduirait à une remise en cause du principe des fondations de l'ouvrage pour lesquelles des semelles superficielles ne seraient plus adaptées (non justifiées au glissement et poinçonnement du sol).

Pour le reste des éléments d'appuis (piédroits et appareils d'appui en élastomère fretté), l'évolution de la réglementation parasismique et des codes de calcul associés semblent sans effet notable, à l'exception des butées de blocage transversal dont la résistance nominale se trouve augmentée de 18%.

A noter qu'en ce qui concerne le tablier, la prise en compte de l'augmentation des sollicitations sismiques verticales induites par les spectres EC8 (+40%) pourraient amener à augmenter les quantités d'armatures passives ou à devoir réviser le tracé des câbles de précontrainte vis-à-vis de l'accélération ascendante.

Il est rappelé que l'interprétation de ces résultats est à considérer au regard du contexte particulier de cet ouvrage, dont le site d'implantation correspond à une zone de sismicité dont le niveau a été rehaussé d'un cran dans le cadre du nouveau zonage sismique national.

IV. Le pont sur le Var à St-Isidore (06)

1. Description géométrique, contexte et conception parasismique d'origine

A. Description de l'ouvrage

Le Pont sur le Var, construit en 2002, porte la route RD6202bis entre Nice St-Isidore et St-Martin-du-Var, construite à l'époque pour délester la nationale RN 202 (aujourd'hui RD6202), axe routier principal de desserte de la vallée du Var, d'une partie de son trafic, notamment dédié au transit et aux échanges inter-cités. L'ouvrage, dénommé OA1, se situe au niveau de Saint-Isidore et franchit le fleuve Var ainsi que l'autoroute A8. Il s'agit d'un pont en béton précontraint, d'une longueur de 438 m répartie en 6 travées de 72 à 75 m (figure 8).



Figure 7 : Vue générale du pont sur le Var à St-Isidore
(source : DDE 06)

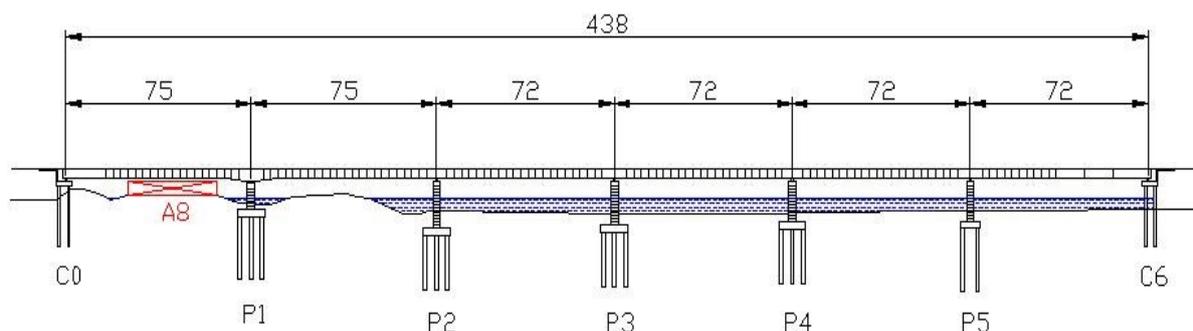


Figure 8 : Coupe longitudinale de l'ouvrage
(source : CEREMA)

Le tablier, dont la masse totale est de 17.000 tonnes, est constitué d'un caisson en béton précontraint d'une largeur de 14,10 m et d'une hauteur de 3,65 m. Il a été construit, selon la méthode des encorbellements successifs, par éléments de 3 m de longueur coulés en place. Il repose par l'intermédiaire d'appareils d'appui à pot glissants sur des piles de hauteurs comprises entre 9 et 16 m, de section circulaire pleine de 3 m de diamètre et fondées sur des pieux de diamètre 1,40 m et de longueur 20 m environ pour lesquels c'est la situation quasi-permanente (ELS QP) qui s'est avérée dimensionnante du point de vue de la géométrie (diamètre et longueur des pieux pour la reprise des descentes de charges) tandis que le séisme a imposé le ferrailage (résistance en flexion).

La RD6202bis portée par l'ouvrage, qui assure les flux d'échanges dans la basse vallée du Var et de transit vers l'arrière-pays, constitue un élément de desserte essentiel tant d'un point de vue géographique (au centre de l'agglomération azurée) que d'un point de vue économique (présence des trois grands pôles industriels et tertiaires de Nice, Carros et Saint-Laurent-du-Var). Elle a en outre vocation, en cas de crise sismique, à jouer un rôle prépondérant tant dans l'acheminement des secours que dans la reprise rapide de l'activité socio-économique. En raison de ces différents critères d'importance et aussi parce qu'il franchit l'autoroute A8, l'OA1 a été rangé, au moment de sa conception selon les anciennes règles parasismiques nationales PS92, en classe D vis-à-vis du risque sismique. Cette classe D était à l'époque la plus contraignante pour les infrastructures puisqu'elle supposait que celles-ci puissent être immédiatement utilisées après un séisme de référence. Elle correspond désormais à la catégorie d'importance IV au sens de la nouvelle législation sismique nationale.

Signalons par ailleurs que la région niçoise était classée en zone sismique II, zone la plus élevée au regard de la sismicité en France métropolitaine au sens du Décret du 14 mai 1991 relatif à la prévention du risque sismique (zone 4 dite de sismicité moyenne au sens de la nouvelle législation). Ces paramètres ont conduit, pour le dimensionnement de cet ouvrage, à réaliser des études sismiques poussées prenant en compte un niveau de séisme correspondant à une accélération nominale ou de calcul la plus élevée pour la France métropolitaine.

B. Conception et dimensionnement parasismiques d'origine selon les PS92

Au sens des anciennes règles PS92, pour un ouvrage de classe D situé en zone de sismicité II, les accélérations nominales selon les directions horizontales et verticale étaient respectivement $a_N = 3,5 \text{ m/s}^2$ et $a_{N,v} = 0,7 \cdot a_N = 2,45 \text{ m/s}^2$. Les conditions de sol rencontrées au droit de l'ouvrage correspondaient à un site de type S1.

Plusieurs itérations furent nécessaires pour aboutir à la conception parasismique définitive de l'ouvrage [13]. Cette conception peut être qualifiée de « mixte » dans le sens où elle associe à la fois la ductilité de certains éléments structuraux (coefficient de comportement $q > 1$) et l'emploi dans la direction longitudinale de dispositifs amortisseurs qui apportent une sécurité supplémentaire.

Ainsi selon la direction transversale, le principe de conception parasismique retenu repose sur l'utilisation de butées de blocage transversal sur chacun des appuis et sur la formation éventuelle de rotules plastiques au pied de chacune des piles intermédiaires, tandis que selon la direction longitudinale seule la pile centrale P3 équipée d'une butée longitudinale serait susceptible de plastifier en pied. Des amortisseurs longitudinaux ont été disposés au droit des piles P2 et P4 afin de mieux répartir les efforts sismiques selon cette direction et limiter les déplacements sous séisme, permettant ainsi notamment l'utilisation de joints de chaussée usuels (figure 9).

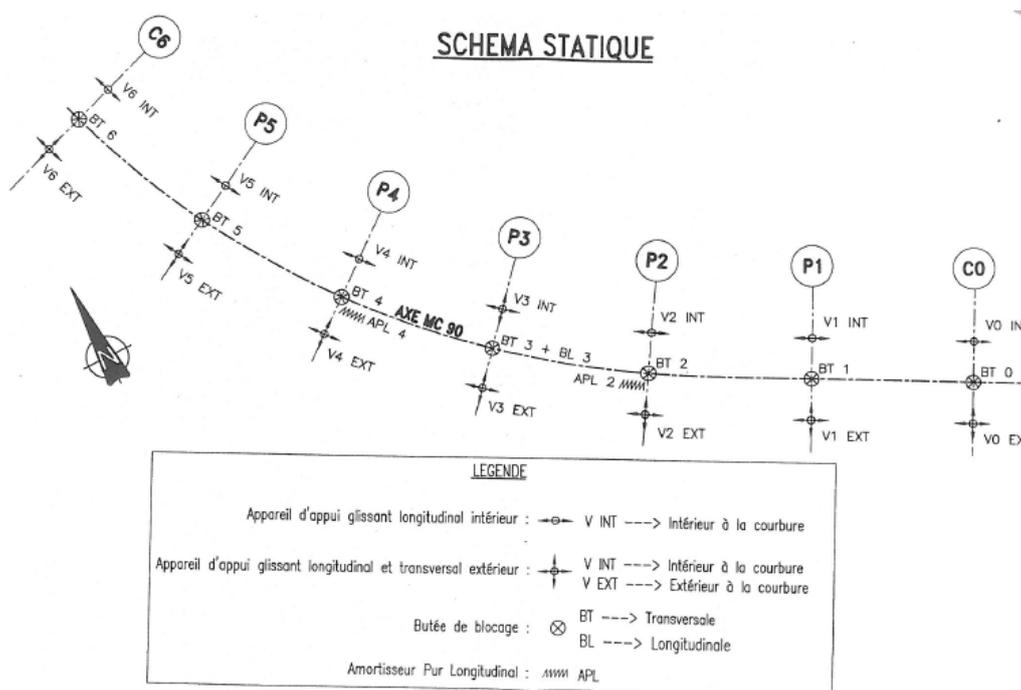


Figure 9 : Schéma statique général et conditions d'appuis de l'ouvrage (source : SECOA [14])

Les dispositifs amortisseurs disposés en têtes de piles P2 et P4 ont été choisis dans les gammes de produits disponibles sur le marché (ASR-900 de la société Jarret/Etic@ - figure 10a). Il s'agit d'amortisseurs purs (dépendant uniquement de la vitesse de déplacement) dont le comportement se traduit par une équation de type $F=C \cdot V^{\alpha}$ (ici : $F \text{ (kN)} = 1118 \cdot V^{0,15}$). Les efforts obtenus au niveau des butées parasismiques (de l'ordre de 700 tonnes) ont notamment conduit à utiliser pour ces butées des profilés métalliques (figures 10b et 10c).

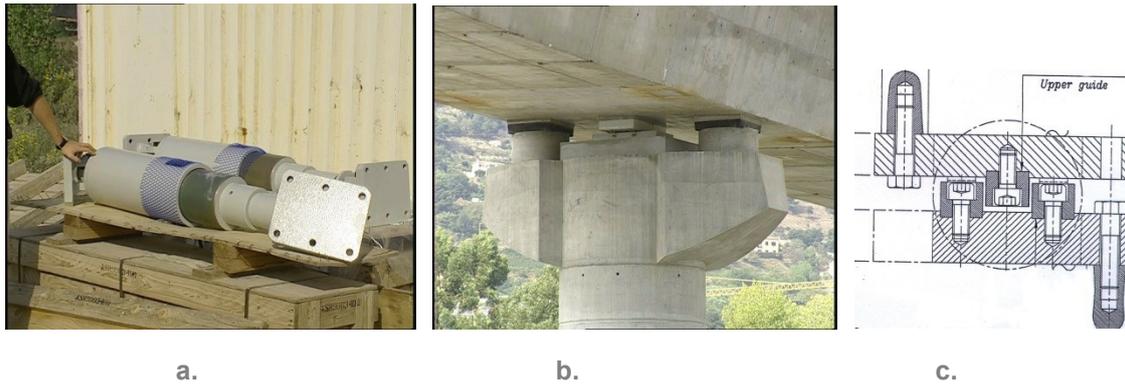


Figure 10 : Schéma statique général et conditions d'appuis de l'ouvrage
(source : SECOA [14])

Deux des quatre amortisseurs ASR900 disposés sur les piles P2 et P4 pour la reprise du séisme longitudinal

Butée parasismique transversale à profilé métallique disposée en tête de pile
Schéma fonctionnel de la butée parasismique

L'application du principe de ductilité, qui permet d'abaisser les efforts issus de l'analyse élastique en les divisant par un coefficient de comportement q dont la valeur est de l'ordre de 3 pour des fûts de pile en béton armé, se traduit en contrepartie par l'application de dispositions constructives particulières et relativement contraignantes, qui permettent de conférer à la structure une ductilité suffisante, c'est-à-dire qu'elle est capable de supporter, sans perte de résistance, un niveau de déformation plastique important (endommagement maîtrisé). Parmi ces dispositions constructives, telles que décrites par les anciennes règles AFPS92, on pouvait notamment citer l'augmentation des longueurs d'ancrage et de recouvrement des aciers passifs ainsi qu'une densité très importante du ferrailage transversal, particulièrement dans les zones potentielles de rotules plastiques mais pas uniquement, et dont la triple fonction était de confiner le béton, réduire le risque de flambement des armatures longitudinales et augmenter la résistance à l'effort tranchant.

En pratique sur cet ouvrage, l'application des dispositions constructives réglementaires, cumulée aux sollicitations de calcul et à l'application du principe de dimensionnement en capacité visant à surdimensionner certaines zones de la structure par rapport à d'autres où se concentre la dissipation d'énergie (rotules plastiques, amortisseurs...), ont conduit à des ratios d'armatures passives particulièrement élevés dans les appuis (jusqu'à 337 kg/m^3 en moyenne dans les fûts de piles et 200 kg/m^3 dans les semelles – figure 11).

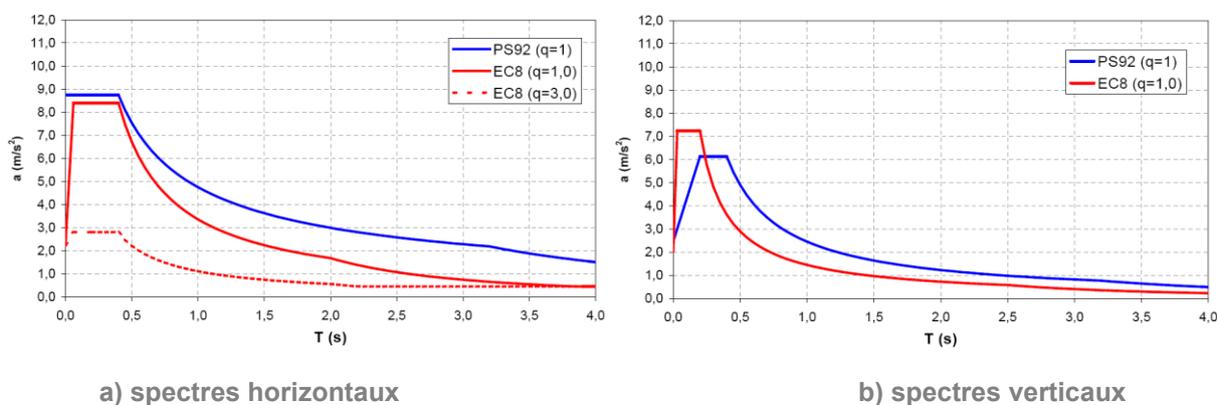


Figure 11 : Densité de ferrailage très importante en pied de fût de pile
(source : Cerema / DTerMed)

2. Redimensionnement théorique selon l'Eurocode 8

A. Caractérisation de l'action sismique

Au sens de la nouvelle législation sismique nationale [3], pour un ouvrage de catégorie IV situé en zone de sismicité 4, les accélérations de calcul selon les directions horizontales et verticale sont respectivement $a_g = \gamma_I \cdot a_{gr} = 1,4 \times 1,6 \text{ m/s}^2 = 2,24 \text{ m/s}^2$ (soit -36% par rapport à l'accélération nominale PS92) et $a_{vg} = 0,9 \cdot a_g = 2,02 \text{ m/s}^2$ (soit -18% par rapport à l'accélération nominale verticale PS92). Pour un sol de classe C correspondant aux conditions de sol rencontrées, et pour un amortissement relatif équivalent respectivement de 5% selon les directions horizontales (piles en béton armé) et de 2% selon la direction verticale (tablier en béton précontraint), les spectres représentant l'action sismique de calcul selon l'Eurocode 8 et les anciennes règles PS92 sont représentés par les figures 12a et 12b, respectivement pour les directions horizontale et verticale.



a) spectres horizontaux

b) spectres verticaux

Figure 12 : Comparaison des spectres sismiques PS92 et EC8 utilisés pour le recalcul du pont sur le Var (source : Cerema / DTerMed)

On observe sur ces spectres que :

- sous séisme horizontal, pour les principales fréquences propres de vibration de la structure (comprises entre 0,9 s et 2,8 s), l'Eurocode 8 conduit à une diminution de la réponse spectrale de l'ordre de -27% à -63% par rapport aux PS92 ;
- sous séisme vertical, pour les principales fréquences propres de vibration de la structure (comprises entre 0,7 s et 0,9 s), l'Eurocode 8 conduit à une diminution de la réponse spectrale de l'ordre de -41% par rapport aux PS92 ; en revanche, pour les fréquences plus « raides » se situant sur le plateau du spectre vertical, le redimensionnement Eurocode 8 se traduit par une augmentation de la réponse spectrale de l'ordre de +18%.

La prise en compte du comportement des dispositifs amortisseurs sous séisme longitudinal a nécessité de procéder à une analyse dynamique temporelle non-linéaire. Pour cette analyse, quatre accélérogrammes naturels provenant de séismes européens compatibles avec le niveau de sismicité du site ont été utilisés [15] (tableau 1 et figure 13). Les données sismologiques relatives à ces 4 accélérogrammes sont récapitulées ci-dessous :

Séisme (pays, date)	Magnitude	Profondeur	Distance épicentre / enregistrement	Direction
Friuli (Italie, 11/09/1976)	5,6	12 km	15 km	E-W
Friuli (Italie, 15/09/1976)	6,1	8 km	14 km	E-W
Kozani (Grèce, 19/05/1995)	5,3	7 km	16 km	N-S
				E-W

Tableau 1 : Données sismologiques relatives aux quatre accélérogramme utilisés pour l'analyse dynamique temporelle (source : Cerema / DterMed / LR de Nice [15])

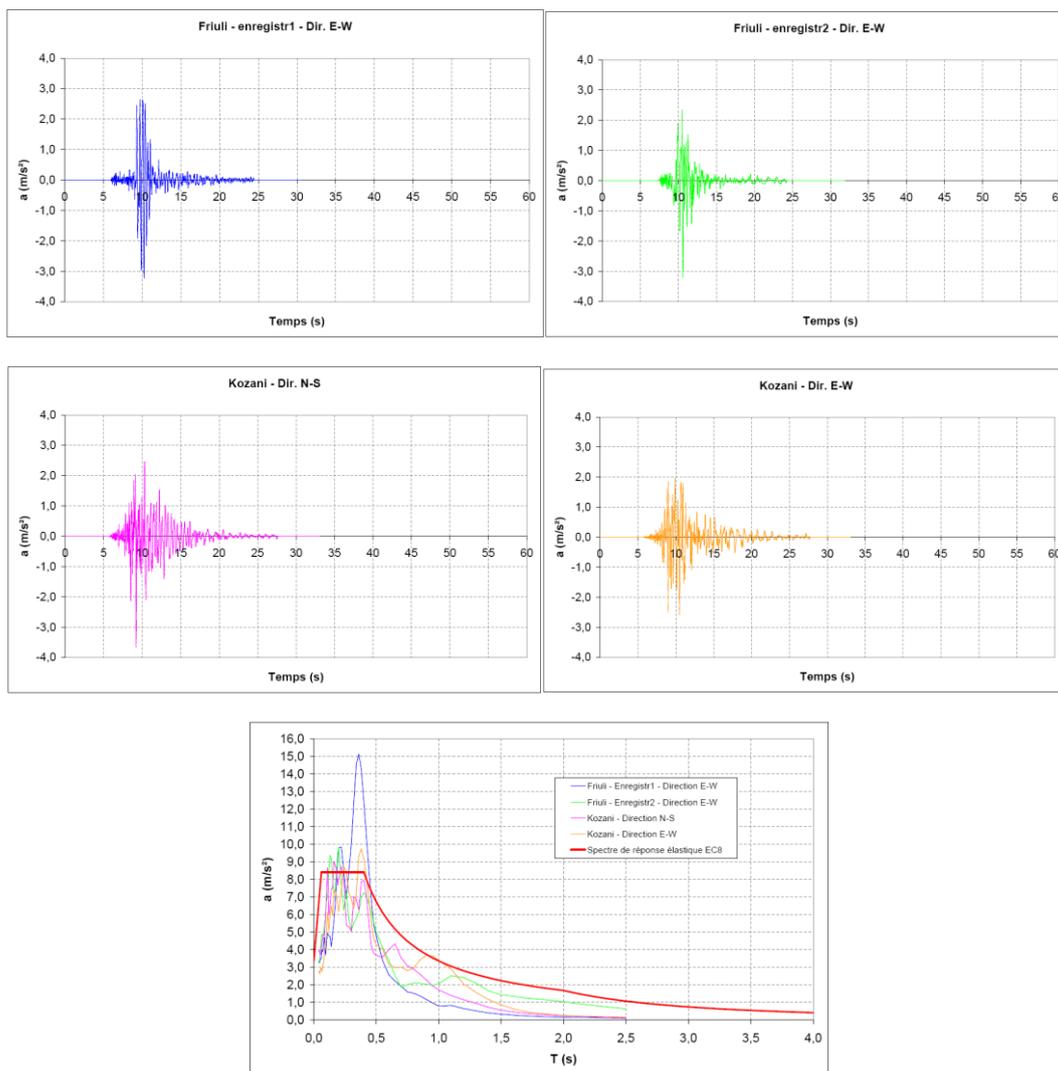


Figure 13 : Signaux sismiques utilisés pour l'analyse dynamique de l'ouvrage (après pondération par $\gamma_1=1,4$) et comparaison avec le spectre de calcul réglementaire (source : Cerema / DterMed)

B. Résultats du redimensionnement théorique

Le recalcul est mené en conservant un principe de blocage longitudinal en tête de la pile P3 et un blocage transversal sur chacun des appuis. Conformément aux prescriptions de l'Eurocode 8, l'analyse dynamique est réalisée à partir des inerties fissurées (évaluées ici à environ 16% des inerties brutes de coffrage après quelques itérations de calculs) des piles participant majoritairement à la reprise des efforts sismiques.

Les résultats de ce recalcul montrent que selon la direction transversale, l'assouplissement du modèle résultant de la prise en compte de la fissuration des éléments sous chargements sismiques conduit par rapport au calcul initial aux PS92 à :

- une répartition différente des sollicitations sismiques entre les appuis,
- une diminution du ferrailage longitudinal nécessaire des fûts de piles,
- une tendance globale d'augmentation des déplacements (de 10 à 50%) et de diminution des efforts (de 5 à 60%).

En outre, pour le niveau de déplacement imposé par le séisme de calcul et en tenant compte de l'assouplissement amené par la fissuration des piles, le comportement de l'ouvrage resterait dans le domaine de la ductilité limitée, ce qui sous-entend un niveau d'endommagement pressenti sensiblement inférieur en cas de survenue d'un séisme de niveau réglementaire.

Selon la direction longitudinale, les efforts de dimensionnement obtenus sont supérieurs (jusqu'à 50% pour la pile P4) par rapport aux résultats du calcul selon les anciennes règles PS92, mais restent couverts par les efforts sollicitant obtenus dans la direction transversale. Par conséquent, le comportement de l'ouvrage reste également dans le domaine de la ductilité limitée. En outre, les amortisseurs en têtes des piles P2 et P4 n'apparaissent plus nécessaires et sont remplacés par des bloqueurs dynamiques (sans pouvoir dissipatif et fonctionnant comme des connexions parfaites –ou butées- sous sollicitations dynamiques rapides) uniquement destinés à mieux répartir les efforts sismiques longitudinaux sur les différents appuis.

En terme de dimensionnement des appuis, on constate donc globalement une baisse des résistances de calcul nécessaires par rapport au précédent dimensionnement selon les anciennes règles PS92 (-4% à -60%, moyenne : -20%). Les souffles nécessaires des joints de chaussée sont quant-à eux majorés de 33%.

Selon la direction verticale, le fait que la réponse spectrale soit plus favorable pour les principales fréquences propres de vibration de la structure (comprises entre 0,7 s et 0,9 s) conduit à ne pas revoir le dimensionnement du tablier, dicté par la prise en compte des charges de service.

C. Eléments de chiffrage

Plusieurs éléments sont à considérer du point de vue l'influence de l'évolution de la réglementation sismique nationale sur chiffrage général du projet :

- le coffrage général de la structure, imposé par des considérations architecturales et les descentes de charges en service, ne se trouve pas modifié. C'est notamment le cas du système de fondation (nombre de pieux sous chaque appui);

- le remplacement des dispositifs parasismiques de type amortisseurs visqueux par des bloqueurs dynamiques est sans influence sur le coût global de l'ouvrage (même gamme de coûts des dispositifs) ;
- les quantités d'armatures longitudinales sont globalement abaissées, compte tenu d'efforts de dimensionnement plus faibles ;
- les dispositions constructives forfaitaires sont à peu près de même nature, mais les zones où elles doivent être appliquées sont beaucoup plus ciblées (zones critiques en pied de piles uniquement) que dans le cas du dimensionnement PS92, induisant outre une réduction conséquente de la densité d'armatures passive des appuis, des sujétions de chantier sensiblement moins contraignantes ;
- l'impact de l'augmentation de 33% du souffle des joints de chaussée est considéré comme mineur à l'échelle du coût global de l'ouvrage.

Le seul impact financier de l'évolution de la réglementation sismique nationale dans le cas de cet ouvrage serait donc dû à l'évolution des quantités d'armatures passives dans les appuis. Le tableau 2 fournit quelques éléments d'évaluation sommaire de cet impact sur les principaux éléments concernés, sur la base d'un coût unitaire de l'acier de 1,80 €/kg HT, majoré de 15% pour sujétions de chantier particulières liées à la difficulté pratique de mise en œuvre des dispositions constructives parasismiques, soit 2,50 €/kg TTC (TVA 19,6%).

	PS92 (kg/m ²)	EC8-2 (kg/m ²)	Commentaires	Evolution (%)	Volume béton (m ³)	Evolution (tonnes aciers)	Evolution (k€)
Pieux Ø1400	150	120	Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2	-20%	1 855	-56	-139
Semelles de piles	200	130	Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2 sauf noeuds d'encastrement fûts et pieux	-35%	1 222	-86	-214
Fûts de piles							
- zones critiques	337	220	Dispositions constructives EC8-2 - conception ductilité limitée	-35%	159	-19	-46
- zones courantes		120	Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2	-64%	322	-70	-174
Chevêtres de piles	242	130	Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2 + sujétions diffusion des efforts butées PS, bloqueurs dynamiques et bossages	-46%	180	-20	-50
Sommiers de culées	134	120	Comportement élastique, dispositions constructives imposées par EC2	-10%	910	-13	-32
Total :						-262	-656

Tableau 2 : Evolution des quantités d'armatures et des coûts associés lors du passage PS92 – EC8-2

Au final, l'économie réalisée serait de l'ordre de 650k€ TTC, soit 6% ramené au coût total de l'ouvrage évalué à environ 11 M€.

3. Synthèse des principaux enseignements

Dans le cas du pont sur le Var à St-Isidore (ouvrage en béton précontraint de 438 m de longueur totale répartie en 6 travées, situé dans la zone de sismicité la plus élevée du territoire métropolitain et classé dans la catégorie d'importance la plus élevée vis-à-vis du risque sismique), l'application de la nouvelle réglementation sismique nationale, sans changer la géométrie de la structure, se traduirait par des sollicitations sismiques globalement diminuées en terme d'effort (de l'ordre de 20%) conduisant à une diminution des coûts de réalisation de l'ordre de 6% (essentiellement sur les quantités d'armatures passives). Seuls le souffle des joints de chaussée et le dimensionnement des zones courantes de la pile centrale qui est la plus sollicitée se trouvent augmentées,

respectivement de 33% et 9%, par rapport au dimensionnement initial mené selon les précédentes règles AFPS92.

Le comportement prévu de l'ouvrage se situerait désormais dans le domaine de la ductilité limitée (souplesse fissurée des piles suffisante pour reprendre les déplacements imposés sans mobiliser la réserve de déformation plastique), ce qui sous-entend un niveau d'endommagement pressenti sensiblement inférieur en cas de survenue d'un séisme de niveau réglementaire, par rapport à l'hypothèse de comportement ductile retenue dans le cadre du dimensionnement PS92.

V. Conclusions et tableau récapitulatif des principaux résultats

Le présent article synthétise les résultats du recalcul et du redimensionnement sismiques théoriques, en appliquant l'Eurocode 8-2 et la nouvelle législation sismique nationale, d'un échantillon de trois ouvrages réels existants de typologies différentes, préalablement dimensionnés selon les anciennes règles PS92. L'objectif était d'évaluer les conséquences de l'évolution de réglementation en termes de performance sismique, de dimensionnement et de coûts associés. Plus précisément, il s'agissait d'analyser et d'évaluer les sources de divergence entre les niveaux de sécurité résultant de l'ancienne et de la nouvelle réglementation : impacts respectifs de l'évolution de l'aléa, des méthodes d'analyses ou des dispositions constructives forfaitaires...

L'analyse des résultats obtenus sur deux de ces trois ouvrages (portique en béton armé et pont à tablier caisson en béton précontraint, tous deux situés dans la région Niçoise) tend à montrer que l'application des PS92 conduisait à un surdimensionnement conséquent des ouvrages du point de vue des efforts, mais à un potentiel sous-dimensionnement en ce qui concerne les déplacements (souffle joints de chaussée et capacité de distorsion des appareils d'appui). Sans être de nature à modifier la conception générale des ouvrages ni leur géométrie, cet abaissement des efforts de calcul se traduirait, sur ces deux ouvrages, par une économie de l'ordre de 2 à 6% de leur coût total, essentiellement justifiée par un abaissement de la densité des armatures passives dans les appuis.

L'étude a cependant fait apparaître divers points de vigilance résultant de l'application de la nouvelle législation parasismique et des codes de calcul associés, en particulier :

- les critères de justification des semelles superficielles sont significativement plus sévères, pouvant conduire à une adaptation locale (bêche, scellement par armatures passives, indentations visant à augmenter artificiellement le coefficient de frottement) vis-à-vis des vérifications au glissement et au poinçonnement, voire à une remise en cause de ce principe de fondation (ou éventuellement une justification – non couverte à ce jour par les normes parasismiques en vigueur – d'un niveau de déformation « tolérable » par la structure) ;
- la difficulté à justifier des fondations de type semelles superficielles se trouve encore accrue dans le cas des culées et murs de soutènement compte tenu de la majoration de l'incrément dynamique de poussée des terres selon la nouvelle réglementation (désormais multipliée par le coefficient de sol et cumulée directement à l'effort inertiel provenant du tablier) ;

- concernant les tabliers, dans le cas des ouvrages en béton précontraint, l'augmentation des sollicitations sismiques verticales induites par les spectres EC8 peut amener à augmenter les quantités d'armatures passives ou à devoir réviser le tracé des câbles de précontrainte vis-à-vis de l'accélération ascendante à vide.

Sur chacun de ces aspects, le cas du pont à dalle précontrainte reposant sur des appareils d'appui en élastomère fretté et implanté en Avignon s'est avéré particulièrement révélateur, puisqu'il correspond à un cas particulier d'ouvrage, dont le site d'implantation correspond une zone de sismicité dont le niveau a été rehaussé d'un cran dans le cadre du nouveau zonage sismique national.

Le tableau 3 ci-dessous récapitule, pour chacun des trois ouvrages étudiés, les principales évolutions et éléments de comparaison résultant du passage des précédentes règles PS92 à la nouvelle réglementation EC8-2, en termes d'accélération de calcul, réponses spectrales, sollicitations principales, éléments de dimensionnement (y compris ratios d'armatures), conception générale, fondations, comportement sous séisme « pressenti » et coût...

	Pont de St-André la Roche (Ouvrage de type portique - 06)	OA19 de la LEO en Avignon (Ouvrage de type DP sur appareils d'appui élastomère - 84)	Pont sur le Var à St-Isidore (Pont caisson en béton précontraint - 06)
Accélération de calcul (horizontale/verticale) au rocher	-36%	-12% / +13%	-36% / -18%
Coeff. sismiques / Réponse spectrale (intégrant amplification dynamique et effets de site) aux périodes propres de l'ouvrage (dir. horizontale hors coefficient de comportement)	-14%	-46% à +32%	-27 à -63%
Sollicitations sismiques principales (de calcul) :			
- d_{long}	X	-39%	+33%
- $M_{sollicitant_pieds\ de\ pile / piédroit}$	-5%	+19%	-50 à -6%
- Efforts sismiques verticaux tablier		+40%	
Eléments de dimensionnement :			
- $M_{résistant_pieds\ de\ pile / piédroits}$			-54 à -15%
- $T_{dimensionnement_fûts\ de\ pile / piédroits}$		+20%	-54 à -15%
- $M_{dimensionnement\ fondations}$		+24%	-60 à -4%
- Ferrailage long maxi rotules / zones critiques	idem	+4%	-53%
- Confinement (armatures trans) rotules / zones critiques	-66%	idem	idem
- Ratio d'acier moyen appuis	-25%	idem	-31%
- Souffle jdc / garde-grève	X	+24% à + 63%	+33%
- Résistance nominale butées	X	+1% à +18%	-62 à -7%
Conception parasismique générale	Inchangée	Inchangée	Quasi-inchangée
Géométrie, matériaux, fondations...	Remise en cause ou adaptation fondations superficielles (glissement)	Remise en cause fondations superficielles (glissement + portance !)	Quasi-inchangée
Comportement « pressenti » sous séisme de calcul	Idem	Acceptation d'un niveau de plastification un peu plus élevé dans les piédroits (ductilité limitée selon direction transversale)	Diminution du degré de plastification des piles
Coût global	-2,8%	X	-6%

Tableau 3 : Récapitulatif des principaux résultats

Références bibliographiques

- [1] Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique - JO du 24 octobre 2010 Texte 2 sur 58 NOR : DEVP0910497D.
- [2] Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français - JO du 24 octobre 2010 Texte 3 sur 58 NOR : DEVP0823374D.
- [3] Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal » - JO du 10 novembre 2011 Texte 11 sur 162 NOR : DEVP1125429A.
- [4] AFNOR (2007). Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments NF EN 1998-1 et NF EN 1998-1 NA.
- [5] AFNOR (2007). Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 : Ponts NF EN 1998-2 et NF EN 1998-2 NA.
- [6] AFNOR (2007) Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques NF EN 1998-5 et NF EN 1998-5 NA.
- [7] AFNOR (2010). Dispositifs antisismiques NF EN 15129.
- [8] SETRA (2012). Ponts en zone sismique – Conception et dimensionnement selon l’Eurocode 8 (version provisoire).
- [9] AFPS (1995) – Guide AFPS 92 pour la protection parasismique des ponts. Presses de l’ENPC.
- [10] SETRA/SNCF (2000). Conception des ponts courants en zones sismiques.
- [11] CETE Méditerranée (2007) SIVOM. Construction d’un pont en remplacement du pont Césaire Aubé - Dossier de Projet.
- [12] Groupement Dodin – Campenon-Bernard – Valérian – SIAM Ingénierie (2007). Liaison Est-Ouest (LEO) au Sud d’Avignon et déviation de Rognonas – Construction des ouvrages d’art courants OA19, OA51, OA29, OA31 - Dossier d’études d’exécution pour le compte de la DIR Méditerranée, SIR de Marseille.
- [13] Davi D. (2011). Pont sur le Var à St-Isidore – Exemple de conception parasismique. Bulletin Ouvrages d’Art, n°45
- [14] Groupement Eiffage TP Direction Méditerranée – Secoa – Structures (2001-2003). Pont sur le Var à St-Isidore – Dossier d’études d’exécution réalisé pour le compte de la DDE 06.
- [15] CETE Méditerranée/LR Nice (2007). Base de données accélérométriques

Calcul analytique de flexion des ponts à poutres de géométrie quelconque, calage des inerties de torsion transversale par comparaison à des calculs aux éléments finis

Application aux ouvrages PRAD

Pierre PERRIN¹, Gaël BONDONET²

¹CEREMA/DTerEst/Infra/DOA, 57076 Metz, pierre.perrin@cerema.fr

²CEREMA/DTecITM/CTOA/DCSL, 77171 Provins, gael.bondonet@cerema.fr

Résumé

Les efforts de flexion longitudinale et transversale des ponts peuvent être calculés avec des méthodes analytiques, fréquemment utilisées pour leur facilité de mise en œuvre. Cet article détaille les points clés de l'élaboration d'un modèle analytique pour des structures de type ponts à poutres, et fournit des éléments de comparaison avec des calculs aux éléments finis de type plaques ou volumiques.

L'objectif initial de l'étude est la validation du composant PRAD de la chaîne de calcul de ponts types aux Eurocodes Chamois-P © développée par la Division du Calcul de Structures et des Logiciels de la DTecITM du CEREMA (Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement). Les calculs de flexion et de répartition transversale des ponts types dans Chamois-P © sont effectués par un module "Guyon V.2" basé sur la formulation analytique de flexion des dalles orthotropes élaborée par A.L.Millan[1]. Dans le cas des PRAD, le modèle consiste en un assemblage d'éléments de plaques orthotropes dont les caractéristiques dépendent de l'épaisseur du hourdis et de la géométrie des poutres. Les comparatifs avec les éléments finis, menés sur plusieurs configurations et en particulier sur des ouvrages à poutres de rive renforcées par jumelage, confirment la validité des modèles analytiques mis en œuvre. Ils mettent par ailleurs en évidence les limites de la méthode Guyon-Massonnet "classique" [2] [3] [4] [5]. Enfin, ils aboutissent à la spécification de caractéristiques mécaniques de plaques compatibles avec tous les profils de poutres et en particulier celui des poutres hautes et peu larges. L'étude reste ouverte sur ce dernier point, dont les fondements théoriques précis restent à analyser de façon approfondie.

I. Contexte et problématique

Les méthodes analytiques de calcul de la flexion des tabliers d'ouvrages d'art souples transversalement datent des années 1960 et sont encore utilisées aujourd'hui par les bureaux d'études pour le dimensionnement des ponts dalles, des ponts nervurés et des ponts à poutres. Elles permettent de déterminer la répartition des charges appliquées à un ouvrage en s'affranchissant d'une modélisation complète de la structure - grillage de poutres avec un calculateur à barres, modélisation plaque ou volumique pour un calcul aux éléments finis.

Ce sujet a fait l'objet de nombreux travaux visant à perfectionner les méthodes avec deux objectifs principaux : élargir le champ d'application pour couvrir une diversité toujours plus importante de cas de charges et de configurations structurelles ; faciliter la mise en œuvre pour le concepteur via des outils informatiques ou des abaques.

Le présent article s'inscrit dans la continuité des évolutions aussi bien théoriques que logicielles qui ont été apportées sur ce point au sein de la Division des Calculs de Structures et Logiciels (DCSL) du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art. L'ensemble de ces travaux a abouti au développement d'un composant logiciel, utilisé principalement en interne, baptisé "Guyon V.2". La méthode qui y est implémentée consiste en une nouvelle formulation analytique de la flexion transversale des dalles orthotropes mise au point par A.L.Millan [1]. Cette méthode sera évoquée dans la suite sous l'acronyme « Millan NFA » (Nouvelle Formulation Analytique).

Le composant Guyon V.2 est un outil générique qui permet de modéliser des structures de dalle orthotrope pouvant comporter plusieurs dalles contiguës [1] [2]. Il est notamment utilisé dans le logiciel Chamois-P © de calcul des ponts types aux Eurocodes où il permet de déterminer le comportement transversal des ouvrages de types pont dalles armé, précontrainte ou à poutrelles enrobées ou ponts à poutres précontrainte par prétension.

La modélisation des ouvrages de type PRAD (ponts à poutres précontraintes par adhérence) dans Chamois-P © étant entièrement nouvelle, l'étude présentée ici a pour objectif principal la validation des résultats obtenus pour ce type de structure par comparaison avec des méthodes éléments finis. La concordance des résultats n'est pas immédiate dans le cas particulier des ouvrages à poutres hautes et peu larges : une correction des caractéristiques mécaniques en torsion transversale est en effet nécessaire pour obtenir des résultats satisfaisants avec la méthode « Millan NFA ».

Nous détaillerons ici la modélisation des PRAD, ouvrages pour lesquels le composant Guyon V.2 est particulièrement performant puisqu'il permet de traiter les cas fréquents d'ouvrages avec des poutres de géométries différentes transversalement. En particulier, l'étude d'un ouvrage à poutres de rive renforcées par jumelage permettra de montrer les limites de la méthode Guyon-Massonnet "classique" [3] [4] [5] sur ce type de géométrie par rapport à la méthode « Millan NFA ».

II. Présentation de l'étude comparative

1. Principe

L'étude consiste à comparer 5 types de modélisations sur un échantillon de plusieurs configurations d'ouvrages. Ces types de modélisations, donnés dans le Tableau 1 ci-dessous, seront présentés de façon détaillée dans la suite de l'article.

Type de modélisation	Eléments constitutifs
Eléments finis de plaque	Une plaque pour chaque discontinuité d'épaisseur
Eléments finis volumiques	Description volumique de la géométrie
Guyon-Massonnet Classique	Une seule plaque pour le tablier entier
Nouvelle formulation analytique « Millan NFA1 »	Une plaque pour chaque file de poutre
Nouvelle formulation analytique « Millan NFA2 »	Une plaque pour chaque discontinuité d'épaisseur

Tableau 1 : Liste des modélisations étudiées

La démarche adoptée part du principe que la modélisation aux éléments finis volumiques est celle qui représente au mieux le comportement réel de l'ouvrage. La modélisation aux éléments finis de plaque donne une seconde référence. A partir de ces résultats, les autres modélisations sont testées avec les objectifs suivants :

- Caler le réglage en torsion de la modélisation « Millan NFA2 » de manière à approcher le comportement réel de l'ouvrage quelle que soit la configuration étudiée.
- Montrer les écarts non négligeables qui peuvent dans certains cas naître de l'utilisation des modèles NFA1 et Guyon-Massonnet Classique.

On précise que le modèle Guyon-Massonnet Classique considéré fait abstraction de la méthode de prise en compte des poutres de rives renforcées décrite dans le dossier pilote VIPP 67 [6] - pièce 2.5, 2ème partie -. Cette méthode présentée dans le dossier pilote aurait pu améliorer considérablement les résultats pour les ouvrages à poutres de rive jumelées, mais elle n'a pas été mise en œuvre dans la présente étude pour plusieurs raisons :

- La modélisation par une dalle équivalente est suffisante pour atteindre l'objectif d'étude fixé initialement qui consiste simplement à montrer l'erreur effectuée avec un modèle de dalle équivalente par rapport à une modélisation analytique multi-plaques ou aux éléments finis.
- La formulation analytique « Millan NFA » présentée ici est beaucoup plus générique que la méthode du dossier pilote, car elle ne traite pas uniquement du cas du renforcement des 2 poutres de rive, mais d'une alternance quelconque de poutres et de hourdis à géométries variable.

- La méthode du dossier pilote a déjà fait l'objet d'une étude et d'une adaptation présentées dans l'article Méthode de Guyon Massonnet Barès appliquée aux ouvrages à poutres d'inertie distincte [2].

2. Grandeurs observées

Les comparatifs sont effectués directement sur les grandeurs utilisées pour le dimensionnement des ouvrages sous l'effet de la flexion longitudinale et transversale :

- le coefficient K_m d'amplification du moment de flexion longitudinal M_x pour chaque file de

poutre :
$$K_m = \frac{M_{x, \text{file}}}{M_{x, \text{tablier}} / n_{\text{files}}}$$

- le coefficient K_w d'amplification de la flèche F pour chaque file de poutre :
$$K_w = \frac{F_{\text{file}}}{F_{\text{tablier}}}$$

- le moment de flexion transversale M_y entre chaque file de poutre

Le moment longitudinal et la flèche du tablier sont les effets obtenus si le tablier était modélisé comme une poutre de rigidité longitudinale équivalente à celle du tablier entier ou par intégration des mêmes effets sur la largeur du tablier.

3. Configurations étudiées

L'étude porte sur des ouvrages à une travée isostatique de 20 mètres. Le tablier, d'une largeur totale de 10 mètres, est constitué de 10 files de poutres espacées d'un mètre. Les poutres peuvent être rectangulaires ou en I, avec les dimensions indiquées sur la *Figure 1* ci-dessous. L'épaisseur du hourdis est de 20 centimètres.

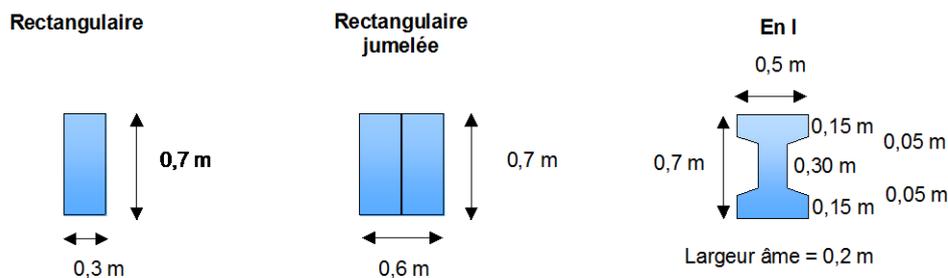


Figure 1 : Coupes transversales des poutres

On considère 3 ouvrages différents. Les ouvrages n°1 (Figure 2) et n°2 (Figure 3) comportent des poutres rectangulaires, les poutres de rives de l'ouvrage n°2 étant jumelées. L'ouvrage n°3 (Figure 4) est constitué de poutres en I dont l'utilisation est courante pour les tabliers PRAD et qui présentent certaines spécificités de modélisation pour le calcul analytique.

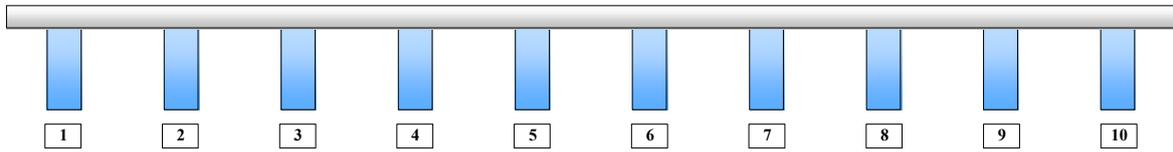


Figure 2 : Ouvrage n°1 à poutres rectangulaires identiques

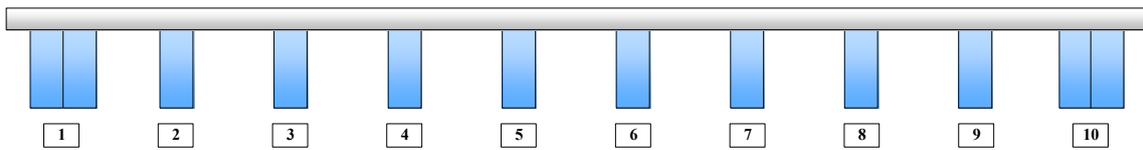


Figure 3 : Ouvrage n°2 à poutres rectangulaires et rives jumelées

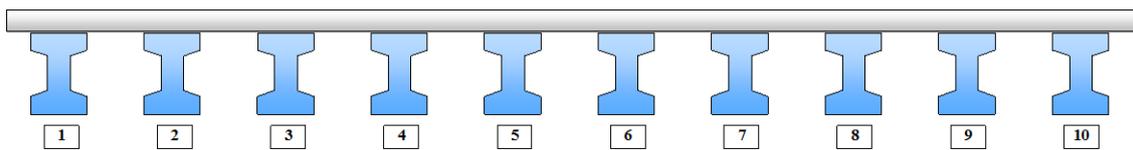


Figure 4 : Ouvrage n°3 à poutres en I

4. Caractéristiques des matériaux

Par simplification on considère que les poutres et le hourdis sont constitués d'un béton identique.

Le module instantané du béton est pris égal à $E_{cm} = 35\,220\text{ MPa}$.

On suppose par ailleurs un coefficient de poisson $\nu = 0,2$ correspondant implicitement à un calcul ELS selon l'Eurocode.

De ce fait le module de rigidité [1] vaut $E_{rig} = \frac{E_{cm}}{1-\nu^2} = 36\,688\text{ MPa}$

Le module de torsion correspondant est $G = \frac{E_{cm}}{2(1+\nu)} = \frac{E_{rig}(1-\nu)}{2} = 14\,675\text{ MPa}$

5. Cas de charges

Le profil de chargement de l'ouvrage est constitué d'une chaussée centrée de 6 mètres de largeur et de trottoirs symétriques de 2 mètres de largeur chacun. La Figure 5 présente les 4 cas de charges élémentaires envisagés :

- une charge ponctuelle à mi-travée mobile transversalement sur la chaussée
- une charge couteau à mi-travée sur toute la largeur de la chaussée

- une charge surfacique appliquée sur toute la largeur de la chaussée et sur toute la longueur de l'ouvrage
- une charge surfacique de 2 mètres de largeur, accolée au trottoir droit et appliquée sur toute la longueur de l'ouvrage

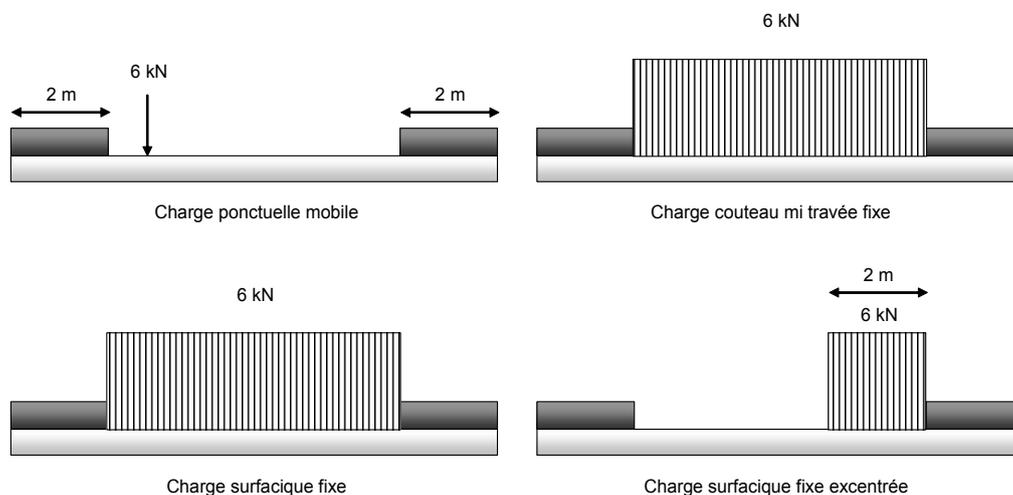


Figure 5 : Cas de chargement étudiés

III. Méthodes de calcul

1. Méthode éléments finis de plaques

L'étude est d'abord réalisée avec Salome-Meca et Code Aster. Salome-Meca est un logiciel open source qui fonctionne comme une plate-forme générale de pré et post-traitement pour les simulations numériques. Il regroupe dans une seule interface plusieurs composants, dont Code Aster est l'élément central exécutant les calculs aux éléments finis. Code Aster est également un logiciel open source, dont le développement a été initié par EDF. Les modèles de ponts à poutres sont générés au moyen d'un fichier de commande unique, qui permet d'automatiser les étapes de constitution du modèle - géométrie, maillage, conditions d'appuis, chargements - et d'effectuer ainsi facilement des études paramétriques. Ce fichier de commande est écrit dans le langage Python qui donne accès de l'extérieur à toutes les fonctionnalités de Salome-Meca et de Code Aster.

Seuls les ouvrages n°1 (poutres identiques) et n°2 (poutres de rive jumelées) ont été modélisés en éléments finis de plaques, ce type de modélisation se prêtant plus difficilement à la géométrie des poutres en I de l'ouvrage n°3. On rappelle que dans le cadre de cette étude chaque ensemble de 2 poutres de rive jumelées est modélisé comme une seule poutre rectangulaire de largeur double (voir explications données dans la partie "Méthode Guyon-Massonnet classique").

On réalise un maillage plan en quadrangle, c'est-à-dire construit avec des éléments de forme rectangulaire appartenant tous à un même plan. Les épaisseurs et les excentrement de plaques sont définis dans le fichier de commande du calculateur Code Aster. Une visualisation du modèle est présentée en *Figure 6* ci-dessous.

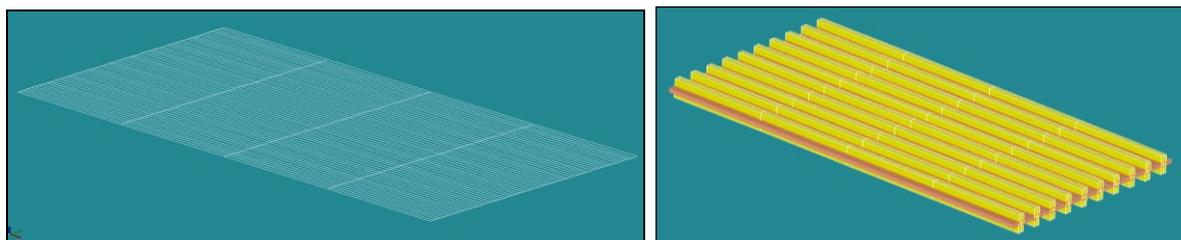


Figure 6 : Modélisation éléments finis de plaque (ouvrage n°1-poutres identiques)

Seuls les chargements "surfacique fixe" et "surfacique fixe excentré" sont étudiés aux éléments finis. Une étude linéaire élastique permet de récupérer les efforts et déformations induits dans les plaques. La Figure 7 présente un aperçu des résultats.

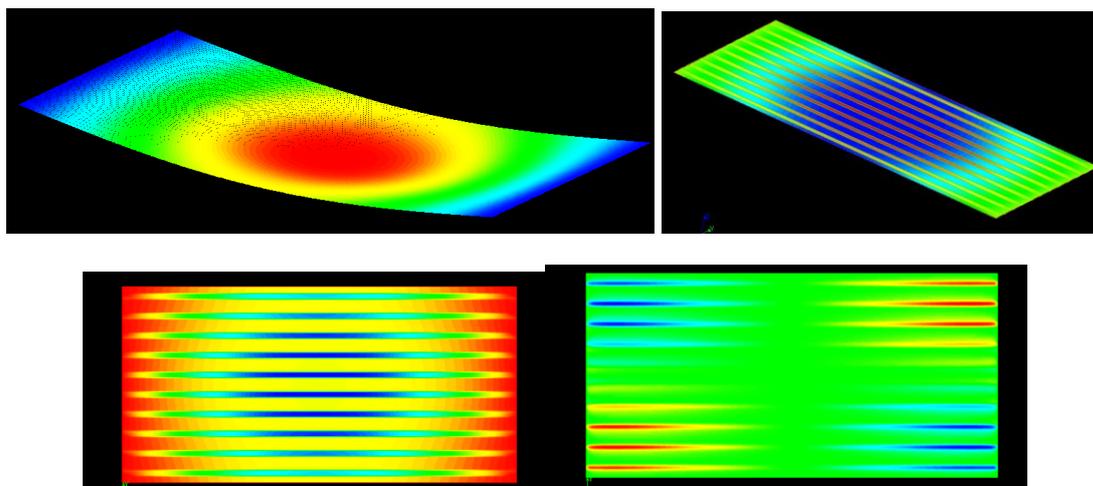


Figure 7 : Déformations, contraintes normales, moments longitudinaux et moments de torsions sous chargement surfacique (ouvrage n°1)

Les grandeurs K_m , K_w et M_y de chaque file de poutre sont évaluées via un tableur de post-traitement.

2. Méthode éléments finis volumiques

Les ouvrages n°1, n°2 et n°3 ont ensuite fait l'objet d'un modèle volumique Code Aster. La géométrie et le maillage sont présentés en Figure 8. La taille des mailles du modèle de calcul est de 2cm ou 5cm. Comme pour les autres méthodes, chaque ensemble de 2 poutres de rive jumelées est modélisé comme une seule poutre rectangulaire de largeur double (voir explications données dans la partie "Méthode Guyon-Massonnet classique").

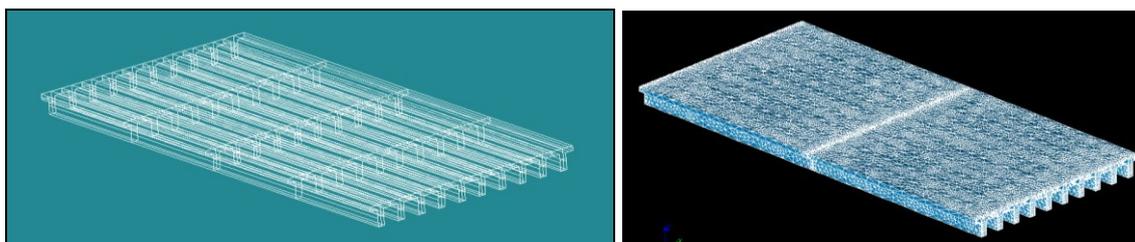


Figure 8 : Modélisation éléments finis volumiques (ouvrage n°1-poutres identiques)

On applique les mêmes chargements que précédemment : "surfacique fixe" et "surfacique fixe excentré". La *Figure 9* ci-dessous donne un aperçu des résultats sous chargement surfacique fixe.

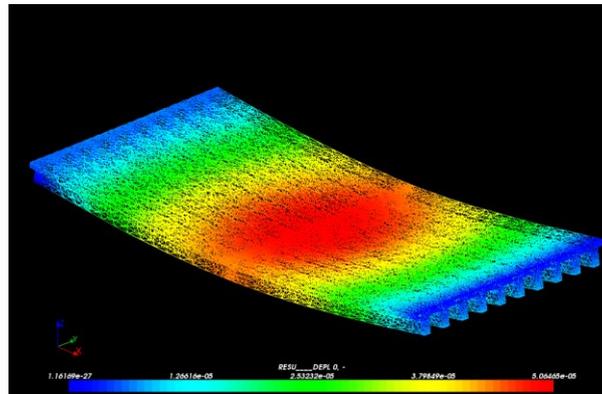


Figure 9 : Déformations sous chargement surfacique (ouvrage n°1)

L'exploitation des résultats est plus complexe qu'en modélisation plaque puisque l'on obtient uniquement les champs de contraintes et déplacements, à partir desquels il faut remonter aux valeurs des K_m , K_w et M_y . Les moments découlent de l'intégration des champs de contraintes (exemple en *Figure 10*). Pour les flèches on relève simplement les déplacements verticaux (exemple en *Figure 11*).



Figure 10 : Contraintes normales à mi-travée sous chargement surfacique (ouvrage n°3)

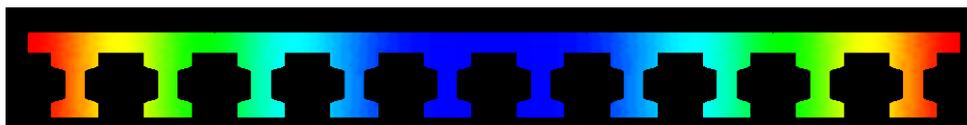


Figure 11 : Déplacements verticaux à mi-travée sous chargement surfacique (ouvrage n°3)

3. Méthode Guyon-Massonnet classique : 1 plaque pour le tablier

Avec cette méthode, on se ramène à une seule plaque en calculant les caractéristiques d'une dalle orthotrope représentant l'intégralité du tablier (voir *Figure 12*). L'exploitation de ce modèle pour l'étude des moments transversaux permet d'obtenir les moments de flexion transversale générale. En toute rigueur, lors du dimensionnement d'un ouvrage, les moments de flexion locale doivent être ajoutés afin d'être enveloppe des effets réels malgré l'utilisation d'un modèle global simplifié. Cependant, dans le cadre de cette étude, les moments de flexion locale n'ont pas été évalués car ils n'apportent aucun élément de réponse supplémentaire vis-à-vis de la problématique (étude de la flexion générale).

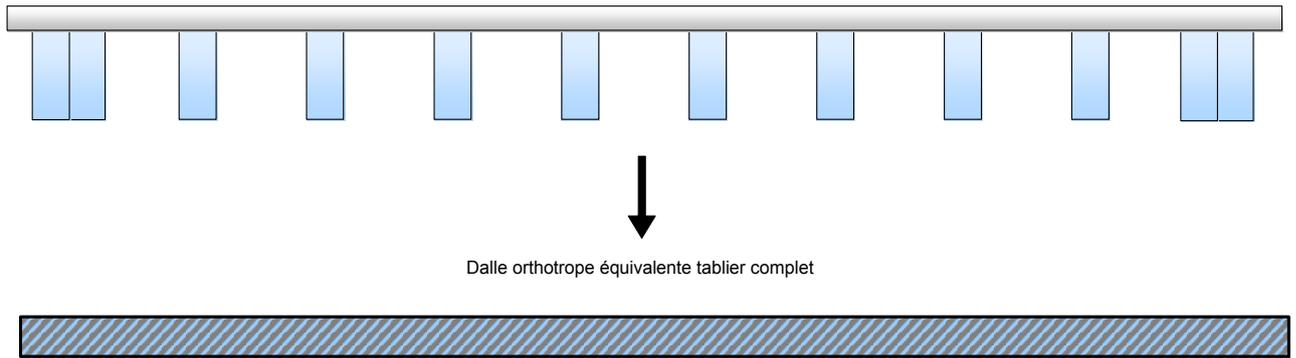


Figure 12 : Principe de modélisation de la méthode Guyon-Massonnet classique (ouvrage n°2)

A. **Application numérique : calcul des caractéristiques de la dalle orthotrope pour les ouvrages étudiés.**

a) Cas de l'ouvrage n°1 (Poutres identiques)

Caractéristiques géométriques

Longitudinalement :

Pour une file de poutre, on reprend les caractéristiques des poutres en Te :

L'inertie de flexion longitudinale est obtenue par sommation des termes suivants :

$$\text{Inertie de poutre seule (0,3m x 0,7m)} : I_{xx,poutre} = 0,3 \cdot 0,7^3 / 12 = 8,575 \cdot 10^{-3} m^4$$

$$\text{Terme de Huygens associé} : \mu_{poutre} = (0,3 \cdot 0,7) \cdot (0,5695 - 0,35)^2 = 1,012 \cdot 10^{-2} m^4$$

$$\text{Inertie du hourdis seul (1m x 0,2m)} : I_{xx,hourdis} = 1,0 \cdot 0,2^3 / 12 = 6,666 \cdot 10^{-4} m^4$$

$$\text{Terme de Huygens associé} : \mu_{hourdis} = (1,0 \cdot 0,2) \cdot (0,5695 - 0,8)^2 = 1,062 \cdot 10^{-2} m^4$$

$$\text{L'inertie de flexion longitudinale vaut} : I_{xx} = 2,999 \cdot 10^{-2} m^4$$

L'inertie de torsion est habituellement évaluée selon les prescriptions des dossiers pilotes VIPP 67 [6] - pièce 2.5, 2ème partie - et PRAD 73 [7] - pièce 3, chapitre 3 - . On considère que l'inertie de torsion d'un rectangle de largeur b et de hauteur a est de la forme :

$J_{xx} = k_{\left(\frac{b}{a}\right)} \cdot b \cdot a^3$, avec $k_{\left(\frac{b}{a}\right)}$ coefficient évalué au moyen de la formule empirique ci-dessous.

$$k_{\left(\frac{b}{a}\right)} = \frac{1}{3} - \left(0,051 + \frac{0,168}{b/a} \right) \cdot e^{-0,13 \frac{b}{a}}$$

On applique cette formule pour le calcul de l'inertie de torsion de la poutre seule, constituée par un rectangle de largeur $0,3 m$ et de hauteur $0,7 m$. De plus pour tenir compte de l'analogie de la membrane, comme indiqué dans le dossier pilote VIPP 67 [6] - pièce 2.5,

2ème partie -, dans le cas d'une âme de poutre, on calcule le coefficient $k_{\left(\frac{b}{a}\right)}$ avec une hauteur double de la hauteur réelle, soit avec une valeur de :

$$\frac{b}{a} = \frac{2 \cdot 0,7}{0,3} = 4,666 \quad \text{donc} \quad k_{\left(\frac{b}{a}\right)} = 2,859 \cdot 10^{-1}$$

L'inertie de torsion de la poutre seule est :

$$J_{xx,poutre} = 2,859 \cdot 10^{-1} \cdot 0,7 \cdot 0,3^3 = 5,404 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

L'inertie de torsion du hourdis seul est :

$$J_{xx,hourdis} = 1 \cdot 0,2^3 / 6 = 1,333 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Au total, on obtient une inertie de torsion :

$$J_{xx} = J_{xx,poutre} + J_{xx,hourdis} = 6,737 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

Transversalement :

on reprend les caractéristiques du hourdis seul.

L'inertie de flexion du hourdis seul vaut :

$$I_{yy} = 20 \cdot 0,2^3 / 12 = 1,333 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

L'inertie de torsion du hourdis seul, considéré comme infiniment large vaut :

$$J_{yy} = b_h \cdot a_h^3 / 6 = 2,666 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

Caractéristiques mécaniques de la dalle équivalente

Longitudinalement :

La rigidité de flexion vaut

$$\rho_p = E_{rig} \cdot I_{xx} / L_y = 1100,11 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$$

avec L_y largeur de la file de poutre

La rigidité de torsion vaut :

$$\gamma_p = G \cdot J_{xx} / L_y = 98,87 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$$

Transversalement :

La rigidité de flexion vaut

$$\rho_e = E_{rig} \cdot I_{yy} / L_x = 24,46 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$$

avec L_x portée de la dalle

La rigidité de torsion vaut

$$\gamma_e = G \cdot J_{yy} / L_x = 19,57 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$$

b) Cas de l'ouvrage n°2 (poutres de rives jumelées)

Caractéristiques géométriques

Pour les files de poutres courantes, les caractéristiques géométriques longitudinales et transversales sont identiques à celles de l'ouvrage n°1 à poutres identiques.

Les caractéristiques géométriques des files de poutres de rive sont données ci-après. Une hypothèse importante est faite dans le cadre de cette étude : chaque ensemble de 2 poutres de rive jumelées est modélisé comme une seule poutre rectangulaire de largeur double. Ainsi, dans tous les modèles - aussi bien analytiques qu'aux éléments finis - les efforts se transmettent entre les 2 poutres jumelées sans discontinuité de déplacement. La comparaison est donc bien basée sur la même hypothèse. Cette hypothèse a une influence directe sur le calcul des caractéristiques mécaniques et notamment les inerties de torsion des poutres de rive jumelées. Les caractéristiques et les modèles éléments finis seraient donc à reprendre si on voulait en plus considérer cette discontinuité, ce calcul n'est pas traité ici.

Longitudinalement, pour les files de rive :

L'inertie de flexion longitudinale I_{xx} est obtenue par sommation des termes suivants :

$$\text{Inertie de poutre seule (0.6mx0.7m)} \quad I_{xx,poutre} = 0,6 \cdot 0,7^3 / 12 = 1,715 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\text{Terme de Huygens associé : } \mu_{poutre} = (0,6 \cdot 0,7) \cdot (0,4952 - 0,35)^2 = 8,855 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$$

$$\text{Inertie du hourdis seul (1mx0.2m)} \quad I_{xx,hourdis} = 1,0 \cdot 0,2^3 / 12 = 6,666 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Terme de Huygens associé : } \mu_{hourdis} = (1,0 \cdot 0,2) \cdot (0,4952 - 0,8)^2 = 1,858 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\text{L'inertie de flexion longitudinale vaut : } I_{xx} = 4,525 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

L'inertie de torsion J_{xx} , est obtenue de façon analogue à précédemment, avec un coefficient

$$k_{\left(\frac{b}{a}\right)} \text{ évalué en considérant } \frac{b}{a} = \frac{2 \cdot 0,7}{0,6} = 2,333.$$

Inertie de torsion poutre seule : $J_{xx,poutre} = 2,425 \cdot 10^{-1} \cdot 0,7 \cdot 0,6^3 = 3,667 \cdot 10^{-2} m^4$

Inertie de torsion hourdis seul : $J_{xx,hourdis} = 1 \cdot 0,2^3 / 6 = 1,333 \cdot 10^{-3} m^4$,

L'inertie de torsion totale est obtenue par sommation : $J_{xx} = J_{xx,poutre} + J_{xx,hourdis}$.

L'inertie de torsion totale est $J_{xx} = 3,800 \cdot 10^{-2} m^4$

Transversalement, pour les files de rive :

Les caractéristiques sont identiques à celles des files courantes (voir ouvrage n°1 à poutres identiques) puisqu'on considère également la section de hourdis seul, inchangée.

Caractéristiques mécaniques de la dalle équivalente

Pour établir les caractéristiques mécaniques de la dalle équivalente à l'ensemble du tablier, on fait plusieurs hypothèses :

- la rigidité de flexion longitudinale retenue pour le tablier complet est obtenue par intégration des rigidités des files courantes et de rive.
- la rigidité de torsion longitudinale retenue pour le tablier complet est celle des poutres courantes, qui est supposée dicter majoritairement le comportement global du tablier
- les rigidités transversales de flexion et de torsion sont identiques à celles de l'ouvrage n°1, car la géométrie des sections transversales est identique pour les 2 ouvrages.

Comme cela a déjà été évoqué en début d'article dans la partie "Principe", ces hypothèses, destinées à modéliser une dalle équivalente, font abstraction des méthodes de prise en compte des poutres de rives renforcées décrites dans le dossier pilote VIPP 67 [6] ou dans l'article [2]. Ces méthodes présentées auraient amélioré notablement les résultats pour l'ouvrage n°2 à poutres de rive jumelées. La méthode est ici plus générique et nous avons fait délibérément le choix d'une référence par modélisation aux éléments finis.

Ainsi, on obtient les caractéristiques mécaniques suivantes :

Longitudinalement :

En flexion,

Pour les poutres centrales $\rho_{p,centrales} = E_{rig} \cdot I_{xx} / L_y = 1100,11 MN.m^2 / ml$

Pour les poutres de rive $\rho_{p,rive} = E_{rig} \cdot I_{xx} / L_y = 1660,21 MN.m^2 / ml$

Finalement $\rho_p = \frac{8 \cdot \rho_{p,centrales} + 2 \cdot \rho_{p,rive}}{8 + 2} = 1212,13 MN.m^2 / ml$

(Seule valeur modifiée par rapport à l'ouvrage n°1)

En torsion $\gamma_p = 98,87 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$

Transversalement :

En flexion $\rho_e = 24,46 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$

En torsion $\gamma_e = 19,57 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$

c) Cas de l'ouvrage n°3

L'application de la méthode Guyon-Massonnet classique à l'ouvrage n°3 ne présente pas particulièrement d'intérêt et n'est pas décrite ici.

4. Méthode Millan NFA1 : une plaque par file

L'application de la nouvelle formulation analytique « Millan NFA » permet de se ramener à un modèle avec juxtaposition de plusieurs plaques orthotropes (voir *Figure 13*). On considère une méthode « Millan NFA1 » avec une plaque pour chaque file de poutres. On peut ainsi tenir compte plus précisément du jumelage des poutres de rive. Toutefois, de manière similaire à la méthode Guyon-Massonnet classique décrite précédemment, les moments de flexion locale au niveau de chaque file de poutre doivent être pris en compte pour un dimensionnement sécuritaire vis-à-vis des effets réels. Ces effets locaux n'ont pas été calculés ici car ils ne présentent pas d'intérêt pour l'étude de flexion générale.

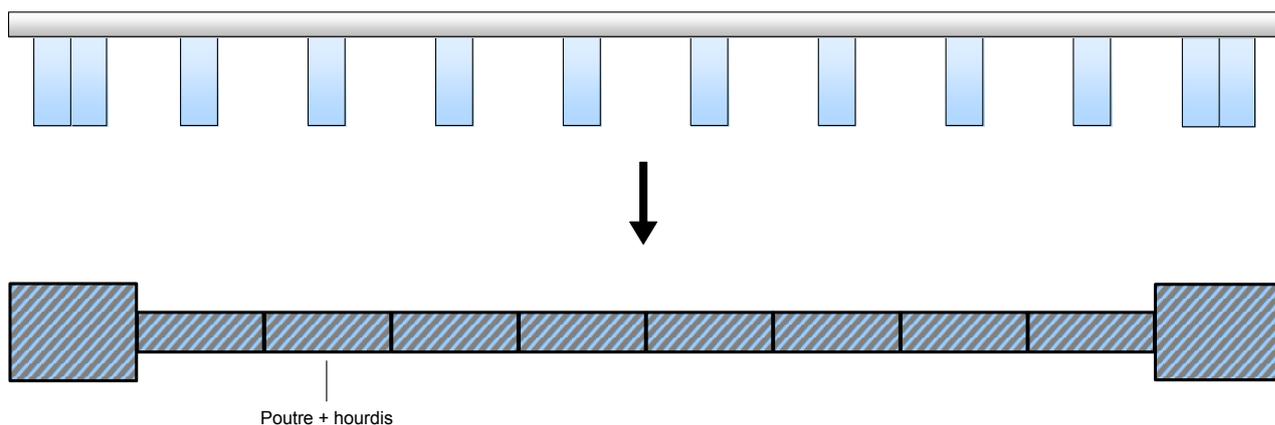


Figure 13 : Principe de modélisation de la méthode « Millan NFA 1 » (ouvrage n°2)

A. Application numérique : calcul des caractéristiques de plaque pour chaque file

a) Cas de l'ouvrage n°1 (poutres identiques)

Pour l'ouvrage n°1 toutes les files sont identiques : les caractéristiques mécaniques des plaques sont donc également identiques. Ces caractéristiques sont égales à celles de la plaque orthotrope représentant le tablier complet utilisée précédemment lors de l'application de la méthode Guyon-Massonnet classique à l'ouvrage n°1.

b) Cas de l'ouvrage n°2 (poutres jumelées)

Les caractéristiques mécaniques des plaques de chaque file de poutre courante sont à nouveau identiques à celles de l'ouvrage n°1. Pour les files de poutres de rive, on réutilise les caractéristiques géométriques calculées précédemment, ce qui donne les caractéristiques mécaniques suivantes. On rappelle que dans le cadre de cette étude

chaque ensemble de 2 poutres de rive jumelées est modélisé comme une seule poutre rectangulaire de largeur double (voir explications données précédemment dans la partie "Méthode Guyon-Massonnet classique").

Longitudinalement :

En flexion $\rho_p = 1\,660,21 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$ (valeur modifiée par rapport aux files courantes).

Le détail de ce résultat a déjà été donné dans la partie précédente "Méthode Guyon-Massonnet classique".

En torsion $\gamma_p = 557,68 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$ (valeur modifiée par rapport aux files courantes), obtenu à partir des résultats détaillés dans la partie précédente "Méthode Guyon-Massonnet classique" :

$$\gamma_p = G \cdot J_{xx} / L_y = 14675 \cdot 3,800 \cdot 10^{-2} / 1,0 = 557,68 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$$

Transversalement :

En flexion $\rho_e = 24,46 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$

En torsion $\gamma_e = 19,57 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$

c) Cas de l'ouvrage n°3

La méthode « Millan NFA1 » n'a pas été testée sur l'ouvrage n°3 : seule la méthode « Millan NFA2 », plus précise, a été étudiée.

5. Méthode Millan NFA2 : une plaque pour chaque discontinuité d'épaisseur

La méthode baptisée « Millan NFA2 » consiste à modéliser une plaque pour chaque discontinuité d'épaisseur. Ce choix permet une discrétisation fine de la structure, couramment appelée "modèle brochette" (voir *Figure 14* et *Figure 15*) car il constitue un assemblage de plaques comme une brochette. L'ensemble des éléments de dalles distinctes ont le même feuillet moyen, qui ici est placé au niveau du centre de gravité du tablier entier. De plus, les plaques du modèle analytique ont des caractéristiques mécaniques (flexion torsion) qui ne sont pas simplement les caractéristiques propres des plaques réelles, leur calcul sera détaillé dans la suite de l'article.

Cette méthode permet elle-aussi de tenir compte du jumelage des poutres de rive. Elle est particulièrement performante pour les ouvrages à poutres en I, puisqu'elle permet d'envisager un découpage des poutres en 3 plaques : une plaque sur la largeur de l'âme et deux plaques pour les ailes de la membrure supérieure.

La modélisation utilisée ici permet de reproduire de façon précise la répartition de matière de la structure. Ainsi, les effets obtenus peuvent être utilisés directement pour le dimensionnement, sans ajouter d'effets de flexion locale.

Par ailleurs, les caractéristiques mécaniques présentées ci-après pour la méthode « Millan NFA2 » ont fait l'objet d'une correction explicitée par la suite, dans la partie "Correction des inerties de torsion".

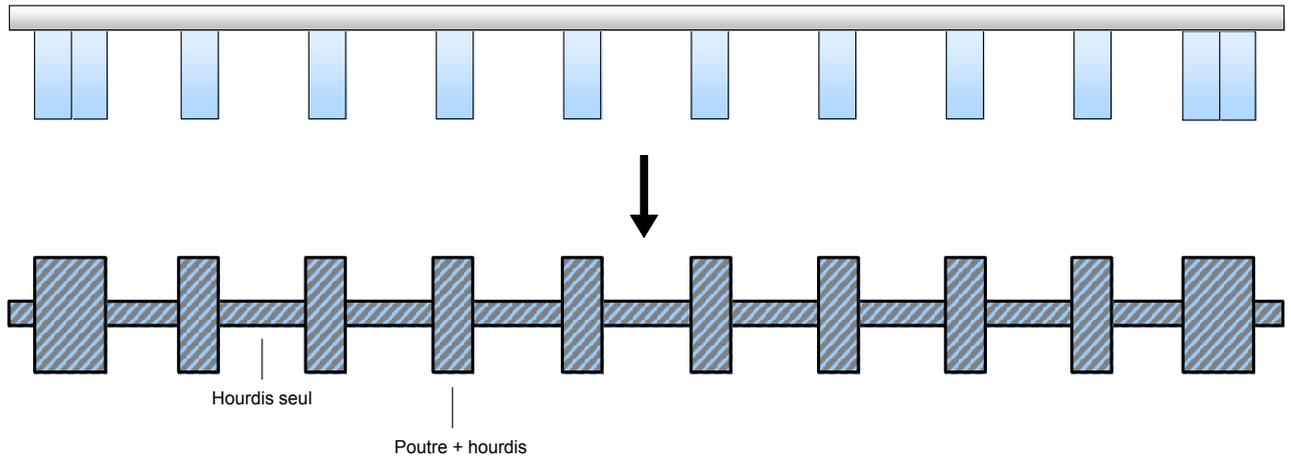


Figure 14 : Principe de modélisation de la méthode « Millan NFA2 » (cas de l'ouvrage n°2)

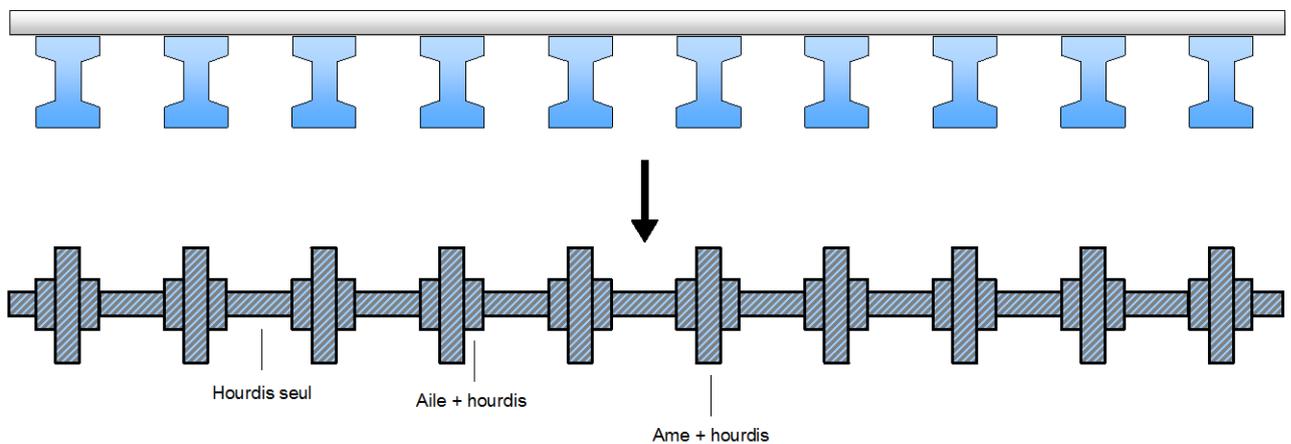


Figure 15 : Principe de modélisation de la méthode « Millan NFA2 » (cas de l'ouvrage n°3)

A. Application numérique : calcul des caractéristiques de chaque plaque

a) Cas de l'ouvrage n°1 (poutres identiques)

Éléments intermédiaire de hourdis

Longitudinalement :

$$\text{Inertie de flexion : } I_{xx} = 0,7 \cdot 0,2^3 / 12 \text{ soit } I_{xx} = 4,667 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

$$\text{Inertie de torsion : } J_{xx} = 0,7 \cdot 0,2^3 / 6 = 9,333 \cdot 10^{-4} \text{ m}^4$$

Transversalement

$$\text{Inertie de flexion : } I_{yy} = 20 \cdot 0,2^3 / 12 = 1,33 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

$$\text{Inertie de torsion } J_{yy} = 20 \cdot 0,2^3 / 6 = 2,667 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

Pour les éléments de hourdis, on obtient ainsi des caractéristiques mécaniques isotropes :

$$\rho_p = \rho_e = 24,46 \text{ MN.m}^2 / \text{ml} \quad \gamma_p = \gamma_e = 19,57 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$$

Plaques dans l'axe des poutres

Longitudinalement :

Pour le calcul de l'inertie de flexion :

$$\text{Inertie de flexion propre : } I_{xx,p} = 0,3 \cdot 0,9^3 / 12 \text{ soit } I_{xx,p} = 1,823 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4.$$

Cette valeur est augmentée pour prendre en compte l'excentrement du hourdis par rapport aux poutres. On considère un bras de levier d égal à la distance entre le centre de gravité du hourdis et celui du centre de gravité du tablier entier. Ce dernier est dans le cas de l'ouvrage n°1 confondu avec le centre de gravité de la file (poutre et hourdis associé), puisque toutes les files sont identiques. Par conséquent $d = 0,8 - 0,5695$ soit $d = 0,2305 \text{ m}$. Ce bras de levier s'applique à la section de hourdis intermédiaire de la file de poutre étudiée $S_{\text{hourdisint}} = 0,7 * 0,2 = 0,14 \text{ m}^2$.

$$\text{Terme de Huygens correspondant } I_{\text{Huygens}} = S_{\text{hourdisint}} \cdot d^2 \text{ soit } I_{\text{Huygens}} = 7,437 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4.$$

Pour être totalement correct, il faudrait aussi ajouter le terme de Huygens lié à l'excentrement de la nervure seule par rapport au centre de gravité total.

$$\text{L'inertie de flexion totale est : } I_{xx} = I_{xx,p} + I_{\text{Huygens}} = 2,566 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$$

Pour le calcul de l'inertie de torsion :

La formule simplifiée $J_{xx} = 0,9 \cdot 0,3^3 / 6 = 4,05 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$ n'est pas suffisamment précise. On utilise donc la formulation plus exacte de Courbon [8] Tome I, ch. XI :

$$J_{\text{courbon}} = \frac{1}{3} u^3 v \left[1 - \frac{192}{\pi^5} \left(\frac{u}{v} \right) \sum_{n=1,3,5}^{\infty} \frac{1}{n^5} \tanh \left(\frac{n \pi v}{2 u} \right) \right]$$

Avec u et v respectivement largeur minimale et maximale de l'élément rectangulaire considéré.

La formulation de Courbon est utilisée pour le calcul de l'inertie de torsion de la poutre seule $J_{xx,p}$, on a donc :

$$u = \text{MIN}(0,3 ; 0,7) = 0,3 \text{ m} \text{ et } v = \text{MAX}(0,3 ; 0,7) = 0,7 \text{ m}.$$

Pour le calcul de la somme, on pose k_{courbon} tel que $J_{xx,p} = u^3 v \cdot k_{\text{courbon}}$.

$$\text{Puis on pose } X_n = \frac{n \cdot \pi \cdot v}{2 \cdot u}, \quad Y_n = e^{-2 \cdot X_n} \text{ et } Z_n = \frac{1}{n^5} \tanh(Y_n) = \frac{1 - Y_n}{n^5 (1 + Y_n)}$$

Les valeurs obtenues pour $n = 1,3,5$ sont données dans le tableau suivant.

n	X_n	Y_n	Z_n
1	3.66	$6.55 \cdot 10^{-4}$	0.99
2	10.99	$2.81 \cdot 10^{-10}$	0.004
3	18.32	$1.21 \cdot 10^{-16}$	0.00032
Somme des Z_n			1.003

Tableau 2 : Détail de sommation pour formulation de Courbon

On pose : $T_1 = \pi^5 \cdot \frac{v}{u} = \pi^5 \cdot \frac{0,7}{0,3} = 714,04$ et $T_2 = \frac{192}{T_1} \cdot \sum_{n=1,3,5}^{\infty} Z_n = \frac{192}{714,04} \cdot 1,003 = 0,2697$.

On a donc : $k_{courbon} = \frac{1-T_2}{3} = \frac{1-0,2697}{3} = 0,2434$.

Inertie de torsion poutre : $J_{xx,p} = 0,3^3 \cdot 0,7 \cdot 0,2434 = 4,600 \cdot 10^{-3} m^4$

Inertie de torsion propre hourdis $J_{xx,h} = 0,3 \cdot 0,2^3 / 6 = 4,0 \cdot 10^{-4} m^4$

L'inertie de torsion totale est :

$$J_{xx} = J_{xx,p} + J_{xx,h} = 4,600 \cdot 10^{-3} + 4,0 \cdot 10^{-4} = 5,0 \cdot 10^{-3} m^4$$

Transversalement

L'inertie de flexion transversale est : $I_{yy} = 20 \cdot 0,9^3 / 12 = 1,215 m^4$

L'inertie de torsion transversale a priori serait : $J_{yy,eval} = 20 \cdot 0,9^3 / 6 = 2,430 m^4$.

A ce stade, on a constaté que l'on devait tenir compte d'une hauteur réduite pour évaluer cette inertie de torsion transversale de la plaque modélisant la poutre, conformément à la correction détaillée dans la suite de l'article, § Calage de la méthode « Millan NFA2 » : correction des inerties de torsion.

On ne détaille ici que l'application numérique

La nouvelle hauteur à considérer est : $h_{red} = b + \frac{a}{4} = 0,2 + \frac{0,3}{4} = 0,275 m$, au lieu de 0,9m.

L'inertie de torsion transversale corrigée est : $J_{yy} = 20 \cdot 0,275^3 / 6 = 0,0693 m^4$

Cette valeur est bien inférieure à la valeur initiale : $J_{yy,eval} = 2,430 m^4$.

Finalement pour les plaques dans l'axe des poutres, on obtient ainsi les caractéristiques mécaniques :

$$\rho_p = 36688 \cdot \frac{2,566 \cdot 10^{-2}}{0,3} = 3138,34 \text{ MN.m}^2 / \text{ml} \quad \gamma_p = 14675 \cdot \frac{5 \cdot 10^{-3}}{0,3} = 244,62 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$$

$$\rho_e = 36688 \cdot \frac{1,215}{20} = 2228,79 \text{ MN.m}^2 / \text{ml} \quad \gamma_e = 14675 \cdot \frac{0,0693}{20} = 50,866 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$$

Cette dernière valeur est obtenue en tenant compte de la hauteur réduite pour le calcul d'inertie de torsion, contrairement à la valeur : $\gamma_{e,eval} = 14675 \cdot \frac{2,430}{20} = 1783,04 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$ qui ne donne pas de bons résultats.

b) Cas de l'ouvrage n°2 (poutres de rive jumelées)

Éléments intermédiaire de hourdis

Les éléments intermédiaires de hourdis ont des caractéristiques identiques à celles de l'ouvrage n°1 (poutres identiques).

Plaques dans l'axe des poutres

Pour les plaques dans l'axe des poutres courantes, seule la valeur de ρ_p est légèrement modifiée par rapport à l'ouvrage n°1. Le calcul du terme de Huygens lié à l'excentrement du hourdis est en effet légèrement différent. On considère la distance entre le centre de gravité du hourdis et le centre de gravité du tablier complet, ce qui donne $d = 0,2509 \text{ m}$ et $I_{Huygens} = 8,81 \cdot 10^{-3} \text{ m}^4$.

Ainsi $I_{xx} = 2,704 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$ et $\rho_p = 3\,306,45 \text{ MN.m}^2 / \text{ml}$

Pour les plaques dans l'axe des poutres de rive, le jumelage entraîne une modification de ρ_p et γ_p par rapport à l'ouvrage n°1. Le calcul, tout à fait similaire à celui de l'ouvrage n°1, n'est que partiellement détaillé ici. On rappelle que dans le cadre de cette étude, chaque ensemble de 2 poutres de rive jumelées est modélisé comme une seule poutre rectangulaire de largeur double (voir explications données précédemment dans la partie "Méthode Guyon-Massonnet classique").

L'inertie de flexion longitudinale propre $I_{xx,p} = 0,6 \cdot 0,9^3 / 12$ soit $I_{xx,p} = 3,645 \cdot 10^{-2} \text{ m}^4$

Cette valeur est augmentée pour prendre en compte l'excentrement du hourdis par rapport aux poutres. On considère un bras de levier d égal à la distance entre le centre de gravité du hourdis et celui du centre de gravité du tablier entier. Ce dernier est dans le cas de l'ouvrage n°2 différent du centre de gravité de la file (poutre et hourdis associé), puisque toutes les files ne sont pas identiques. ($d = 0,2509 \text{ m}$)

Ce bras de levier s'applique à la section de hourdis intermédiaire de la file de poutre étudiée

$$S_{hourdisint} = 0,4 * 0,2 = 0,08 \text{ m}^2$$

Terme de Huygens : $I_{Huygens} = S_{hourdisint} \cdot d^2 I_{Huygens} = 5,036 \cdot 10^{-3} m^4$.

L'inertie de flexion totale est : $I_{xx} = I_{xx,p} + I_{Huygens} = 4,149 \cdot 10^{-2} m^4$

Le calcul de l'inertie de torsion se base sur la formulation de Courbon [8] Tome I, ch. XI.

Les calculs sont similaires à ceux effectués précédemment pour l'ouvrage n°1 :

$$u = \text{MIN}(0,6; 0,7) = 0,6 m \text{ et } v = \text{MAX}(0,6; 0,7) = 0,7 m .$$

L'inertie de torsion totale est : $J_{xx} = J_{xx,p} + J_{xx,h} = 2,453 \cdot 10^{-2} + 8,0 \cdot 10^{-4} = 2,533 \cdot 10^{-2} m^4$

Les caractéristiques mécaniques sont finalement :

$$\rho_p = 36688 \cdot \frac{4,149 \cdot 10^{-2}}{0,6} = 2536,70 MN.m^2 / ml$$

$$\gamma_p = 14675 \cdot \frac{2,533 \cdot 10^{-2}}{0,6} = 619,51 MN.m^2 / ml$$

c) Cas de l'ouvrage n°3

L'application de la méthode « Millan NFA2 » à l'ouvrage n°3 est similaire en termes de calcul des caractéristiques de plaques, mais plus lourde à cause de la géométrie des poutres en I. Nous ne donnerons donc que les valeurs obtenues, sans détailler les calculs, qui sont menés en suivant les recommandations de [6] et [7].

Éléments intermédiaire de hourdis

$$\rho_p = \rho_e = 24,46 MN.m^2 / ml \quad \gamma_p = \gamma_e = 19,57 MN.m^2 / ml$$

Plaques correspondant aux âmes des poutres

$$\rho_p = 4217,79 MN.m^2 / ml \quad \gamma_p = 169,20 MN.m^2 / ml$$

$$\rho_e = 2228,79 MN.m^2 / ml \quad \gamma_e = 1783,04 MN.m^2 / ml$$

Plaques correspondant aux ailes des poutres

$$\rho_p = 1029,84 MN.m^2 / ml \quad \gamma_p = 28,94 MN.m^2 / ml$$

$$\rho_e = 159,80 MN.m^2 / ml \quad \gamma_e = 127,84 MN.m^2 / ml$$

IV. Calage de la méthode « Millan NFA2 » : correction des inerties de torsion

1. Problématique

L'ensemble des résultats de la méthode « Millan NFA2 » présentés dans la suite n'ont pas été obtenus directement. En effet, les résultats initiaux faisaient apparaître des différences surprenantes par rapport à ceux issus des calculs aux éléments finis. Plusieurs types de modifications de la méthode ont été envisagés : utilisation de plaques exclusivement isotropes dans la modélisation, annulation de la correction liée à l'excentrement du hourdis par rapport aux poutres, modification de la valeur du coefficient de poisson... Mais aucune de ces modifications ne s'est révélée satisfaisante. Une correction des caractéristiques mécaniques des plaques du modèle « Millan NFA2 » s'est finalement avérée nécessaire : on donne ci-après un aperçu de la démarche.

2. Constat sur les résultats initiaux

Les valeurs de la méthode initiale, notée "NFA2_ini", présentent des écarts importants avec les courbes éléments finis, aussi bien en K_m , en K_w et en M_y . On visualise sur la *Figure 16* ci-dessous les valeurs des K_w pour l'ouvrage n°1. La courbe "NFA2_ini" correspond aux résultats initiaux obtenus par la méthode NFA2 avec des caractéristiques mécaniques classiques. La courbe "NFA2_iso", obtenue avec une modélisation à plaques isotropes pour les poutres, est encore moins satisfaisante. De la même façon, l'annulation du terme de Huygens lié à l'excentrement du hourdis n'est pas non plus souhaitable, comme le montre la courbe "NFA2_non_exc".

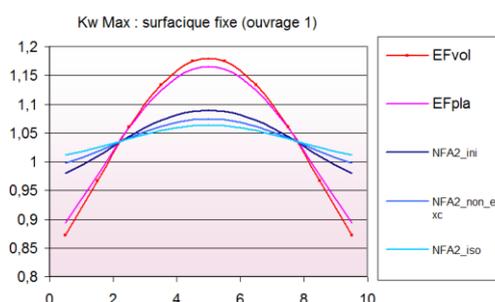


Figure 16 : Méthode « Millan NFA2 » initiale et variantes non satisfaisantes : valeurs des K_w (ouvrage n°1)

3. Résultats sur un ouvrage à poutres identiques et étroites avec hourdis centrés

On considère ensuite un ouvrage "n°1bis" purement théorique dont la géométrie spatiale ne présente aucun excentrement des poutres par rapport au hourdis (*Figure 17*). Cet ouvrage sera modélisé tel quel avec les éléments finis volumiques, les éléments finis de plaque et la méthode NFA2 initiale.

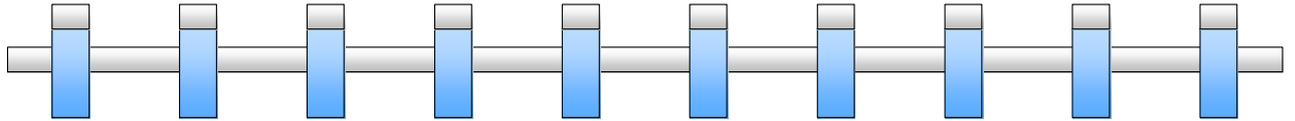


Figure 17 : Géométrie de l'ouvrage n°1bis

Les résultats obtenus présentent toujours des écarts anormaux (exemple des coefficients K_w , Figure 18). Ces écarts, présentés ici avec le coefficient de poisson $\nu = 0,2$ sont également observés avec $\nu = 0$.

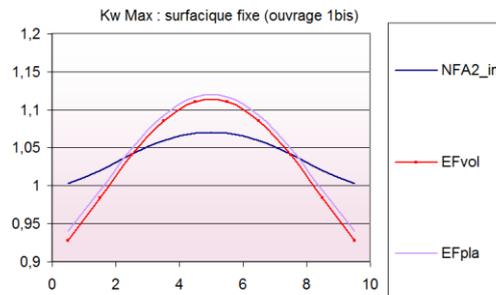


Figure 18 : Méthode « Millan NFA2 » initiale : valeurs des Kw (ouvrage n°1bis)

4. Validation sur une dalle rectangulaire

Afin d'écartier tout doute sur les différentes méthodes et les intermédiaires de calcul, on réalise une étude sur un ouvrage composé uniquement d'une dalle de 20 centimètres, baptisé "ouvrage n°0". On obtient une similitude parfaite avec les éléments finis de plaques, et un très léger écart avec les éléments finis volumiques (Figure 19).

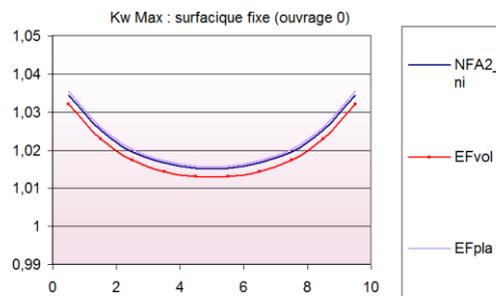


Figure 19 : Méthode « Millan NFA2 » initiale : valeurs des Kw (cas de l'ouvrage n°0)

5. Résultats sur un ouvrage à poutres identiques mais larges avec hourdis centrés

On construit ensuite un nouvel ouvrage théorique "n°1ter" similaire à l'ouvrage n°1bis. Cet ouvrage n°1ter (Figure 20) est très dilaté en largeur et présente des différences d'épaisseur faibles entre les poutres et le hourdis. La géométrie est donnée en Figure 1. Le hourdis présente une hauteur de 0,20 mètres et les poutres également, ce qui donne une épaisseur totale de 0,40 mètres dans l'axe des poutres.

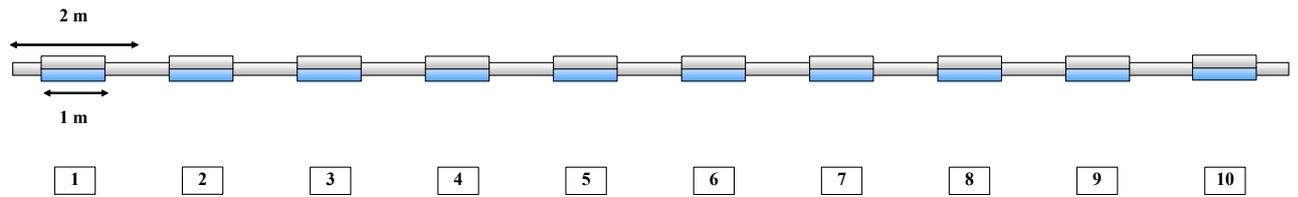


Figure 20 : Géométrie de l'ouvrage n°1ter

La méthode NFA2 initiale donne d'excellents résultats sur cet ouvrage n°1ter (exemple des facteurs K_w , Figure 21). On valide ainsi toute la chaîne de calculs dans le cas d'un ouvrage avec des poutres larges et peu hautes. Il est intéressant de noter que la validation de la méthode NFA sur ce type d'ouvrage existe déjà dans l'article d'A.L.Millan [1] : l'exemple d'un tablier à deux nervures larges y est présenté.

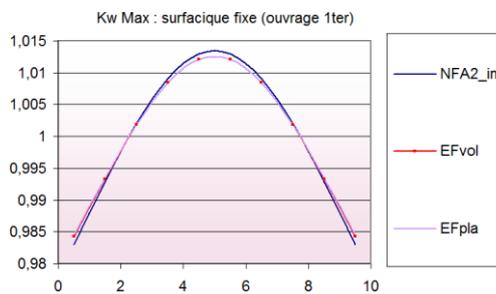


Figure 21 : Méthode « Millan NFA2 » initiale : valeurs des Kw (cas de l'ouvrage n°1ter)

6. Correction du modèle « Millan NFA2 »

Les étapes précédentes permettent de localiser le problème : la méthode « Millan NFA 2 » initiale est défaillante dans le cas des poutres étroites, avec de fortes différences d'épaisseur entre les poutres et les hourdis.

Ce constat, après étude des mécanismes de torsion sur les modèles aux éléments finis, a permis d'aboutir à une solution qui fonctionne bien : apporter une correction aux inerties de torsion transversales des poutres dans la méthode « Millan NFA2 ».

La correction à apporter suppose une diffusion à 45° des efforts de torsion transversale dans les poutres. Le calcul de la rigidité de torsion transversale γ_e des plaques correspondantes est ensuite réalisé en négligeant la matière située en dehors du cône de diffusion. Ainsi, lorsqu'une poutre est très large et peu haute, on obtient une diffusion des efforts de torsion dans toute la plaque de poutre. En revanche, pour une poutre haute et étroite, la diffusion ne peut se faire sur toute la hauteur, ce qui réduit considérablement la section utile de reprise des efforts de torsion. Les géométries réduites considérées pour le calcul des inerties de torsion transversales des poutres sont les suivantes (voir Figure 22). On distingue le cas d'une poutre haute de celui d'une poutre large.

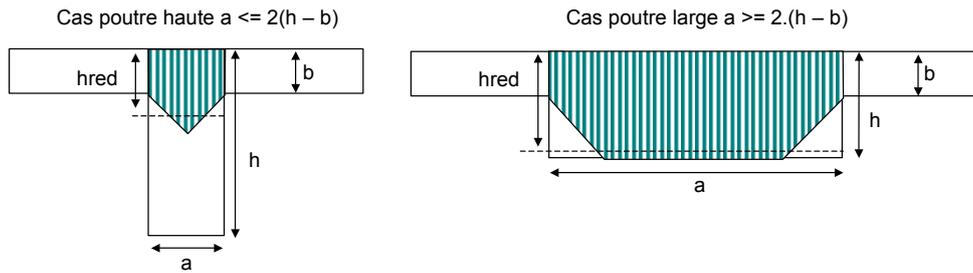


Figure 22 : Calcul de la hauteur réduite selon le cas : poutre haute ou poutre large

On évalue dans les deux cas la hauteur h_{red} qui sera utilisée dans le calcul de la rigidité de torsion transversale γ_e . Cette hauteur h_{red} est la hauteur moyenne de la zone hachurée dans chacun des deux cas de la Figure 22.

Dans le cas d'une poutre haute, la hauteur réduite considérée pour le calcul des rigidités de torsion vaut :

$$h_{red} = b + \frac{a}{4}$$

Dans le cas d'une poutre large, la hauteur réduite est proche de la hauteur réelle. On l'évalue ainsi :

$$h_{red} = \frac{1}{a} \cdot \left[h(a - 2(h - b)) + 2(h - b) \left(b + \frac{h - b}{2} \right) \right]$$

$$\text{soit } h_{red} = \frac{1}{a} \cdot \left[(a - 2h + 2b)h + h^2 - b^2 \right]$$

7. Impact sur les résultats

La correction des inerties de torsion permet d'améliorer considérablement la concordance avec les résultats éléments finis sur l'ensemble des ouvrages étudiés. Tout d'abord, sur l'ouvrage théorique n°1bis (Figure 23), l'amélioration du comportement est notoire, aussi bien en K_w qu'en K_m et en M_y .

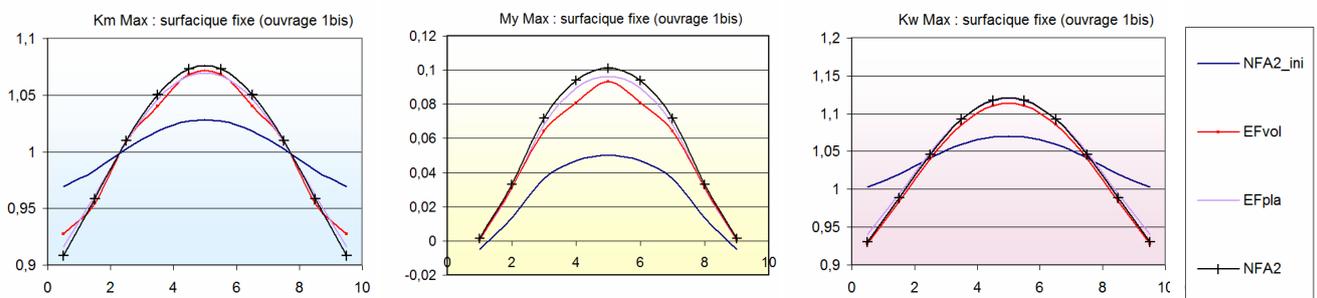


Figure 23 : Charge surfacique fixe, valeurs des Km, My et Kw (cas de l'ouvrage n°1bis)

Pour les ouvrages n°1, n°2 et n°3, les résultats obtenus (méthode NFA2) seront présentés en tenant compte de la correction proposée dans toute la suite de l'article. Il est tout de même intéressant de visualiser l'amélioration produite entre NFA2_ini et NFA2 sur un même graphique. À titre d'exemple, les valeurs obtenues avec l'ouvrage n°2 sous le cas de charge surfacique excentré sont données en *Figure 24* : la correction a un effet bénéfique très net sur l'ensemble des résultats.

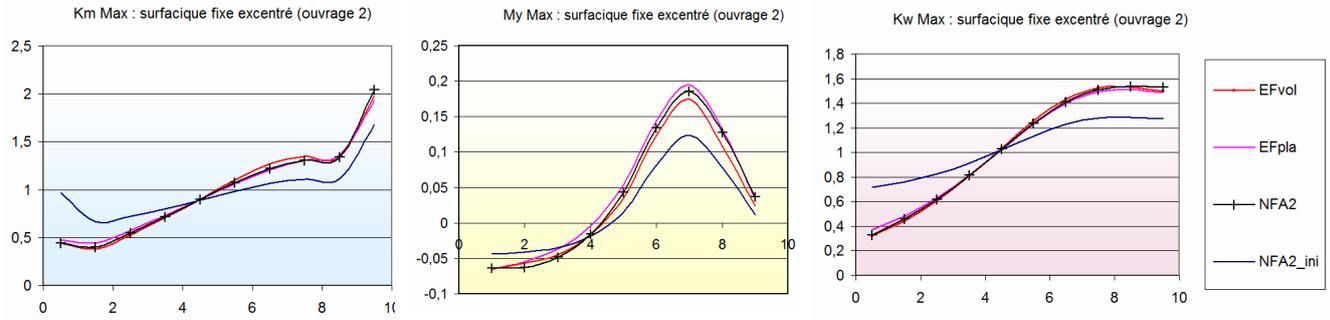


Figure 24 : Charge surfacique fixe, valeurs des K_m , M_y et K_w (cas de l'ouvrage n°2)

V. Résultats finaux

On ne présente ici que les résultats sous les cas de charge "surfacique fixe" et "surfacique fixe excentré". Les observations faites restent bien entendu valables pour les autres cas de charge.

1. Ouvrage n°1 (poutres identiques)

L'ouvrage n°1, de part sa géométrie régulière, donne des résultats similaires quelle que soit la méthode de calcul (voir *Figure 25*). La méthode Guyon-Massonnet Classique (GMC) et la méthode « Millan NFA1 » donnent des résultats égaux en tout point, ce qui est logique puisque les caractéristiques de plaque du tablier complet et de chaque file sont identiques pour l'ouvrage n°1. La méthode « Millan NFA2 » donne des résultats très proches des éléments finis plaques (EFpla) et volumiques (EFvol) en terme de K_m et de K_w . Par ailleurs on constate que les M_y issus des éléments finis volumiques sont légèrement sous-évalués : ceci est dû aux approximations de post-traitement ainsi qu'à des effets volumiques non pris en compte dans les plaques.

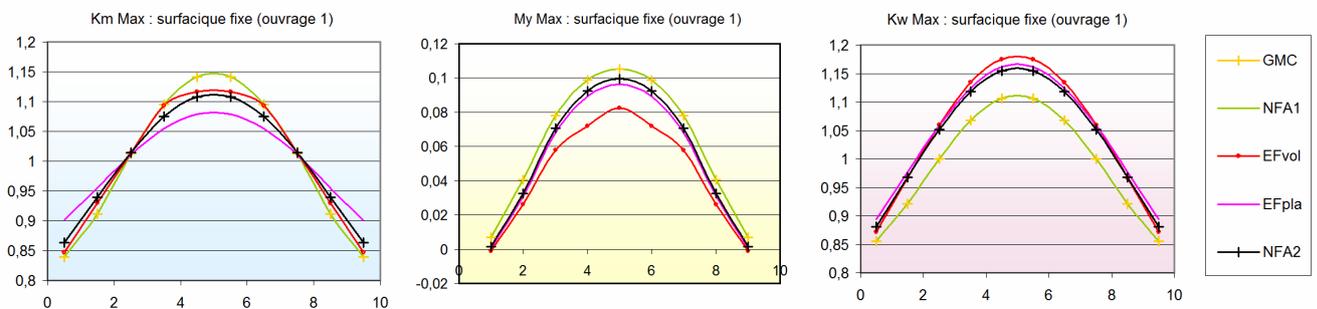


Figure 25 : Charge surfacique fixe, valeurs des K_m , M_y et K_w (cas de l'ouvrage n°1)

Dans le cas d'une charge surfacique fixe excentrée, on constate que les méthodes donnent toutes des résultats très proches (*Figure 26* ci-dessous) aussi bien en K_m , en K_w et en M_y .

Les écarts entre les résultats des différentes méthodes obtenus avec le cas de charge excentré sont plus faibles qu'avec le cas de charge centré. Cette différence s'explique un effet local renforcé du chargement dans le cas excentré (charge appliquée sur une largeur de 2 mètres) qui donne des valeurs plus significatives en K_m , en K_w et en M_y . Au contraire, pour le cas de charge centré dont la charge est répartie sur 6 mètres de largeur, les valeurs des K_m , en K_w et en M_y sont plus faibles ce qui donne des écarts plus importants entre les différentes méthodes.

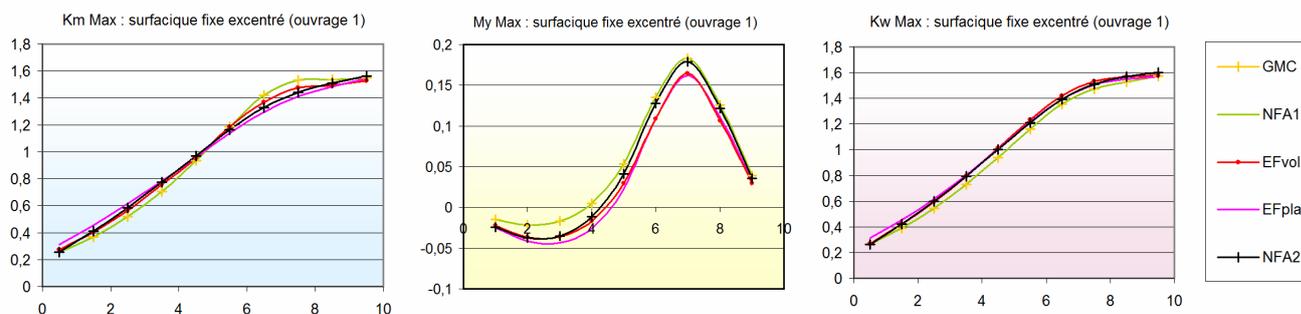


Figure 26 : Charge surfacique fixe excentré, valeurs des K_m , M_y et K_w (cas de l'ouvrage n°1)

a) Ouvrage n°2 (poutres de rive jumelées)

L'ouvrage n°2 présente un intérêt particulier du fait des poutres de rives renforcées. Sur la Figure 27 ci-dessous, on constate que la méthode GMC, qui considère l'effet moyen du tablier, donne des valeurs erronées en particulier pour les valeurs de K_m . On rappelle que la méthode de prise en compte des poutres de rives renforcées issue du dossier pilote VIPP 67 [6] n'est pas appliquée pour les résultats GMC.

La méthode « Millan NFA1 » permet d'obtenir des allures de courbe correctes vis-à-vis du renfort des poutres de rives, mais elle reste plus approximative que la méthode « Millan NFA2 » au vu des résultats aux éléments finis.

La méthode « Millan NFA2 » est très satisfaisante puisqu'elle donne des résultats intermédiaires entre les éléments finis de plaques et volumiques.

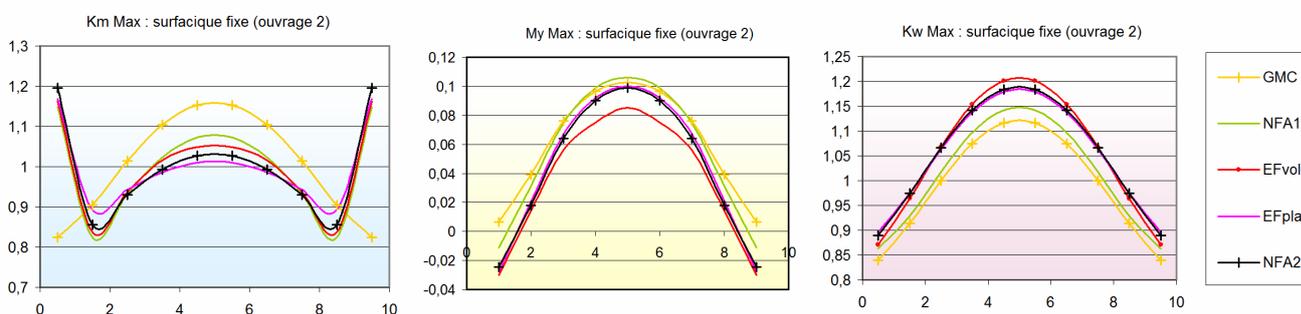


Figure 27 : Charge surfacique fixe, valeurs des K_m , M_y et K_w (cas de l'ouvrage n°2)

Les valeurs sous charge surfacique fixe excentrée (Figure 28) confirment les insuffisances de la méthode GMC et les très bons résultats de la méthode « Millan NFA2 ».

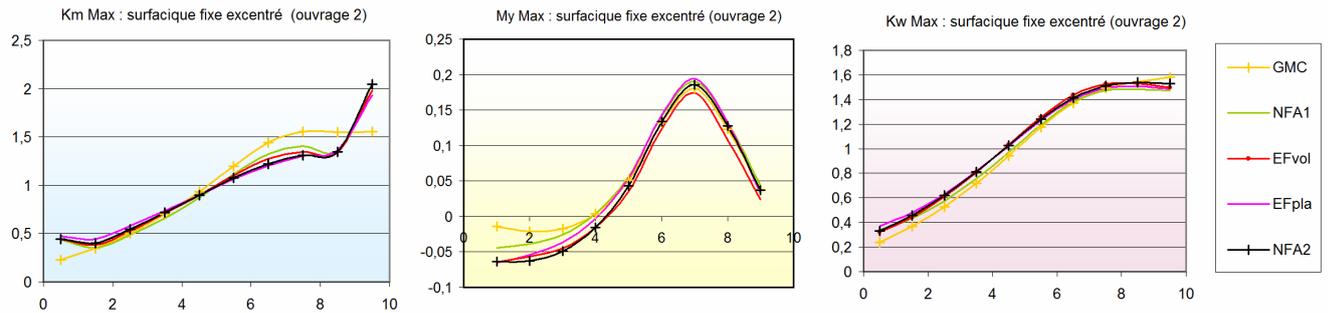


Figure 28 : Charge surfacique fixe excentrée, valeurs des K_m , M_y et K_w (cas de l'ouvrage n°2)

b) Ouvrage n°3 (poutres en I)

L'ouvrage n°3, constitué de poutres en I, n'est étudié qu'avec les éléments finis volumiques et avec la méthode « Millan NFA2 ». On visualise ci-dessous (Figure 29) les résultats issus des 2 méthodes, qui sont proches, avec une sous-estimation des M_y par les éléments finis volumiques déjà constatée sur les ouvrages n°1 et n°2.

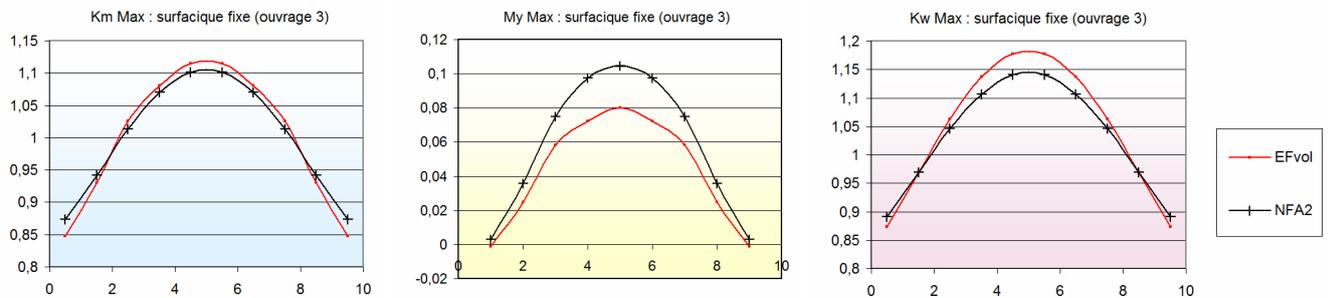


Figure 29 : Charge surfacique fixe, valeurs des K_m , M_y et K_w (cas de l'ouvrage n°3)

L'étude sous charge surfacique excentrée (Figure 30) aboutit à des conclusions similaires : les M_y sont légèrement plus faibles avec les éléments finis volumiques, mais les K_m et les K_w sont très proches. On note toutefois un effet local donnant un K_m plus faible dans l'axe de la zone chargée avec l'étude éléments finis.

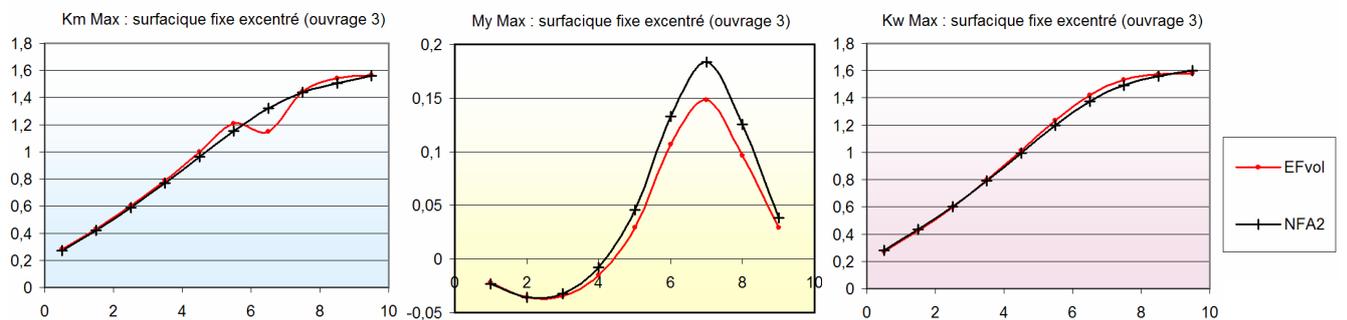


Figure 30 : Charge surfacique fixe excentrée, valeurs des K_m , M_y et K_w (cas de l'ouvrage n°3)

VI. Conclusions

Les résultats de la méthode « Millan NFA » appliquée à la modélisation multi-plaques des ponts à poutres sont concluants. La méthode fonctionne avec des géométries de poutres et des chargements variables et permet une évaluation rapide et précise du comportement transversal des tabliers. La méthode peut être utilisée pour le calcul des ponts à poutres de type PRAD, mais également des VIPP (Viaducs Indépendants à Poutres Précontraintes par post-tension), des ponts à poutres en béton armé, des dalles à nervures larges ou minces, etc... La méthode est implémentée dans la chaîne de calcul CHAMOA-P © pour les PRAD du CEREMA. De multiples situations de projet peuvent nécessiter de tels calculs, aussi bien la construction d'ouvrages neufs avec poutres de rives massives que la réparation ou le renforcement d'ouvrages existants.

Dans le cas des ouvrages à poutres hautes et peu larges, ou des ponts à nervures minces, l'ingénieur doit prendre en compte une correction spécifique des inerties de torsion transversales des plaques dans la modélisation des poutres (ou des nervures). Cette correction permet d'obtenir des résultats très proches de ceux issus de modélisations aux éléments finis de plaques et volumiques. En revanche, les fondements théoriques précis de cette correction restent un sujet à approfondir.

Enfin, les insuffisances majeures de la méthode Guyon-Massonnet "classique" dans le cas d'un ouvrage à poutres de rives renforcées, et lorsque aucune correction analogue à celle décrite dans le dossier pilote VIPP 67 [6] n'est appliquée, ont été clairement rappelées. En effet, la considération d'une seule plaque pour représenter l'intégralité du tablier ne permet pas d'obtenir la répartition réelle des efforts sur les poutres, en particulier sur les poutres de rive.

Références bibliographiques

- [1] Nouvelle formulation analytique de la flexion transversale d'une dalle orthotrope - A.L.Millan - Construction Métallique n°2 - 2004
- [2] Méthode de Guyon Massonnet Barès appliquée aux ouvrages à poutres d'inertie distincte - G.Bondonet et P.Corfdir - Revue Européenne de Génie Civil - Volume 9, n°9-10 - 2005
- [3] Théorie des plaques et coques - S.Timoshenko et Ch.Beranger - Librairie Polytechnique - 1961.
- [4] Compléments à la méthode de calcul des ponts à poutres multiples - C.Massonnet - Annales de l'ITBTP n°169 - janvier 1962.
- [5] Le calcul des grillages de poutres et dalles orthotropes selon la méthode Guyon-Massonnet-Barès - R.Barès et C.Massonnet - Dunod - 1966
- [6] Viaduc à travée indépendantes précontraintes V.I.P.P. 67 - Dossier pilote du Sétra - 1967
- [7] Pont à poutres préfabriquées précontraintes par fil adhérent P.R.A.D. 73 - Dossier pilote du Sétra - 1973
- [8] Résistance des Matériaux - J.Courbon - Dunod - 1966.

Abaques des sollicitations du modèle de fatigue FLM3 pour les dalles de pont bipoutre mixte a entretoises

Jean-Paul Deveaud¹, Noël Robert²

¹ Cerema/DTerCE/DLL/OASMD/DOA, 25 Avenue François Mitterrand - CS 92803 - 69674 Bron Cedex, jean-paul.deveaud@cerema.fr

² Cerema/DTecITM/CTOA/DGOI, 110 rue de Paris - BP 214 - 77487 Provins Cedex, noel.robert@cerema.fr

Résumé

L'Eurocode 2 impose que les éléments de structure soumis à des cycles de chargement réguliers soient vérifiés à la fatigue. C'est le cas des tabliers de ponts sous charges de trafic. Néanmoins, l'annexe nationale permet de se dispenser de vérifications élaborées si à l'ELS caractéristique la contrainte dans le béton est inférieure à $0.6 f_{ck}$ et si la contrainte dans les armatures tendues est inférieure à 300 MPa. Une pratique consiste à dimensionner les hourdis en limitant le travail des armatures à 300 MPa afin de se dispenser de leur vérification à la fatigue. Lorsque ce critère devient prépondérant, il engendre alors un surdimensionnement.

Pour espérer économiser des armatures, il est nécessaire d'appliquer au minimum la méthode équivalente utilisant le modèle FLM3. En effet, l'application rigoureuse de cette méthode révèle généralement que le critère de fatigue n'est pas dimensionnant. Or sa mise en oeuvre n'est pas immédiate, particulièrement la détermination des effets du modèle FLM3.

L'article fournit des abaques des sollicitations sous charge de fatigue FLM3 nécessaire à l'application de la méthode équivalente pour les dalles de pont bipoutre à entretoises. L'article décrit également en détail les hypothèses de calcul, et propose un exemple d'utilisation. La conclusion permet de quantifier les gains de matière envisageables.

I. Introduction

L'Eurocode 2 impose que les éléments de structure soumis à des cycles de chargement réguliers soient vérifiés à la fatigue [1] [2]. C'est le cas des tabliers de ponts sous charges de trafic.

Pour cela, plusieurs méthodes sont proposées par l'Eurocode 2, à savoir, la méthode générale utilisant les modèles de charge de fatigue FLM4 ou FLM5 et la méthode équivalente utilisant le modèle FLM3. Le lecteur souhaitant obtenir des détails sur ces méthodes et sur leur domaine d'application pourra consulter les articles relatifs à ce sujet dans les numéros 51 et 52 du bulletin "Ouvrages d'Art" [3],[4].

L'annexe nationale de la NF EN 1992-2 [5] permet de se dispenser de cette vérification si à l'ELS caractéristique la contrainte dans le béton est inférieure à $0.6f_{ck}$ et si la contrainte dans

les armatures tendues est inférieure à 300 MPa. Une pratique consiste à dimensionner les hourdis en limitant le travail des armatures à 300 MPa afin de se dispenser de leur vérification à la fatigue. La condition sur le béton est toujours respectée car l'Eurocode 2 limite le travail du béton à $0.6 f_{ck}$ à l'ELS caractéristique.

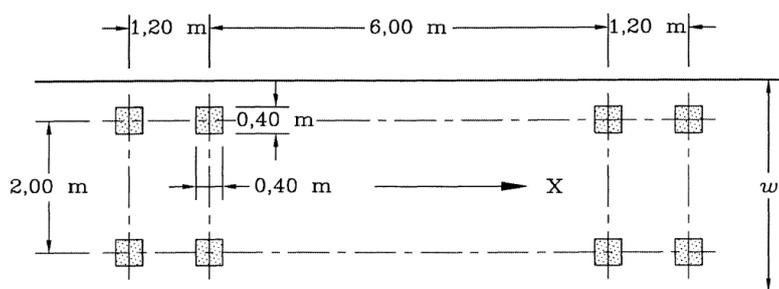
Cette pratique simplifie les études en évitant de mettre en oeuvre une des méthodes de vérification à la fatigue. Cependant elle peut être anti-économique, c'est généralement le cas lors du dimensionnement en flexion transversale d'une dalle de pont bipoutre. Ce critère est souvent dimensionnant au droit de la poutre et cela conduit à surestimer la quantité d'armatures de la nappe supérieure. La justification de la résistance à la fatigue suivant les critères des méthodes générale ou équivalente, moins sévères que le critère simplifié, permet d'optimiser les quantités d'acier.

Cet article, en fournissant sous forme d'abaques les sollicitations sous la charge de fatigue FLM3 nécessaires à l'application de la méthode équivalente, vise à faciliter l'application de cette méthode pour les dalles de pont bipoutre à entretoises. Il présente également un exemple d'application de la méthode équivalente avec l'utilisation de ces abaques.

II. Modèle de charge FLM3 – Méthode équivalente pour la vérification à la fatigue

Cette méthode est décrite dans l'article 6.8.5 de la NF EN 1992-1-1 et dans l'annexe NN de la NF EN 1992-2.

Il s'agit de vérifier directement la résistance des armatures à la fatigue à partir de l'étendue de contrainte maximale due au passage des essieux du convoi FLM3. Ce modèle est décrit à l'article 4.6.4 de la NF EN 1991-2 [6], il est constitué de 4 essieux de 120 kN dont la répartition est précisée sur la figure 1.



Légende

- w_1 largeur de la voie
- X axe longitudinal du pont

Figure 1 : Modèle de charge de fatigue FLM3

Pour plus d'informations sur cette méthode et sur ses hypothèses de calibration, le lecteur se reportera à l'article de F. Dias dans le bulletin "Ouvrages d'art" n°51 [3]. Rappelons seulement qu'une des hypothèses les plus importantes pour la calibration de cette méthode est la linéarité entre la variation de contrainte dans les armatures et la variation du moment. Ce qui est vrai lorsque le moment ne change pas de signe lors du passage du convoi de fatigue.

Cette hypothèse est généralement satisfaite pour la vérification à la fatigue des dalles de bipoutre sous sollicitations transversales. Si le moment change de signe pendant le passage du convoi de fatigue, cette méthode reste tout de même applicable dans la mesure où elle est sécuritaire. On peut cependant effectuer un calcul plus précis en tenant compte de l'état initial (ELS QP) de la dalle pour calculer l'étendue de contraintes équivalentes.

III. Présentations des abaques

1. Préambule

Les hypothèses retenues pour ce travail sont identiques à celles retenues par S. Brisard pour la réalisation des abaques de flexion locale [7].

Rappelons seulement qu'en plan, la dalle est infinie et repose sur deux lignes d'appuis simples parallèles modélisant les deux poutres principales. Et que les encorbellements ont une longueur égale à 0.4 fois l'entraxe des poutres. En coupe, l'épaisseur de la dalle varie linéairement dans les encorbellements et paraboliquement entre les deux poutres comme illustré sur la figure 2.

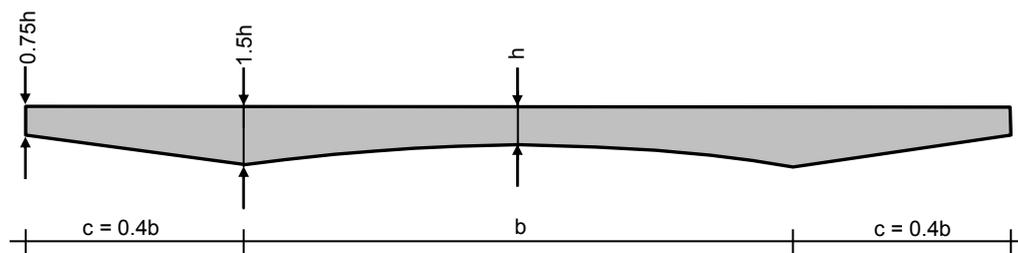


Figure 2 : Profil de la dalle de bipoutre étudiée

Vis-à-vis de la diffusion des charges dans l'épaisseur du revêtement et dans la demi-hauteur de la dalle, aucune mention n'est faite concernant les charges de fatigue comme c'est le cas au §4.3.6 de la NF EN 1991-2 pour les charges de trafic utilisées pour les vérifications locales [6]. On se placera du côté de la sécurité en ne diffusant pas les impacts des essieux du modèle FLM3 comme cela est préconisé au §3.4.2 du guide Sétra "Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts-routes et passerelles" [8]. A noter que l'influence de la diffusion reste modérée sur la valeur des efforts.

2. Construction des abaques

Les abaques donnent les extrema du moment transversal sous l'effet du passage du modèle de fatigue FLM3, au droit des poutres d'une part, et entre les poutres d'autre part. Chaque courbe correspond à une position transversale du centre de la voie de fatigue, repéré à partir du centre de la dalle et en proportion de l'entraxe des poutres b lorsque celui-ci se situe entre les poutres, et repéré à partir de la poutre et en proportion de la longueur de l'encorbellement c lorsque celui-ci se situe sur l'encorbellement. Les positions transversales étudiées du centre de la voie de fatigue sont les suivantes : entre les poutres tous les cinq centièmes de l'entraxe des poutres, et sur l'encorbellement tous les dixièmes de la longueur de l'encorbellement (cf. figure 3).

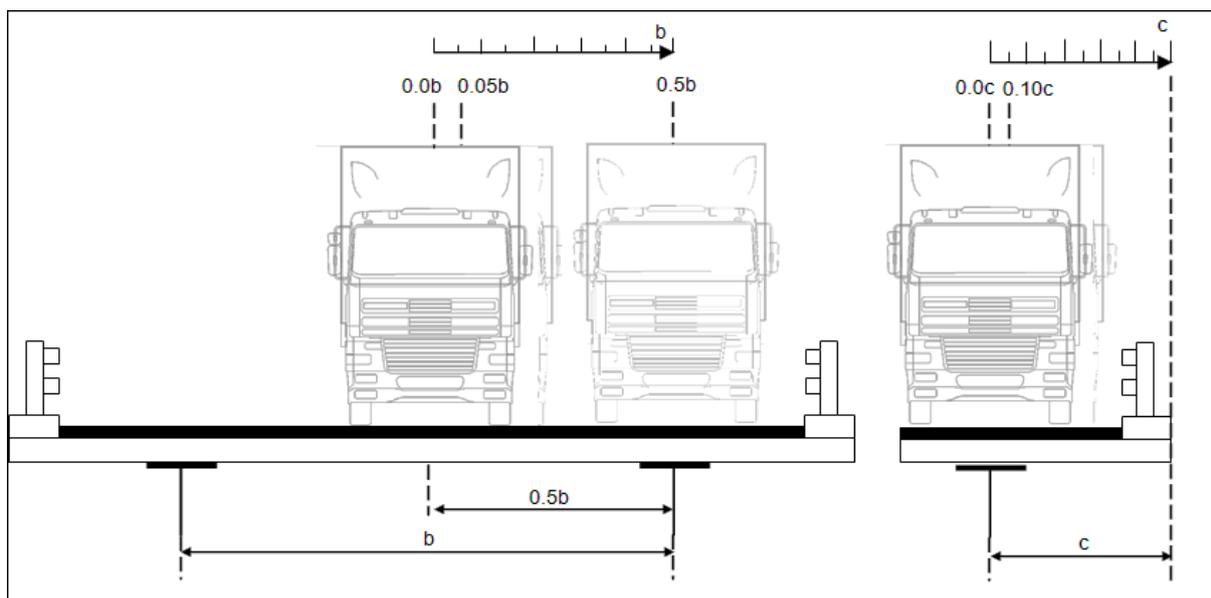


Figure 3 : vue définissant les positions transversales du centre de la voie de fatigue

L'abaque de la figure 5 donne les moments au droit des poutres – ou moments d'encastrement – minimaux pour les positions du centre de la voie de fatigue situées sur l'encorbellement. Ces courbes sont complétées par la courbe intitulée "Frontière" qui donne les moments d'encastrement minimums pour la position du centre de la voie de fatigue la plus proche possible du bord de la dalle, au delà de laquelle les impacts des essieux ne reposent plus complètement sur la dalle. Sur cette courbe, les étiquettes précisent, pour plusieurs longueurs de l'encorbellement, la valeur de la position la plus proche du bord en proportion de la longueur de l'encorbellement.

L'abaque de la figure 6 donne les moments d'encastrement minimaux pour les positions du centre de la voie de fatigue situées entre les poutres. A chaque courbe correspond une seconde courbe qui donne le moment d'encastrement positif maximal obtenu sous l'effet du passage du modèle de fatigue FLM3. En effet, au droit des poutres, le moment transversal dû au convoi de fatigue change de signe lors du passage des essieux, comme le montre la figure 4. Ces deux courbes permettent de calculer l'amplitude de moment totale sous l'effet du passage du modèle de fatigue FLM3. On peut éventuellement utiliser la seconde courbe pour vérifier que le moment total sous la combinaison de fatigue ne change pas de signe.

L'abaque de la figure 7 donne les valeurs maximales des moments transversaux entre les poutres pour les positions du centre de la voie de fatigue situées entre les poutres. Cet abaque est complété par l'abaque de la figure 8 qui donne les positions transversales pour lesquelles sont obtenus ces moments maximaux, en proportion de l'entraxe des poutres. En effet, contrairement au moment négatif qui est toujours minimal au droit des poutres, le moment positif est maximal à proximité de l'impact le plus proche du centre de la dalle, donc à une position variable en fonction de la position du centre de la voie de fatigue. Par exemple, pour $b = 7$ et une position du centre de la voie de fatigue de $0.10b$ (cas illustré par la figure 4), l'abaque de la figure 8 permet de déterminer que le moment maximal est atteint à une distance transversale du centre de la dalle égale à 0.035 fois l'entraxe des poutres, soit 24.50 cm.

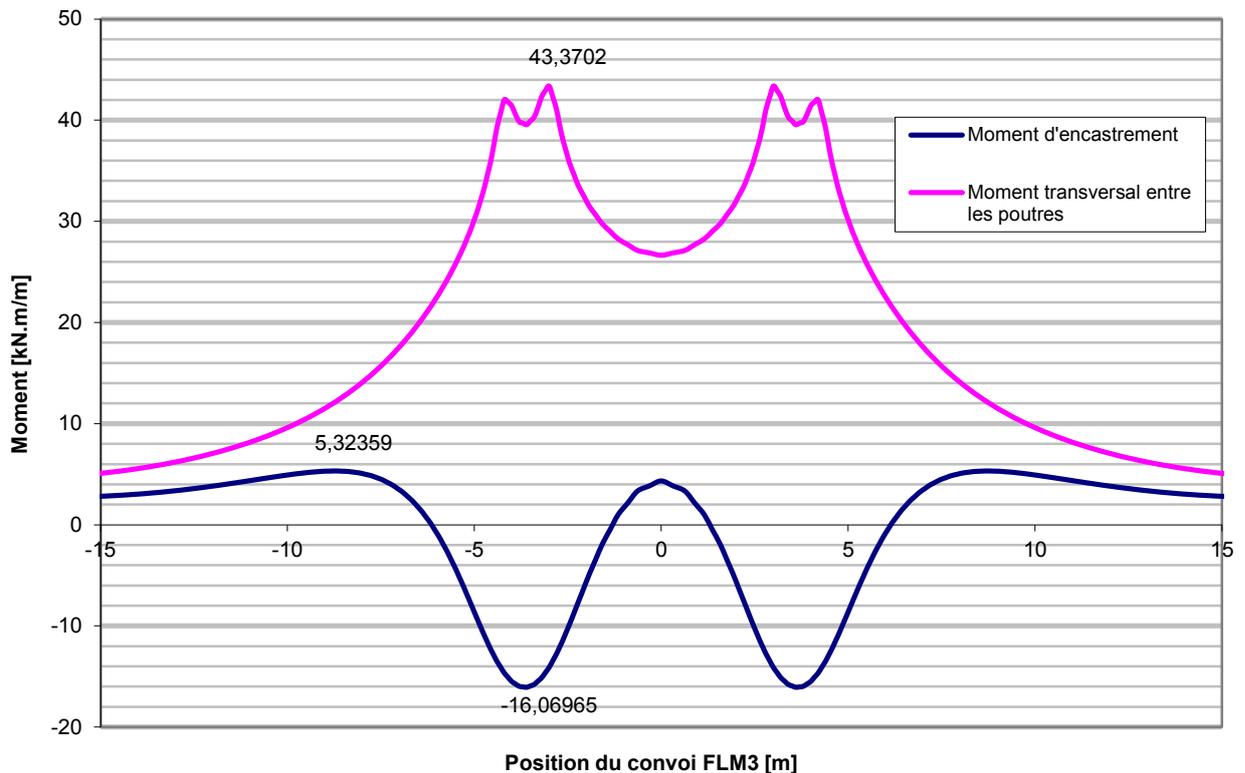


Figure 4 : Moment d'encastrement et moment transversal entre les poutres obtenus pour $b = 7$ et une position du centre de la voie de fatigue de $0.10b$

3. Modélisation

La modélisation a été réalisée à l'aide du logiciel Code_Aster. Ce travail s'inspire de celui de S.Brizard sur les abaques pour la flexion locale, les hypothèses de modélisation y sont identiques [8]. Ce travail a consisté à modéliser l'effet du convoi de fatigue FLM3 pour chaque position transversale du centre de la voie de fatigue étudiée, et pour plusieurs valeurs de l'entraxe des poutres (de 6 m à 12 m tous les 50 cm).

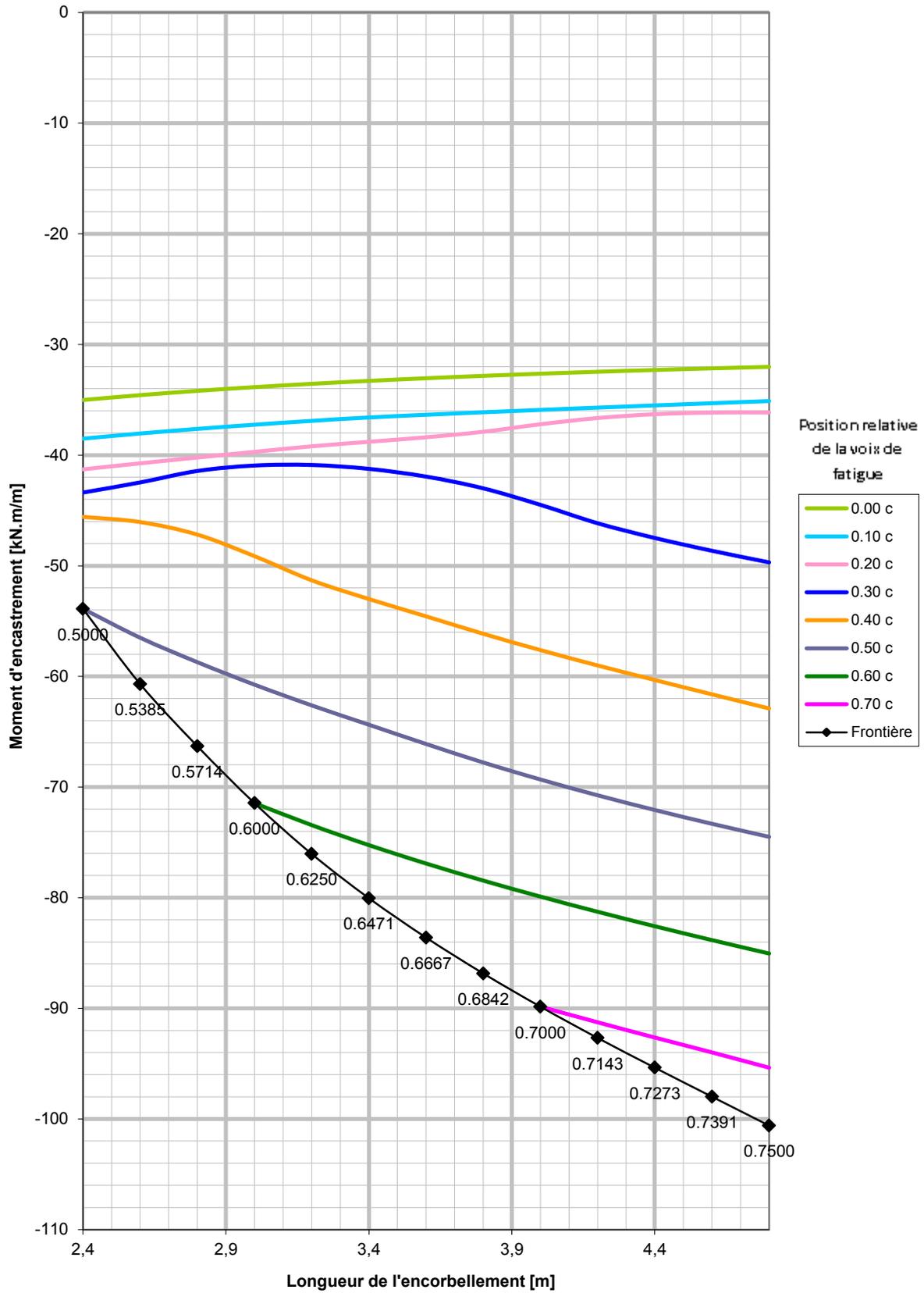


Figure 5 : Abaque du moment d'encastrement sous l'effet du FLM3, centre de la voie de fatigue sur l'encorbellement

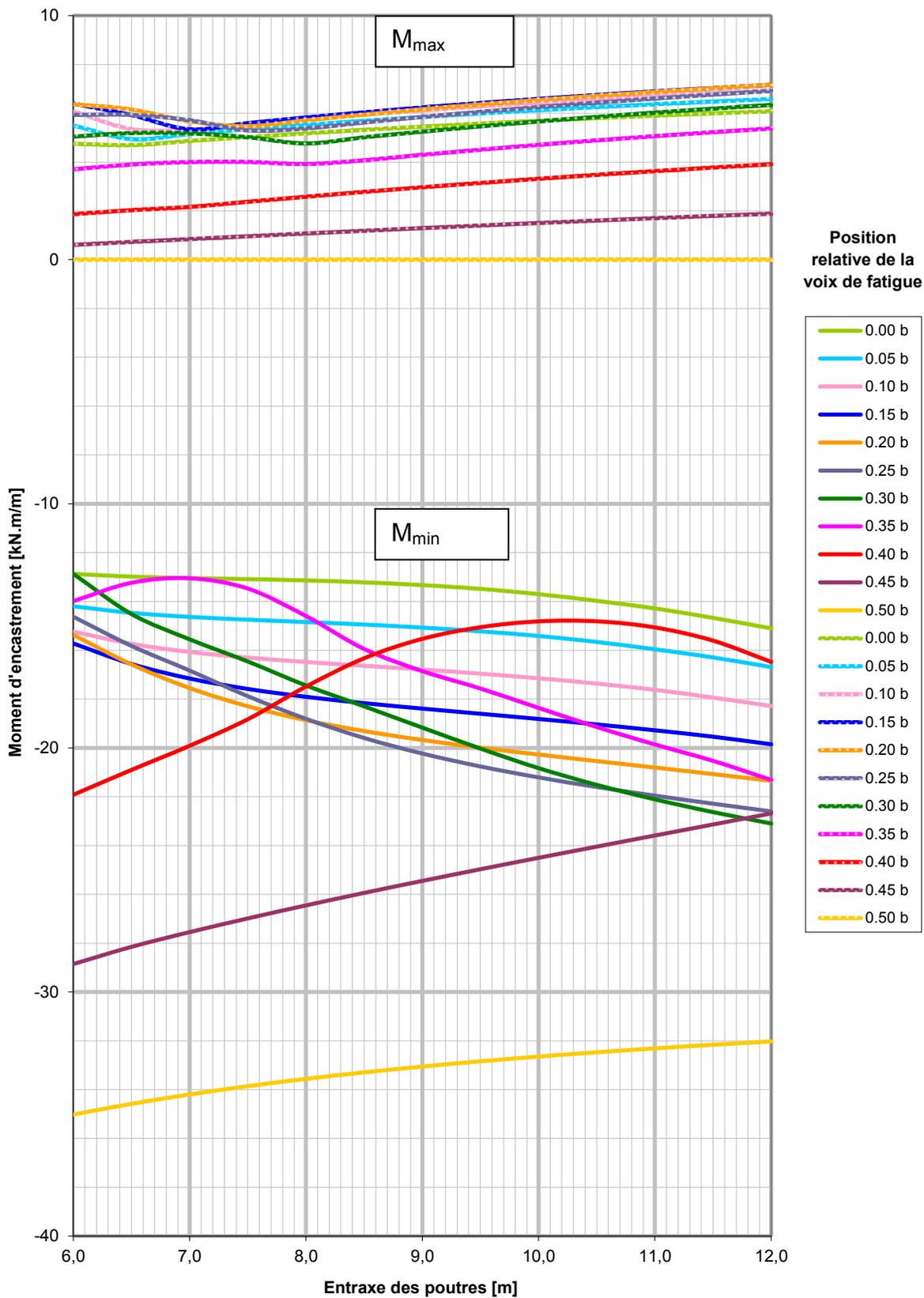


Figure 6 : Abaque du moment d'encastrement sous l'effet du FLM3, centre de la voie de fatigue entre les poutres

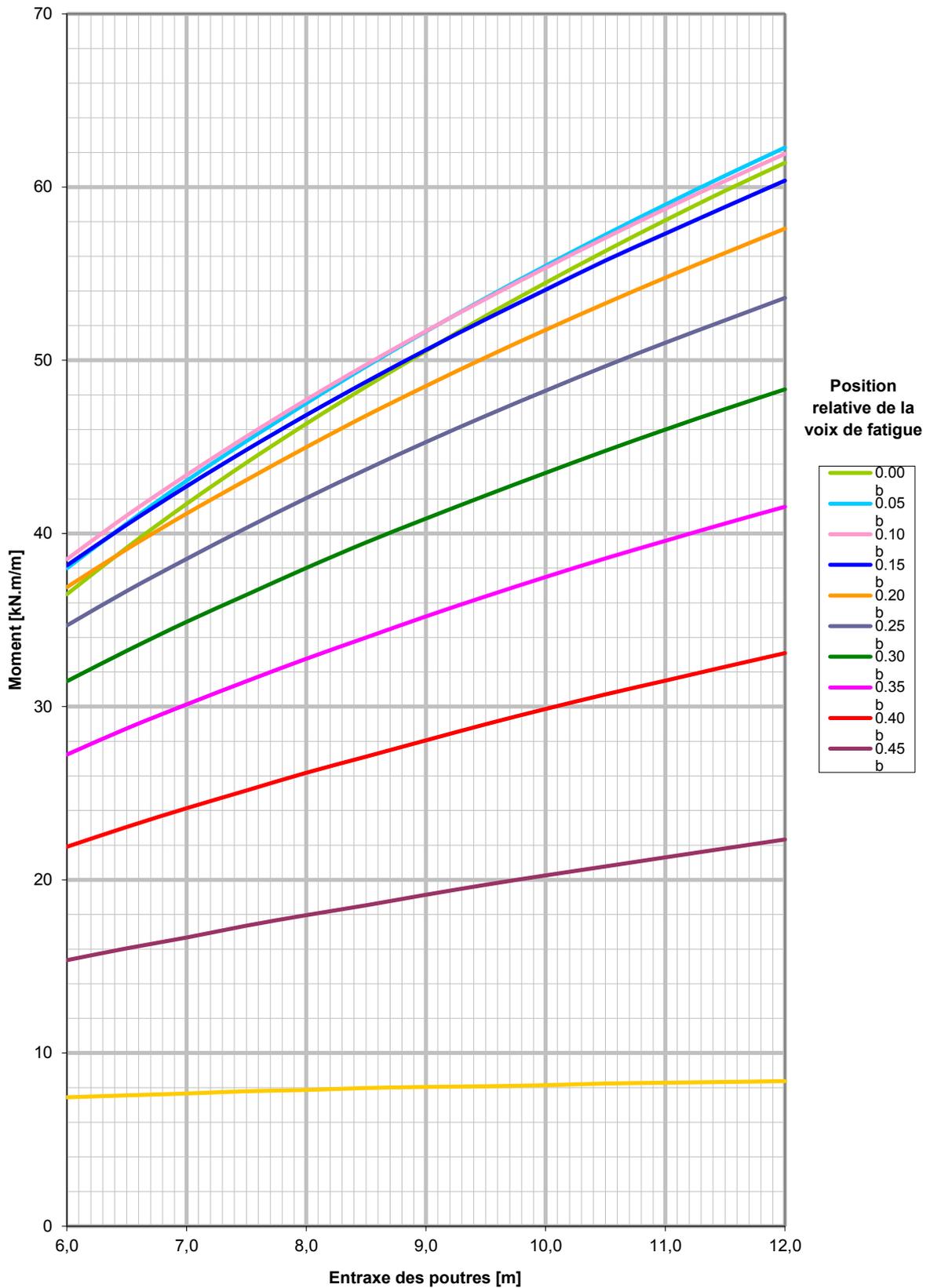


Figure 7 : Abaque du moment transversal maximal entre les poutres sous l'effet du FLM3, centre de la voie de fatigue entre les poutres

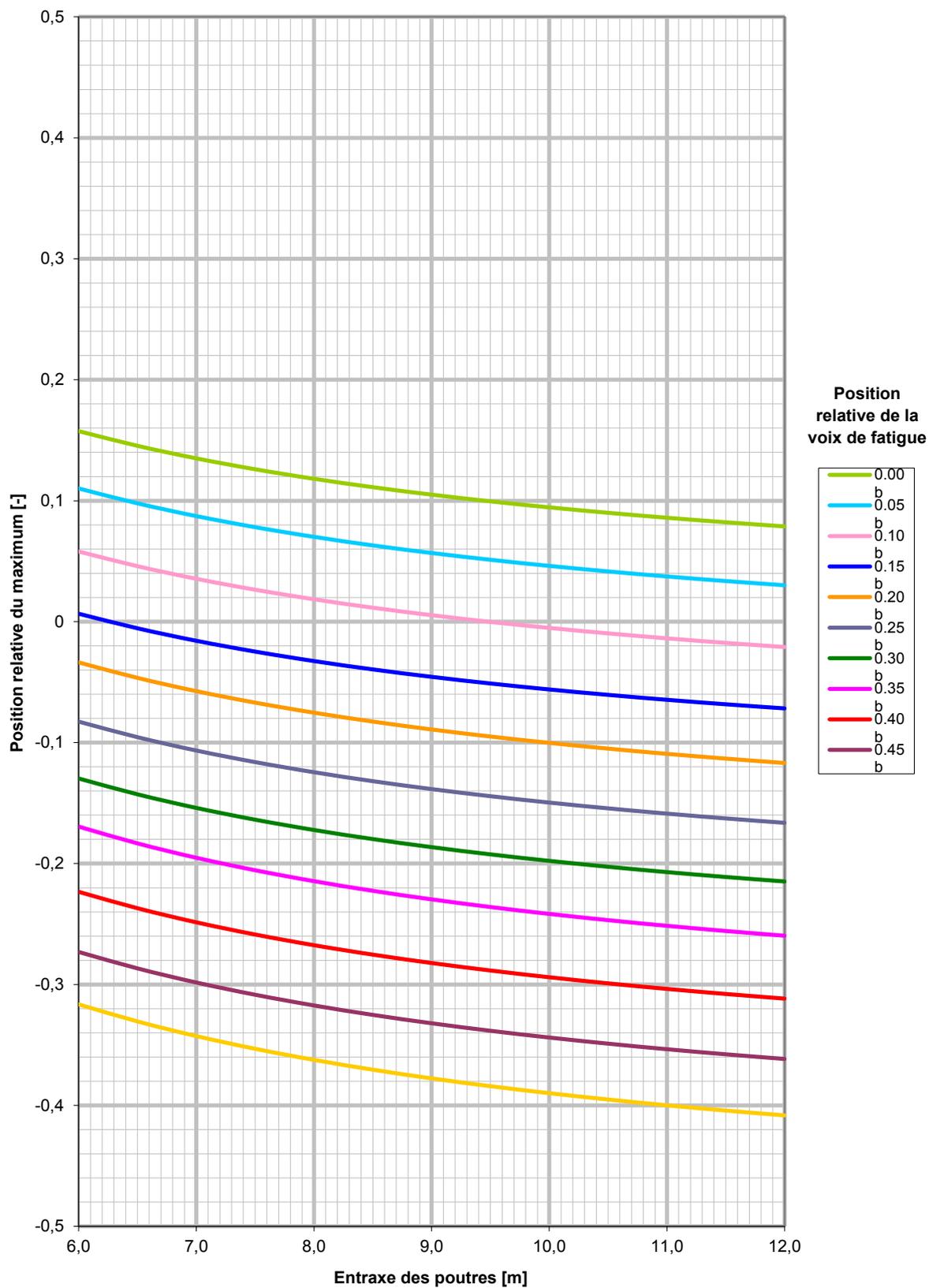


Figure 8 : Abaque de la position transversale relative du moment transversal maximal sous l'effet du FLM3, centre de la voie de fatigue entre les poutres

4. Exemple d'application

Ce paragraphe est un exemple d'application de l'utilisation des abaques présentés dans cet article pour la vérification à la fatigue par la méthode équivalente "FLM3" d'une dalle de pont bipoutre à entretoises sous sollicitations transversales.

Le bipoutre étudié est celui traité dans le guide méthodologique du Sétra "Eurocode 3 et 4 – Applications aux ponts-routes mixtes acier-béton" [9] à la différence près qu'on suppose qu'il supporte un sens de circulation d'une autoroute à 2x2 voies et que le trafic est de classe 1.

Pour la vérification de la fatigue, on considère un trafic de poids lourds de catégorie 1 et de type longue distance au sens des tableaux 4.5 et 4.7 de la NF EN 1991-2.

On considère qu'il n'y a qu'une seule voie lente centrée sur la voie de droite matérialisée par le marquage au sol. En revanche, le maître d'ouvrage a défini 2 configurations de profil en travers avec des positions de voies lentes différentes. La seconde configuration anticipe un éventuel passage de l'autoroute à 2 x 3 voies (cf. Figure 9).

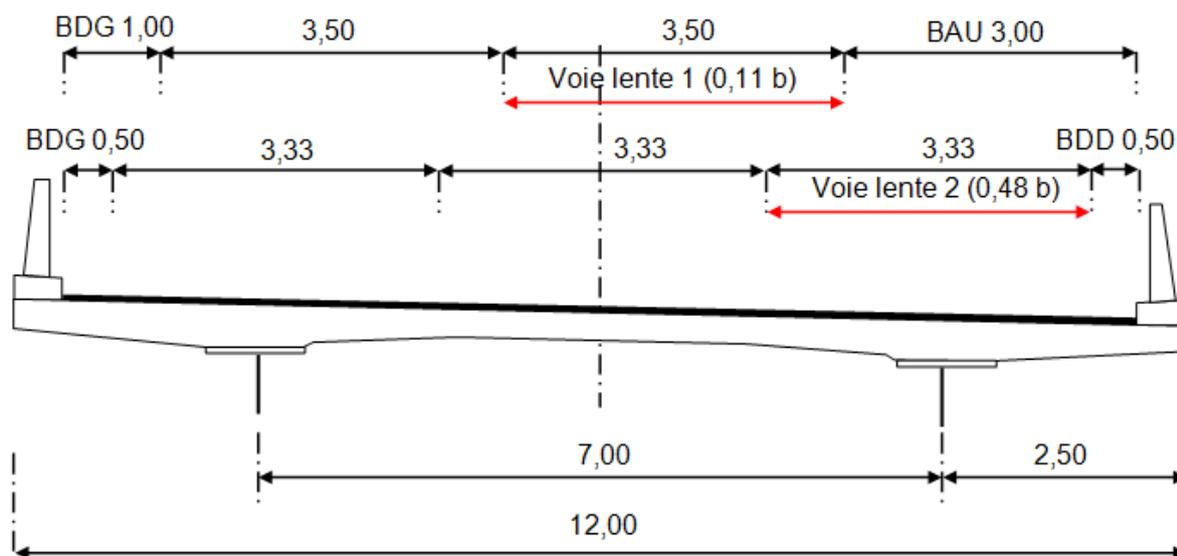


Figure 9 : Implantation des voies lentes

Certaines valeurs utiles issues du dimensionnement de la dalle sont rappelées ci dessous

	Section Médiane	Section d'encastrement
M_{ELS QP} (kN.m/m)	24	-46
M_{ELS CARAC} (kN.m/m)	184	-204
M_{ELU} (kN.m/m)	248	-275
Hauteur de la section (m)	0.3075	0.40
Hauteur utile d (m)	0.26	0.36
A_s	HA 25 s = 170mm (28.87 cm ² /m)	HA 20 s = 170mm (18.48 cm ² /m)
σ_{sELS carac} (MPa)	287	344

Tableau 1 : Valeurs utiles issues du dimensionnement de la dalle

On remarque que la contrainte dans les barres pour la section médiane est inférieure à 300MPa. Conformément à la clause 6.8.1 (102) Note de NF EN 1992-2-NA on pourrait se dispenser de la vérification à la fatigue de la nappe d'armature inférieure.

La vérification à la fatigue par la méthode équivalente sera donc uniquement détaillée pour la section d'encastrement. Pour la section médiane, les résultats seront présentés succinctement à titre illustratif.

Vérification à la fatigue par la méthode équivalente FLM3

Pour la section d'encastrement :

Pour la voie lente n°1

M_{min} = -16.2 kN.m/m et **M_{max} = 5 kN.m/m**. (par interpolation linéaire entre les positions 0.10b et 0.15b cf. Figure 6)

Pour la voie lente n°2

M_{min} = -31.5 kN.m/m et **M_{max} = 0.5 kN.m/m**. (par interpolation linéaire entre les positions 0.45b et 0.50b cf. Figure 6)

(M_{ELS QP} + M_{max}) < 0, le moment ne change donc pas de signe durant le passage du convoi de fatigue FLM3. L'hypothèse de linéarité entre la variation de moment et la contrainte dans les armatures est respectée. La méthode équivalente est bien adaptée pour cette vérification.

La vérification est conduite pour le cas le plus défavorable, à savoir le cas correspondant à la voie lente n°2.

σ M (FLM3) = 32 kN.m/m

La vérification à la fatigue des armatures consiste à vérifier que

$$\gamma_{F,fat} \cdot \Delta\sigma_{s,equ}(N^*) \leq \frac{\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)}{\gamma_{s,fat}} \quad (\text{NF EN 1992-1-1 § 6.8.5 et NF EN 1992-2 Annexe NN})$$

avec

$\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ est l'étendue de contrainte pour N^* cycles et est donnée par la courbe S-N, $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*)$ est égale à 160MPa si le diamètre des barres ϕ est supérieur à 40mm, et est égale à 210 Mpa si ϕ est inférieur à 16 mm, $\Delta\sigma_{Rsk}(N^*) = 202 \text{ MPA}$ $\phi = 20 \text{ mm}$ (NF EN 1992-1-1-NA , tableau 6.3 NF)

$\gamma_{F,fat}$ est le coefficient partiel relatif aux charges de fatigue $\gamma_{F,fat} = 1,0$ (NF EN 1992-1-1 §2.4.2.3)

$\gamma_{s,fat}$ est le coefficient partiel relatif à l'armature de béton armé $\gamma_{s,fat} = 1,15$ (NF EN 1992-1-1 §2.4.2.4)

L'étendue de contrainte équivalente vis-à-vis de l'endommagement $\Delta\sigma_{s,equ}(N^*)$ pour la vérification de l'armature est égale à:

$$\Delta\sigma_{s,equ}(N^*) = \lambda_s \cdot \Delta\sigma_s(1,4 \times \text{FLM3}) \quad (\text{NF EN 1992-2, Annexe NN, NN.2.1})$$

avec

$\Delta\sigma_s(1,4 \times \text{FLM3})$ est la variation de contrainte dans l'armature sous le passage du convoi de fatigue FLM3 dont les charges d'essieux ont été multipliées par 1.4. $\Delta\sigma_s(1,4 \times \text{FLM3}) = 75 \text{ MPa}$

λ_s est le coefficient de dommage équivalent $\lambda_s = \lambda_{s,1} \times \lambda_{s,2} \times \lambda_{s,3} \times \lambda_{s,4} \times \varphi_{fat}$, $\lambda_s = 1.1$

avec :

$\lambda_{s,1}$ est un coefficient tenant compte du type d'élément et de la longueur de la ligne d'influence, il est déterminé à partir de la figure NN.2 courbe 3c de l'annexe NN de la NF EN 1992-2. Pour la section en encorbellement la longueur de la ligne d'influence est de 2,5 m. D'où $\lambda_{s,1} = 1.1$.

$\lambda_{s,2}$ est un coefficient tenant compte du volume de trafic, $\lambda_{s,2} = \bar{Q}^{k_2} \sqrt{\frac{N_{obs}}{2,0 \cdot 10^6}} = 1,0$

avec :

N_{obs} le nombre de camion par an $N_{obs} = 2.10^6/\text{an}$ (NF EN 1991-2, tableau 4.5)

k_2 est un paramètre pour la forme de la courbe S-N, $k_2 = 9$ (NF EN 1992-1-1-NA tableau 6.3 NF)

Q est un coefficient dépendant du type de trafic **Q = 1** (NF EN 1992-2 Tableau NN.1)

$\lambda_{s,3}$ est un coefficient tenant compte de la durée d'utilisation du pont $\lambda_{s,3} = k_2 \sqrt{\frac{N_{\text{years}}}{100}}$

Avec :

N_{years} la durée de vie d'utilisation du pont **$N_{\text{years}}=100$ ans** $\lambda_{s,3}=1$

$\lambda_{s,4}$ est un coefficient tenant compte du nombre de voie chargée $\lambda_{s,4} = k_2 \sqrt{\frac{\sum N_{\text{obs},i}}{N_{\text{obs},1}}} = 1$

(une seule voie de fatigue)

$\varphi_{\text{fat}}=1$ car un coefficient dynamique est déjà intégré dans le convoi de fatigue FLM3

$\gamma_{F,\text{fat}} \cdot \Delta\sigma_{s,\text{equ}}(N^*) = 83 \text{ MPa}$ et $\frac{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*)}{\gamma_{s,\text{fat}}} = 175 \text{ MPa} > 83 \text{ MPa}$

La résistance à la fatigue des armatures de la nappe supérieure au niveau de l'encorbellement est vérifiée.

Pour la section médiane :

Pour la section médiane c'est la position de la voie lente 1 qui est dimensionnante.

$M_{\text{max}} = 43 \text{ kN.m/m}$. (par interpolation linéaire entre les positions 0.10b et 0.15b cf. Figure 7)

La position transversale du moment maximal par rapport a centre de la dalle est égale à $0.03 \times 7 = 0.21 \text{ m}$ (par interpolation linéaire entre les positions 0.10b et 0.15b cf. Figure 8)

$\sigma \text{ M (FLM3)} = 43 \text{ kN.m/m}$

$\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*) = 191 \text{ MPa}$ ($\phi = 25 \text{ mm}$)

$\Delta\sigma_s(1,4 \times \text{FLM3}) = 94 \text{ MPa}$

$\lambda_s = 1.25$ ($\lambda_{s,1} = 1.25$)

$\gamma_{F,\text{fat}} \cdot \Delta\sigma_{s,\text{equ}}(N^*) = 118 \text{ MPa}$ et $\frac{\Delta\sigma_{\text{Rsk}}(N^*)}{\gamma_{s,\text{fat}}} = 166 \text{ MPa} > 118 \text{ MPa}$

La résistance à la fatigue des armatures de la nappe inférieure de la section médiane est vérifiée.

A titre informatif on obtient pour cet exemple les quantités d'acier suivantes :

	Section Médiane (cm ² /m)	Section d'encastrement (cm ² /m)
ELU (hors fatigue) et ELS (L'ELU est dimensionnant)	23.54	17.67
ELS _{carac} $\sigma_s < 300\text{MPa}$	27.50	21.32
ELU Fatigue FLM3	17.47	8.46

Tableau 2 : Résumé des quantités d'armature nécessaires par critère

On constate que la fatigue n'est pas dimensionnante, l'ELU sans considération de la fatigue est plus défavorable. Cela est généralement vérifié pour les dalles de bipoutre.

Cet exemple illustre également que la stratégie consistant à limiter le travail des aciers tendus à 300MPa pour se dispenser d'une vérification à la fatigue peut être préjudiciable en terme de consommation d'armature. Dans cet exemple, l'application de la méthode équivalente de vérification à la fatigue permet de réduire de 17% la quantité d'armatures nécessaire en nappe supérieure au niveau de l'encastrement et de 14 % en nappe inférieure entre les poutres.

IV. Conclusion

Cet article a présenté des abaques pour déterminer les efforts créés par le passage du modèle de fatigue FLM3 pour la vérification transversale à la fatigue des dalles de bipoutre à entretoises.

Ces abaques permettant d'obtenir rapidement les efforts devraient faciliter l'application de la méthode équivalente pour la vérification des armatures de flexion transversale à la fatigue.

Il est rappelé que ces abaques ont été réalisés sous certaines hypothèses et qu'ils doivent être employés avec précaution si l'on s'en éloigne.

Références bibliographiques

- [1] NF EN 1992-1 Eurocode 2 Calcul des structures en béton - Partie 1-1 : Règles générales et règles pour le bâtiments
- [2] NF EN 1992-2 Eurocode 2 Calcul des structures en béton - Partie 2 : Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives
- [3] Dias F., « Eurocode - Vérification à la fatigue des ponts en béton », Bulletin Ouvrages d'Art n° 51, 2006, p. 12-23
- [4] Dias F., «Eurocode - Vérification à la fatigue des ouvrages en béton – Méthode simplifiée», Bulletin Ouvrages d'Art n° 52, 2006, p. 22-31
- [5] NF EN 1992-2-NA Eurocode 2 Calcul des structures en béton - Partie 2 : Ponts en béton - Calcul et dispositions constructives. Annexe nationale
- [6] NF EN 1991-2 Eurocode 1 - Actions sur les structures - Partie 2 Actions sur les ponts, dues au trafic
- [7] Brisard S., « Abaques pour la flexion locale de la dalle d'un bipoutre à entretoises », Bulletin Ouvrages d'Art n° 54, 2007, p. 10-21
- [8] Eurocodes 0 et 1 - Application aux ponts routes et passerelles – Guide méthodologique – Sétra, février 2010,219 p., Réf. 1004
- [9] Eurocodes 3 et 4 - Application aux ponts-routes mixtes acier-béton – Guide méthodologique – Sétra, juillet 2007,192 p., Réf. 0720

Caractérisation d'armatures en matériaux composites pour le renforcement de structures, et comportement mécanique de l'interface armature / béton

Arnaud Rolland¹, Karim Benzarti², Marc Quiertant², Pierre Argoul², Sylvain Chataigner³

¹ Cerema, Direction Territoriale Nord-Picardie (DterNP), 2 rue de Bruxelles CS 20 275, 59019 Lille Cedex, arnaud.rolland@cerema.fr

² Université Paris-Est, Ifsttar, Département Matériaux et Structures, 14-20 boulevard Newton, Champs-sur-Marne, 77447 Marne-la-Vallée Cedex 2, karim.benzarti@ifsttar.fr

³ Lunam Université, Ifsttar, Département Matériaux et Structures, Route de Bouaye CS 4, 44344 Bouguenais Cedex, sylvain.chataigner@ifsttar.fr

Résumé

Cette étude concerne la caractérisation d'armatures en matériaux composites destinées au renforcement interne de structures en béton. Une campagne expérimentale a été menée en vue de déterminer les principales propriétés physiques et mécaniques de différents types d'armatures composites disponibles sur le marché international et fabriquées à base de fibres de verre, de carbone ou d'aramide. En particulier, la microstructure de ces matériaux a été observée par microscope électronique à balayage, la température de transition vitreuse (T_g) de la matrice polymère a été évaluée par analyse thermique, et des essais mécaniques de traction et de flexion 3 points à appuis rapprochés (Short-beam test) ont ensuite permis d'accéder respectivement aux propriétés en traction (module d'élasticité et résistance) et à la résistance en cisaillement inter-laminaire. Par ailleurs, des essais spécifiques d'arrachement (pull-out) ont été réalisés pour caractériser l'adhérence entre le béton et les différents types d'armatures étudiées. Enfin, un travail de modélisation analytique et numérique a été initié dans le but de simuler les essais d'arrachement et d'étudier finement les mécanismes d'interface mis en jeu entre l'armature et le béton lors des essais

I. Introduction

La corrosion des armatures en acier constitue la principale cause de dégradation des ouvrages en béton armé, et occasionne d'importantes dépenses de maintenance et de réparation.

Pour pallier ce problème, une solution apparue dans les années 1980 consiste à utiliser des armatures en matériaux composites insensibles à la corrosion électrochimique [1]. Ces armatures sont des barres de Polymères Renforcés de Fibres (PRF), dont les plus courantes

sont à base de fibres de verre, de basalte, de carbone ou d'aramide. L'introduction en France de ce type de matériau alternatif à l'acier dans les secteurs du génie civil et du bâtiment pourrait ainsi permettre d'accroître la durabilité des structures, et donc d'en diminuer les coûts d'entretien.

Il existe aujourd'hui plusieurs textes de référence émanant d'organismes étrangers reconnus, notamment aux Etats-Unis (rapport de l'« American Concrete Institute » ACI 440.1R-06 [2]), au Canada (guide de la « Canadian Standards Association » CSA-S6-06 [3]) et au Japon (recommandations publiées par la « Japanese Society of Civil Engineering » JSCE 97 [4]), qui définissent les principes de dimensionnement et les règles de mise en œuvre des armatures en PRF. En Europe, un guide de construction a également été édité par le Conseil National de la Recherche Italien (CNR DT 203/2006 [5]), et un chapitre spécifique des Eurocodes est en cours d'élaboration par le Centre Commun de Recherche de la Commission Européenne, en relation avec le code italien existant. Chacune de ces normes propose notamment différents facteurs de réduction spécifiques aux armatures en PRF, qui permettent d'intégrer les effets potentiels du vieillissement environnemental dans la détermination de leur résistance de calcul ($f_{FRP,d}$). Le Tableau 1 présente les valeurs des facteurs de réduction adoptés par les principaux guides, pour des éléments structurels exposés à l'humidité. Notons que ces valeurs forfaitaires dépendent principalement du type de fibres, et ne distinguent pas les effets spécifiques de l'eau, des alcalins, ou encore de la température. En outre, il convient ici de souligner que les valeurs très sécuritaires de ces facteurs de réduction sont principalement dues à une forte méconnaissance de la durabilité de ces matériaux.

Facteurs de réduction ($f_{FRP,d}/f_{FRP,k}$)	ACI 440.1R-06	CSA-S6-06	JSCE 97	CNR DT 203/2006
Facteur de réduction à ELU	C_E PRFV : 0,70 PRFA : 0,80 PRFC : 0,90	Φ_{FRP} PRFV : 0,50 PRFA : 0,60 PRFC : 0,75	$1/\gamma_{fm}$ PRFV : 0,77 PRFA : 0,87 PRFC : 0,87	η_a/γ_m PRFV : 0,47 PRFA : 0,53 PRFC : 0,60
Facteur de réduction aux ELS	ΦC_E PRFV : 0,39 PRFA : 0,44 PRFC : 0,50	F_{SLS} PRFV : 0,25 PRFA : 0,35 PRFC : 0,65	$1/\gamma_{fm}$ PRFV : 0,77 PRFA : 0,87 PRFC : 0,87	η_a/γ_m PRFV : 0,70 PRFA : 0,80 PRFC : 0,90
Limite de contrainte en fluage (ELS)	$C_E f_{fs}/f_{fu}$ PRFV : 0,14 PRFA : 0,24 PRFC : 0,44	F_{SLS} PRFV : 0,25 PRFA : 0,35 PRFC : 0,65	0,8 x « résistance expérimentale à la rupture par fluage à 500000h » dans la limite de 0,7	$\eta_a \eta_l / \gamma_m$ PRFV : 0,14 PRFA : 0,27 PRFC : 0,54

Tableau 1 : Facteurs de réduction proposés par les guides ACI 440.1R-06, CSA-S6-06, JSCE 97 et CNR DT 203/2006

En complément de ces guides de dimensionnement, des guides de certification d'armatures en PRF ont été publiés au Canada (Isis Product Certification [6], CSA-S807-10 [7]) ainsi qu'aux Etats-Unis (ACI 440.5-08 [8] et ACI 440.6-08 [9]). Ces guides précisent notamment les caractéristiques physico-chimiques et mécaniques attendues pour ces armatures en vue d'une application en tant que renfort structurel. L'ensemble de ces textes a ainsi permis de réaliser en Amérique du Nord de nombreux ouvrages en béton armé de barres en PRF [SALA 05].

Cependant, si l'utilisation de ces nouvelles armatures en PRF semble *a priori* prometteuse, elle suscite encore des réserves de la part des maîtres d'ouvrages, notamment en France. Outre leur prix nettement supérieur à celui des aciers, ces matériaux possèdent un comportement mécanique de type élastique fragile, et leur adhérence avec le béton varie fortement suivant le type de barres utilisées, puisque celles-ci peuvent être proposées avec différentes géométries (fibres parallèles ou tressées) et divers traitements de surface (revêtement à base de sable, relief de surface). Leurs performances sont également sensibles à la température (coefficients de dilatation thermique différents de celui du béton et chute importante des propriétés mécaniques pour les températures supérieures à la température de transition vitreuse (T_g) de la matrice polymère), notamment en cas d'incendie.

Enfin, on ne connaît pas suffisamment le comportement à long terme des structures renforcées par PRF. En effet, une importante source de questionnement provient du fait que les PRF les plus utilisés (car les moins onéreux) sont constitués de fibres de verre E et de matrices vinylester ou époxy qui sont des matériaux susceptibles de se dégrader par hydrolyse dans des milieux alcalins comme le béton.

La littérature recense un grand nombre d'études portant sur la caractérisation des propriétés physiques et mécaniques d'armatures en PRF [11,12], sur les propriétés de l'interface armature PRF / béton [13-19], ou encore sur le comportement d'éléments de structure renforcés par des armatures en PRF [20-22].

En outre, de nombreuses études de durabilité ont été menées en vue d'évaluer le comportement à long terme de ce type de matériaux [23-34]. Le principe de ces essais consiste le plus souvent à accélérer le vieillissement en augmentant la température (Loi d'Arrhenius) et en immergeant le matériau directement dans une solution alcaline représentative du milieu béton. Cependant, ces essais accélérés peuvent conduire à surestimer les dégradations car la mobilité et la diffusion des alcalins sont bien plus élevées en solution aqueuse qu'en milieu béton, ce qui tend à accélérer les cinétiques de dégradation chimique (notamment phénomènes d'hydrolyse), et contribuer ainsi à alarmer les maîtres d'œuvre et ingénieurs intéressés par ces nouveaux matériaux, alors qu'*contrario*, les inspections sur ouvrages réels ne montrent pour l'instant pas de dégradation significative des armatures en PRF après plusieurs années de service [35].

En définitive, il ressort que la durabilité des ouvrages en béton armés par matériaux composites reste insuffisamment maîtrisée pour en permettre un large développement. Des investigations complémentaires sont donc encore nécessaires pour être apte à dimensionner de manière plus optimale les structures renforcées avec ce type de matériaux, tout en garantissant une pérennité satisfaisante de ces structures.

Issue de cette constatation, la présente étude vise à i) caractériser une sélection représentative d'armatures en PRF disponibles sur le marché international, confectionnées à base de fibres de verre, de carbone ou d'aramide, ainsi qu'à ii) évaluer le comportement

mécanique de l'interface entre le béton et ces armatures. Il s'agit de la première étape d'une étude plus large ayant pour objectif de développer en France des méthodologies de caractérisation de ce type d'armatures, et d'approfondir les connaissances sur leur durabilité, en vue d'établir des recommandations sur leur application en génie civil.

La première partie des travaux a été réalisée à partir d'observations microstructurales de sections transverses d'armatures par microscopie électronique à balayage, de déterminations par analyse thermique de la T_g de la matrice polymère, et de la détermination des propriétés mécaniques des armatures au moyen de tests de traction et de flexion 3 points à appuis rapprochés. Dans une seconde partie, la caractérisation des interfaces béton / PRF s'est appuyée sur des essais spécifiques d'arrachement (pull-out) et a été complétée par un travail de modélisation.

II. Propriétés physiques et mécaniques de différentes armatures PRF

Ce paragraphe concerne la caractérisation des principales propriétés physiques et mécaniques de quelques armatures en PRF disponibles sur le marché international (voir Tableau 2). Les auteurs n'ont pas connaissance, à ce jour, de fournisseur d'armatures en PRF alimentant le marché français, bien que différents fabricants cherchent à s'y implanter. Les échantillons considérés sont référencés dans le Tableau 2 et représentés sur la Figure 1. Une spécificité des armatures ARA2 réside dans le tressage des fibres préalablement à leur imprégnation dans la résine. Pour chaque type de matériau, nous avons considéré à la fois l'armature nue et l'armature revêtue d'une couche de sable (respectivement notées xxx-NS et xxx-S), afin de bien cerner l'influence du sablage sur les propriétés d'adhérence de la barre dans le béton. Précisons que les barres vendues dans le commerce pour les applications en construction sont systématiquement sablées.

Dénomination	Référence commerciale	Matériau	Fournisseur
VERRE	V-Rod ®	Fibres de verre E / Vinylester	Pultrall ®, Canada
CARBO	Carbopree ®	Fibres de carbone / Vinylester	Sireg ®, Italie
ARA1	Arapree ®	Fibres d'aramide / Vinylester	Sireg ®, Italie
ARA2	Fibra ®	Fibres d'aramide / Epoxy	Fibex ®, Japon

Tableau 2. Liste des armatures en PRF de l'étude

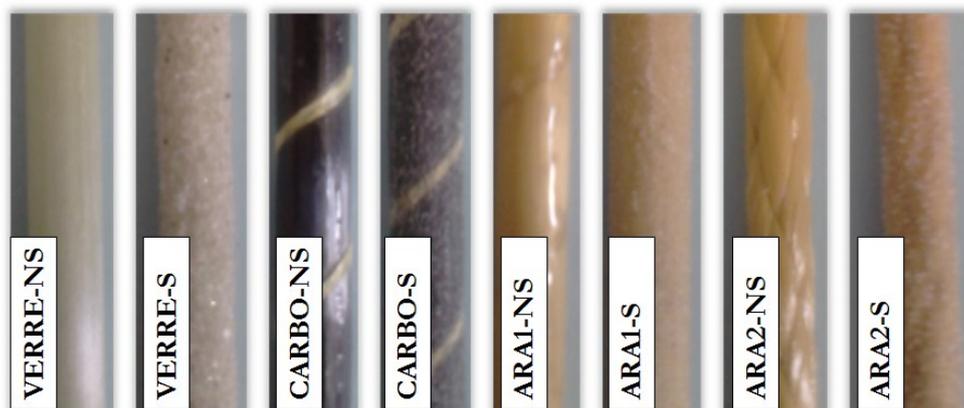


Figure 1 : Aspect des armatures en PRF étudiées

1. Techniques expérimentales

A. Observations de la microstructure

Des observations microscopiques ont été réalisées à l'aide d'un Microscope Electronique à Balayage (MEB) HITACHI S570 ® sur des sections transversales polies des différentes armatures étudiées. L'objectif de ces observations est de visualiser la microstructure (avec une résolution de l'ordre du μm) des différentes armatures (agencement des fibres, interface fibre/matrice) et de détecter d'éventuels défauts de fabrication (décohésions, vides).

B. Calorimétrie différentielle à balayage (DSC)

Une propriété physique cruciale des matériaux composites en PRF est la température de transition vitreuse de leur matrice, appelée T_g . Le phénomène de transition vitreuse d'un polymère correspond à l'apparition d'une mobilité à grande distance des chaînes macromoléculaires, et se traduit par une chute importante de la rigidité. T_g est donc un indicateur de la température maximale de service des PRF, au-delà de laquelle le matériau perd sa tenue mécanique. La T_g des polymères peut être aisément déterminée au moyen d'un calorimètre différentiel à balayage (ou DSC pour *Differential Scanning Calorimetry*). L'appareil utilisé dans cette étude est représenté sur la Figure 2. L'échantillon est placé dans une capsule en aluminium scellée, puis soumis à une rampe de température, dans un four où est également placée une seconde capsule de référence vide. Le flux thermique nécessaire pour maintenir l'échantillon à la même température que celle de la capsule de référence est mesuré en continu au cours de la rampe de température. Ce procédé permet de quantifier les phénomènes *endo* ou *exo*-thermiques au sein du matériau analysé. La transition vitreuse se traduit par un saut endothermique sur les thermogrammes (voir Figure 3), et la T_g est alors identifiée au niveau de la mi-hauteur du saut par la méthode des tangentes.

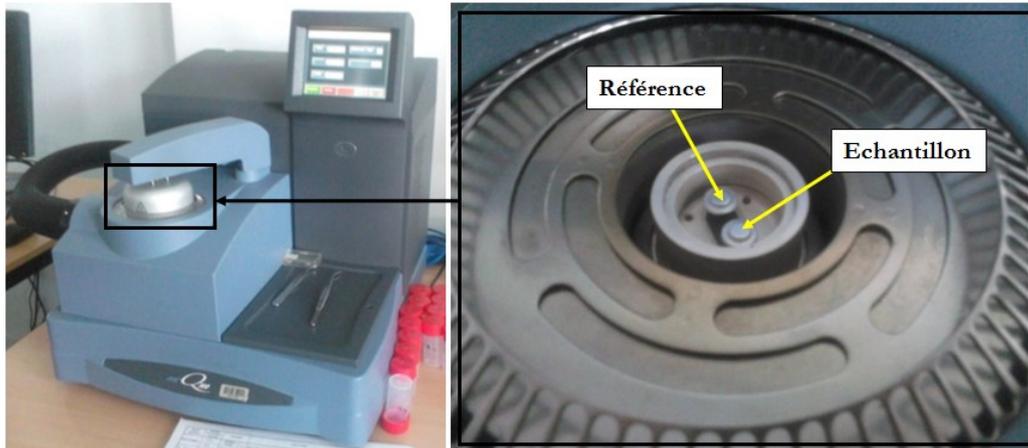


Figure 2 : Calorimètre différentiel à balayage (DSC Q 100 de TA Instruments®)

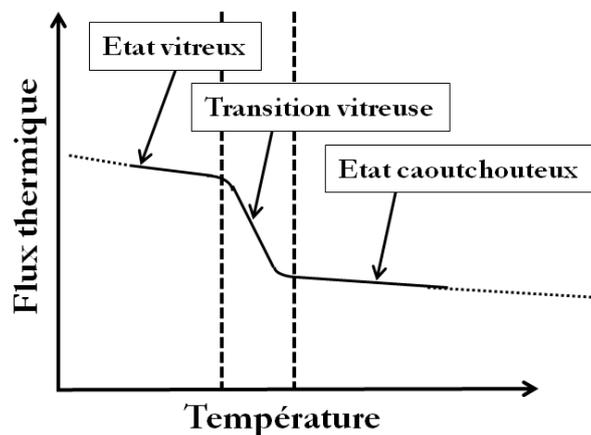


Figure 3 : Mise en évidence de la transition vitreuse sur un thermogramme DSC

Les mesures ont été réalisées conformément à la norme NF EN ISO 11357-2 [36]. Pour chaque armature, trois prélèvements (5-10 mg) ont été soumis à 2 rampes successives de température entre 0 et 200 °C, à une vitesse de 10 °C/min sous environnement azote. La T_g mesurée à l'issue de la première rampe est considérée comme la T_g de référence. L'écart de mesure entre les deux T_g mesurées lors des deux rampes successives est quant à lui un indicateur de la qualité de réticulation initiale de la matrice. Un écart important est révélateur d'un éventuel effet de post-cuisson intervenu lors de la première montée en température, et donc d'une sous-réticulation initiale du matériau.

C. Essais de traction

Des essais de traction ont été réalisés, conformément à la norme américaine ASTM D7205 [37] pour déterminer le module élastique ainsi que la résistance en traction de chacune des armatures. Les armatures de longueur 1,20 m ont été préalablement équipées d'un dispositif d'ancrage spécifique (Figure 4), qui consiste à sceller un tube en acier (de longueur 20 cm) autour de chaque extrémité de la barre, au moyen d'un mortier expansif. Ce dispositif permet, par rapport à un serrage direct par mors ou par clavettes, de répartir de manière plus uniforme les contraintes radiales dans l'armature et ainsi d'éviter une rupture prématurée de cette dernière au niveau des zones de serrage.



Figure 4 : Montage de l'essai de traction et dispositif spécifique d'ancrage

D. Essais de flexion 3 points avec appuis rapprochés (*Short-beam test*)

La norme ASTM D4475 [38] préconise un essai de flexion 3 points avec appuis rapprochés, appelé *Short-beam test*, afin d'évaluer la résistance au cisaillement inter-laminaire de l'interface fibre / matrice. Pour la réalisation de ces tests, un bâti spécifique (Figure 5) a été conçu et fabriqué à l'Ifsttar selon la norme précitée, puis installé sur une machine d'essai Instron 5969 ®. La distance entre appuis a été réglée à une valeur correspondant à 5 fois le diamètre des armatures. L'essai est piloté par le déplacement de l'appui supérieur à une vitesse constante de 1 mm/min. Trois éprouvettes identiques sont caractérisées pour chaque type de matériau.

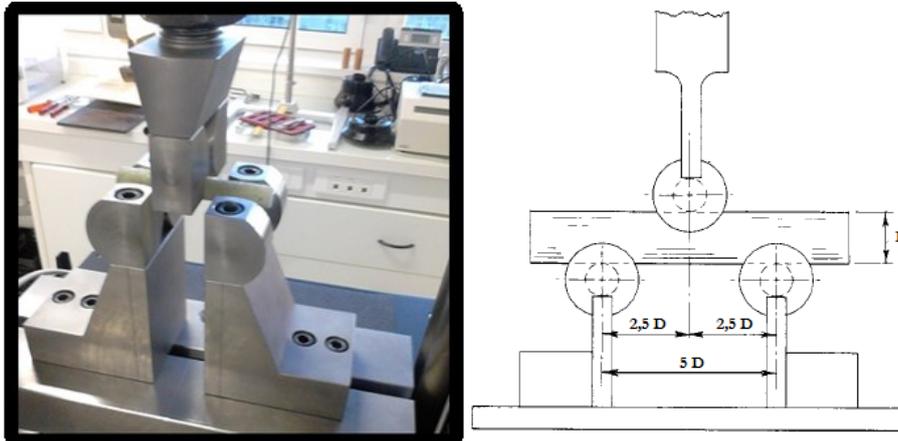


Figure 5 : Montage de l'essai *Short-beam test*

La résistance apparente au cisaillement inter-laminaire R de l'armature testée est déduite de l'effort ultime F au cours de l'essai par la relation $R = 0,849 F/d^2$ [38], avec d le diamètre de l'armature.

E. Essais d'arrachement (*Pull-out test*)

Le comportement mécanique de l'interface armature / béton a été caractérisé par des essais d'arrachement direct, également appelés essais *Pull-out*, conformément aux préconisations du guide américain ACI 440.3R-04 [39]. Le principe général de l'essai est illustré sur la Figure 6. L'armature de longueur 1,20 m est scellée dans un cylindre de béton sur une longueur équivalente à six fois son diamètre. Cette faible valeur de longueur de scellement est choisie dans le but d'obtenir préférentiellement une rupture par glissement de l'armature (de type *Pull-out*) [17] et non pas une rupture en traction de l'armature. Les corps d'épreuve ont été fabriqués à partir d'un béton caractérisé à 37 jours par des essais de compression réalisés sur trois cylindres de diamètre 16 cm et de hauteur 32 cm (cylindres dits « 16x32 »). Ces essais ont permis d'évaluer la résistance en compression du béton à $28,1 \pm 0,4$ MPa et son module d'élasticité à $33,7 \pm 0,2$ GPa. Pour réaliser l'arrachement des armatures, un chargement de traction est appliqué à l'une des extrémités de la barre (voir Figure 6-b). Le chargement est piloté en déplacement, à une vitesse constante de 1,2 mm/min. Au cours du chargement, le déplacement (*i.e.* glissement) de l'extrémité libre est enregistré par un capteur laser.

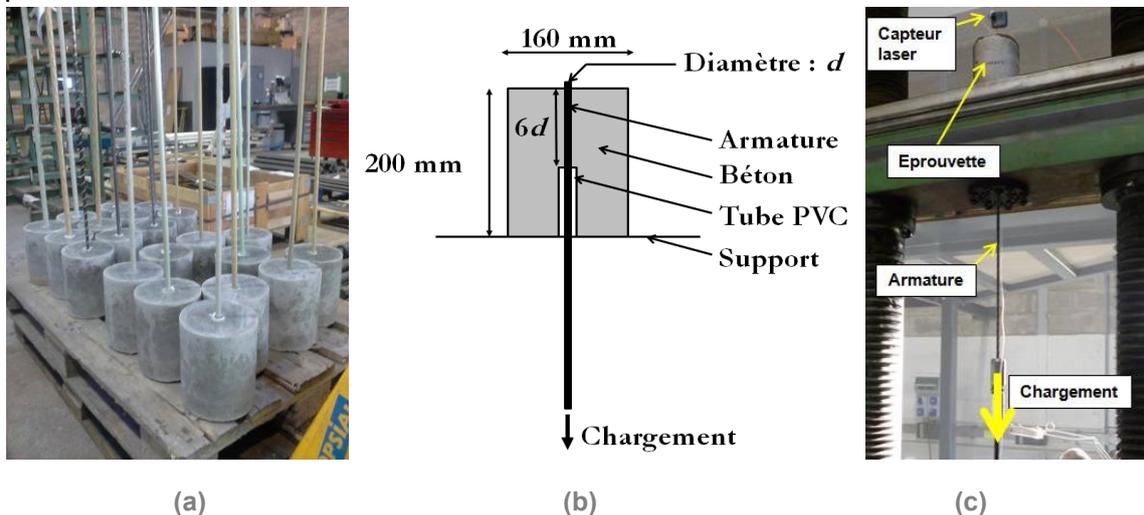


Figure 6 : Essai d'arrachement : (a) fabrication des éprouvettes, (b) principe de l'essai, (c) vue du dispositif expérimental

2. Résultats et discussions

A. Microstructure

La Figure 7 présente des micrographies MEB de sections transversales polies des différentes armatures étudiées, qui permettent notamment de visualiser l'agencement des fibres au sein de la matrice ainsi que la taille des particules de sable de l'enrobage. Les clichés montrent globalement une répartition assez uniforme des fibres et l'absence de défauts majeurs dans les armatures, à l'exception de la barre CARBO qui présente des cavités assez importantes sur l'ensemble de sa section. Pour ce type de barre, il est donc probable que le procédé de fabrication ne soit pas optimal.

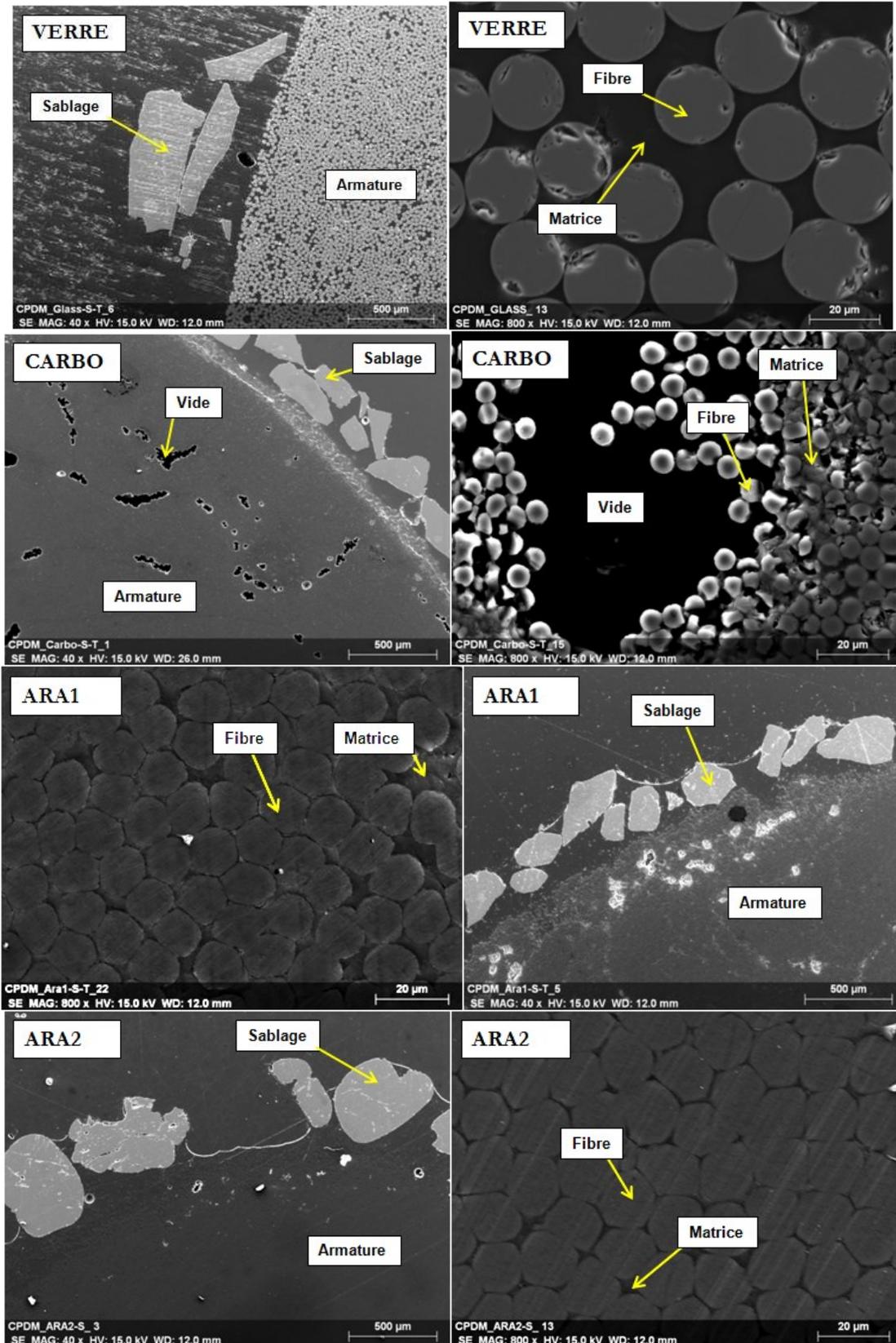


Figure 7 : Observations par Microscope Électronique à Balayage (MEB) de sections transversales polies des armatures en PRF, à deux grossissements différents

Il apparaît que la taille des particules de sable est nettement plus élevée dans les barres VERRE et ARA2 (0,5-1 mm), que dans les armatures CARBO et ARA1 (0,1-0,5 mm). Les tailles des grains sont d'ailleurs comparables pour ces deux dernières, qui sont issues du même fabricant. Nous pouvons également remarquer un caractère moins anguleux sur les grains constituant le sablage des armatures ARA2.

Ce type d'imagerie sera également utilisé ultérieurement pour détecter des dégradations au sein d'échantillons vieilliss (décohésions aux interfaces fibres/matrice, éventuelle alcali-réaction sur les fibres de verres, etc...), et suivre l'évolution de ces endommagements au cours du temps.

B. Température de transition vitreuse

Les températures de transition vitreuse mesurées par DSC lors des deux rampes de température successives (Cf. Paragraphe 2.1.2.), nommées respectivement $Tg(1)$ et $Tg(2)$, sont référencées dans le Tableau 3 pour les différentes armatures PRF étudiées. Un exemple de thermogramme obtenu dans le cas de l'armature VERRE est représenté en Figure 8. Les Tg ont été déterminées par la méthode des tangentes à l'aide du logiciel TA Instrument Universal Analysis ®.

Il ressort que le matériau VERRE possède la $Tg(1)$ la plus élevée. Les autres barres présentent des $Tg(1)$ nettement plus faibles (voisines de 65-70 °C), ce qui laisse présager de possibles baisses de performances à partir de 40 °C.

Par ailleurs, on peut noter un écart élevé entre $Tg(1)$ et $Tg(2)$ dans le cas des armatures CARBO et ARA1, ce qui traduit une sous-réticulation du polymère associée à un cycle de cuisson mal optimisé lors du process de fabrication.

Echantillon	$Tg(1)$ (°C)	$Tg(2)$ (°C)
VERRE	117,0 ± 1,8	127,5 ± 0,5
CARBO	70,9 ± 1,0	111,4 ± 1,3
ARA1	72,2 ± 0,2	105,3 ± 1,6
ARA2	64,8 ± 0,6	69,9 ± 0,3

Tableau 3 : Températures de transition vitreuse des matrices polymères déterminées par DSC pour les différentes armatures en PRF (2 cycles successifs)

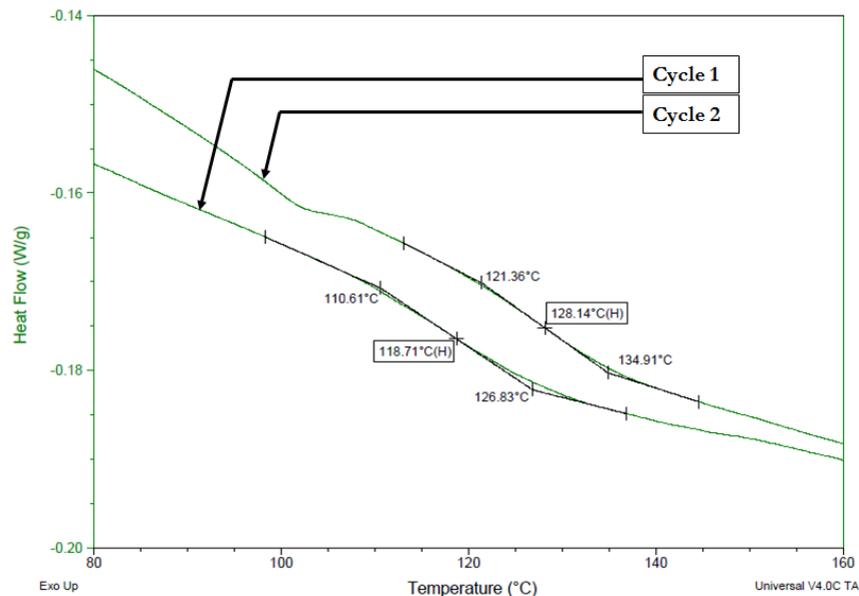


Figure 8 : Exemple de thermogramme DSC obtenu pour un échantillon VERRE (2 cycles successifs)

C. Comportement en traction des armatures en PRF

Des essais de traction ont été réalisés sur les différentes armatures PRF (cinq essais par type d'armature), et à titre de comparaison, sur des armatures en acier HA (trois essais). Les modes de rupture typiquement observés pour les PRF sont illustrés sur la Figure 9. L'ensemble des armatures présente une rupture fragile dans la zone courante des éprouvettes. Hormis la barre ARA2 dont la rupture est très localisée (probablement en raison de la structure tressée des fibres), les autres armatures présentent une rupture « en plumeau » des fibres.



Figure 9 : Modes de rupture typiques des armatures en PRF en traction

La résistance en traction ainsi que le module d'élasticité de chaque type d'armature sont précisés dans le Tableau 4. Les diagrammes correspondants sont représentés sur la Figure 10. La Figure 11 indique quant à elle, l'allure typique de la courbe contrainte / déformation mesurée pour chaque matériau.

Globalement, des résistances en traction nettement supérieures à celle de l'acier HA ont été obtenues pour les armatures PRF. Cependant, les modules élastiques des PRF restent bien inférieurs au module de l'acier et leur ductilité est quasi inexistante, avec une rupture de type élastique fragile. L'examen *post-mortem* des éprouvettes (Figure 9) laisse apparaître le caractère brutal de la rupture.

Ces caractéristiques particulières aux armatures en PRF (comportement élastique fragile et module d'élasticité plus faible que celui de l'acier) seront à prendre en considération par la suite, notamment lors de la justification d'éléments de structures, pour la limitation des flèches ou de l'ouverture de fissures aux ELS dans le cas des armatures présentant les modules d'élasticité les plus faibles, ou encore pour la justification de non fragilité à l'ELU (en favorisant par exemple des modes de ruptures par écrasement du béton en fibre comprimée).

Armature	Diamètre nominal (mm)	Effort ultime (kN)	Résistance en traction (MPa)	Module (MPa)
VERRE	12,7	157,1 ± 3,7	1240 ± 29	51,2 ± 1,0
CARBO	7,5	95,7 ± 8,6	2167 ± 196	139,1 ± 4,1
ARA1	7,5	80,6 ± 1,7	1825 ± 38	78,3 ± 2,0
ARA2	5	36,6 ± 0,6	1865 ± 29	79,9 ± 2,6
ACIER	12	67,8 ± 1,0	600 ± 9	198,3 ± 1,1

Tableau 4 : Résultats des essais de traction

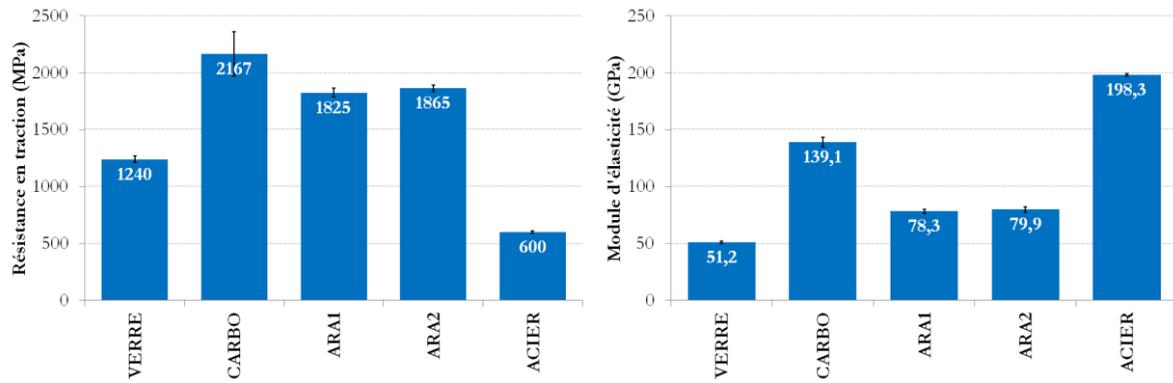


Figure 10 : Résistances en traction et modules élastiques des différentes armatures

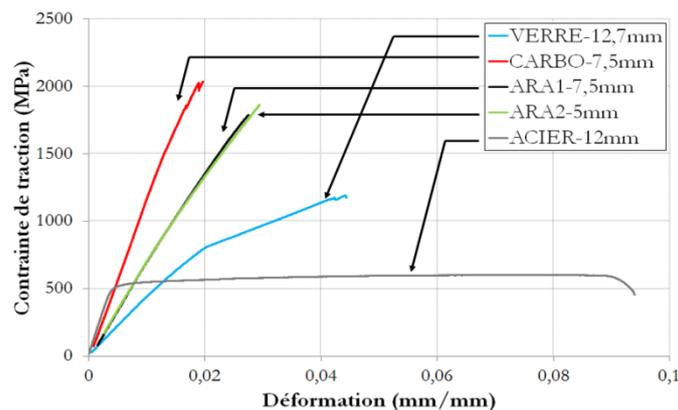


Figure 11 : Courbe de comportement en traction pour les différentes armatures

3. Résistances au cisaillement inter-laminaire

Dans le cadre des essais de flexion 3 points avec appuis rapprochés (*Short-beam test*), les modes de rupture typiquement observés pour les différents matériaux PRF sont illustrés sur la Figure 12. Les armatures VERRE, CARBO, et ARA1 présentent des modes de rupture très similaires par délaminage à l'interface fibre matrice, ce mécanisme étant initié au niveau de la fibre neutre de l'éprouvette. Pour l'armature ARA2, le mécanisme est différent, avec une rupture beaucoup plus localisée et située à proximité du point d'appui central. Ce type de rupture présente les caractéristiques d'une rupture par excès de compression de la matrice (rupture de flexion), cependant, le positionnement très localisé de la zone de rupture est similaire à celui observé lors de la rupture de ces mêmes armatures testées en traction. Il est alors possible qu'un point de faiblesse existe du fait du mode de fabrication en tressage de ces armatures.



Figure 12 : Modes typiques de rupture des armatures PRF lors des essais *Short-beam test*

Les résultats des essais de résistance au cisaillement inter-laminaire sont regroupés dans le Tableau 5. La Figure 13 illustre quant à elle l'allure des courbes contrainte / déplacement obtenues pour les différentes armatures en PRF.

Il ressort de ces essais que les armatures VERRE présentent la résistance au cisaillement inter-laminaire la plus élevée, ce qui traduirait une très bonne cohésion du matériau au niveau des interfaces fibres de verre/matrice vinylester. Les deux armatures ARA1 et ARA2 présentent en revanche les plus faibles valeurs de résistance, indiquant un moindre niveau d'adhérence aux interfaces ; notons i) que les fibres d'aramide sont connues pour présenter une compatibilité médiocre avec les résines d'imprégnation et ii) que nous ne possédons pas d'indication concernant l'ensimage des différentes fibres.

Armature	Diamètre nominal (mm)	Effort ultime (kN)	Résistance au cisaillement inter-laminaire (MPa)
VERRE	12,7	8,67 ± 0,19	45,6 ± 1,0
CARBO	13,5	6,93 ± 0,18	32,3 ± 0,8
ARA1	12,0	4,58 ± 0,28	27,0 ± 1,7
ARA2	11,0	2,82 ± 0,12	19,8 ± 0,9

Tableau 5 : Résultats des essais de flexion 3 points avec appuis rapprochés

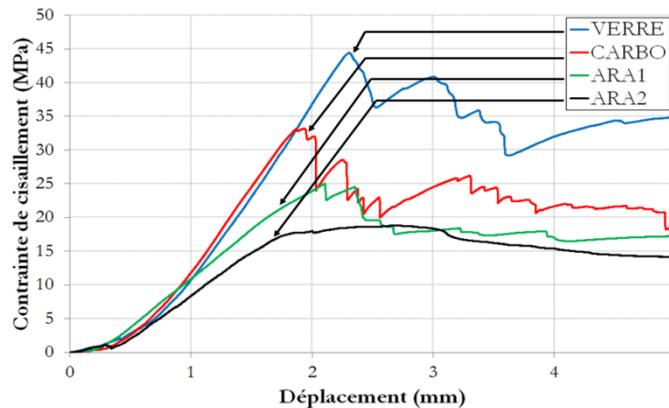


Figure 13 : Courbes contrainte / déplacement issues des essais Short-beam

4. Caractérisation mécanique de l'interface béton / armatures en PRF

Les essais d'arrachement ont été réalisés sur les 4 types d'armatures, en faisant également varier le diamètre et le traitement de surface de celles-ci (lisse ou sablage) selon les disponibilités du marché. Cela conduit à tester dix types de barres différentes, comme indiqué dans le Tableau 6. Pour chaque type de barre, deux éprouvettes identiques ont été testées.

Les principaux résultats des essais d'arrachement sont référencés dans le Tableau 6. La résistance à l'arrachement correspond à l'effort maximal divisé par la surface d'armature scellée dans le béton (*i.e.* la surface de l'armature au contact du béton). Par ailleurs, des courbes contrainte de cisaillement moyenne / déplacement représentatives des différentes barres sont représentées sur la Figure 14. Précisons que le déplacement a été mesuré à l'extrémité libre de l'armature et n'intègre donc pas la déformation longitudinale de l'armature. Comme précédemment, la contrainte de cisaillement moyenne correspond à l'effort appliqué divisé par la surface d'armature scellée dans le béton.

Référence armature	Surface	Diamètre (mm)	Effort ultime (kN)	Résistance à l'arrachement (MPa)
ARA1-S-12mm	Sablée	12,0	16,6 ± 2,0	6,1 ± 0,7
ARA2-S-9mm	Sablée	9,0	10,2 ± 0,4	6,7 ± 0,3
ARA2-S-15mm	Sablée	15,0	42,6 ± 0,7	10,0 ± 0,2
CARBO-NS-10mm	Non sablée	10,0	9,9 ± 0,4	5,3 ± 0,2
CARBO-S-10mm	Sablée	10,0	11,3 ± 0,3	6,0 ± 0,1
VERRE-S-#3	Sablée	9,5	14,7 ± 0,9	8,7 ± 0,5
VERRE-S-#4	Sablée	12,7	31,4 ± 1,3	10,3 ± 0,4
VERRE-NS-#4	Non sablée	12,7	4,8 ± 0,3	1,6 ± 0,1
VERRE-S-#5	Sablée	15,9	56,1 ± 0,5	11,8 ± 0,1
ACIER-HA-12mm	Verrous	12,0	25,8 ± 0,1	9,5 ± 0,0

Tableau 6 : Résultats des essais d'arrachement

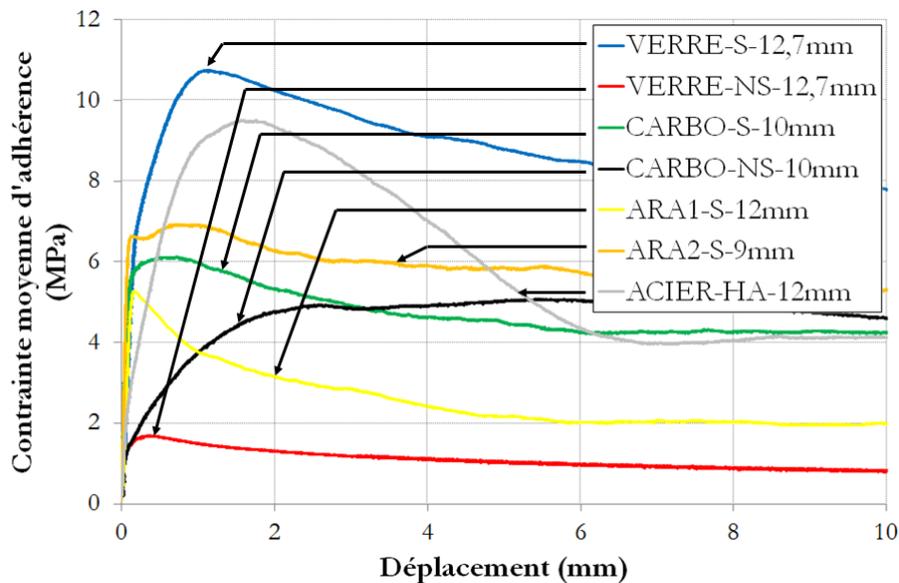


Figure 14 : Courbes d'évolutions au cours de l'essai d'arrachement

Les résultats expérimentaux, résumés sur la Figure 14 et le Tableau 6, montrent notamment que les barres en fibres de verre avec la surface sablée et le diamètre le plus grand (système VERRE-S-#5) présentent la résistance à l'arrachement la plus élevée, cette résistance étant même supérieure à celle obtenue avec les armatures HA en acier. Notons que les valeurs de résistance à l'arrachement des armatures en PRF présentées dans la littérature ne dépassent généralement pas 80 % de celles des armatures en acier [40,41]. Par ailleurs, la comparaison des résultats du système VERRE-S-#4 avec ceux de son équivalent non sablé VERRE-NS-#4, met en évidence l'action primordiale du sablage sur la résistance à l'arrachement (augmentation de 640% après sablage). On notera également l'influence du diamètre, puisque la résistance à l'arrachement semble diminuer lorsque le diamètre des barres VERRE diminue. Ces tendances vont à l'inverse de celles habituellement relevées dans la littérature [14,17, 42]. De nombreux auteurs évoquent notamment un décalage en cisaillement, appelé *Shear-lag effect*, causé par une répartition non-uniforme des contraintes de traction dans l'armature, et pouvant alors induire, dans le cas des armatures de plus grand diamètre, une augmentation locale de la contrainte de traction normale à l'interface par effet Poisson. Rappelons cependant que pour l'ensemble des essais réalisés, les armatures ont été scellées sur une longueur correspondant à six fois

leur diamètre. Pour des armatures de diamètres différents, la longueur scellée est donc également différente. La conservation du rapport diamètre / longueur scellée ne semble donc pas permettre de conserver un comportement moyen d'interface strictement identique entre armatures de diamètre différent, même si elles sont constituées des mêmes matériaux et présentent un même traitement de surface.

En ce qui concerne les barres en fibres d'aramide, les armatures ARA2 présentent une meilleure résistance à l'arrachement que les armatures ARA1, ce qui pourrait à nouveau être lié à la géométrie tressée de ces armatures. En effet, le tressage confère aux barres ARA2 un relief de surface très marqué qui peut provoquer une action de verrou et produire ainsi un effet d'engrènement mécanique couplé à celui du sablage lors des essais d'arrachement.

Concernant les armatures CARBO, la comparaison des systèmes lisses et sablés (CARBO-NS-10mm et CARBO-S-10mm) indique que la présence du sablage influence peu la valeur de la résistance à l'arrachement, contrairement à ce qui était observé précédemment pour les barres VERRE. Soulignons que la taille des grains est nettement plus petite pour les barres CARBO, comparée à celle des grains utilisés sur les barres VERRE, ce qui pourrait expliquer cette différence de comportement. Néanmoins, l'examen des courbes contrainte moyenne / déplacement des systèmes CARBO (Figure 14), indique que le sablage joue ici un rôle important sur la raideur d'interface.

En définitive, il semble que le comportement global de l'interface béton / armature PRF (rigidité initiale dans le domaine élastique et résistance à l'arrachement) soit davantage lié à l'état de surface des barres qu'à la nature des fibres constitutives du PRF. On pressent notamment que les caractéristiques du sablage utilisé (la taille des grains et sans doute la cohésion de ces grains sur l'armature) peuvent jouer un rôle prépondérant sur ces propriétés d'interface, et donc, à l'échelle de la structure, sur les longueurs d'ancrages et de recouvrement de ces armatures.

III. Modélisation du comportement mécanique de l'interface béton / armature PRF

Cette partie concerne la modélisation du comportement mécanique à l'interface entre l'armature et le béton lors d'un essai d'arrachement. Les lois d'interface sont généralement gouvernées par une relation de type adhérence-glissement, sous la forme $\tau(s)$, où τ désigne la contrainte de cisaillement à l'interface (en MPa) et s le glissement relatif (en mm). L'objectif est dans un premier temps, de proposer une loi analytique adaptée au comportement des armatures au sein du béton, et dans un second temps d'implémenter cette loi dans un modèle numérique aux éléments finis, pour simuler le comportement de l'interface armature / béton.

1. Développement d'une loi analytique d'interface

Parmi les modèles exposés dans la littérature, les plus fréquemment cités sont les modèles BPE [43] et CMR [13], dont les courbes adhérence / glissement sont représentées sur la Figure 15. La réponse du système à un chargement monotone consiste en une première branche ascendante non-linéaire jusqu'à la contrainte ultime d'adhérence τ_1 , suivie par une branche descendante linéaire (avec un palier intermédiaire dans le cas du modèle BPE), puis un palier final correspondant à une résistance résiduelle τ_3 .

L'expression analytique de la branche ascendante dans le cas du modèle BPE est :

$$\tau(s) = \tau_l (s / s_l)^\alpha \quad (1)$$

tandis que la branche ascendante du modèle CMR s'exprime sous la forme :

$$\tau(s) = \tau_l \left(1 - e^{-s/s_r}\right)^\beta \quad (2)$$

α , β , et s_r sont des paramètres des modèles généralement identifiés à partir des courbes expérimentales.

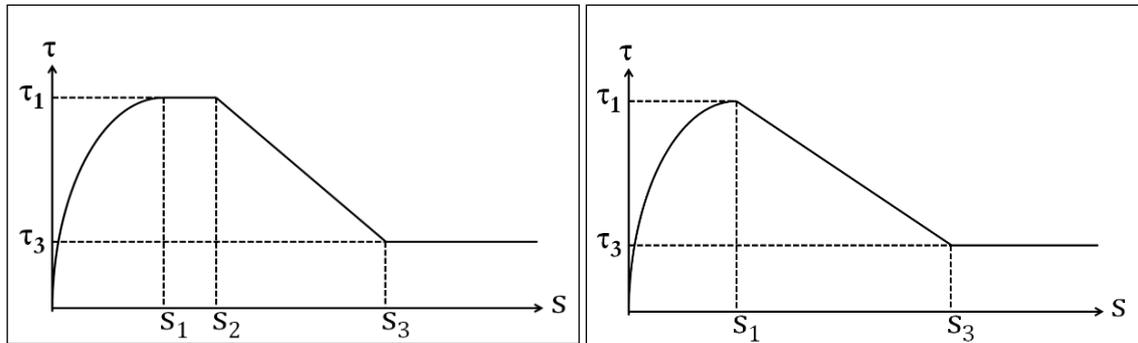


Figure 15 : Modèles analytiques BPE (à gauche) et CMR (à droite)

Dans les deux cas (BPE et CMR), la pente de la branche ascendante tend vers l'infini lorsque s tend vers 0, ce qui peut conduire à des difficultés lors d'une implémentation dans un modèle numérique (raideur initiale infinie). Pour remédier à cette difficulté, nous proposons de considérer la loi d'interface suivante :

$$\tau(s) = \left\{ \begin{array}{l} \tau_0 \frac{s}{s_0} \quad \forall 0 < s < s_0 \\ \tau_0 + (\tau_1 - \tau_0) \left(1 - \left(\frac{s_1 - s}{s_1 - s_0} \right)^2 \right) \quad \forall s_0 < s < s_l \\ \tau_R + (\tau_1 - \tau_R) \frac{1}{1 + \frac{s - s_l}{\beta s_l}} \quad \forall s > s_l \end{array} \right. \quad (3)$$

La réponse associée à ce modèle est représentée sur la Figure 16. Elle consiste en une première partie ascendante linéaire de pente finie $K_T = \tau_0/s_0$, suivie d'une branche non-linéaire (de type parabolique) atteignant la valeur τ_1 avec une pente nulle, puis une troisième branche descendante (de type hyperbolique), avec une asymptote horizontale de hauteur τ_R .

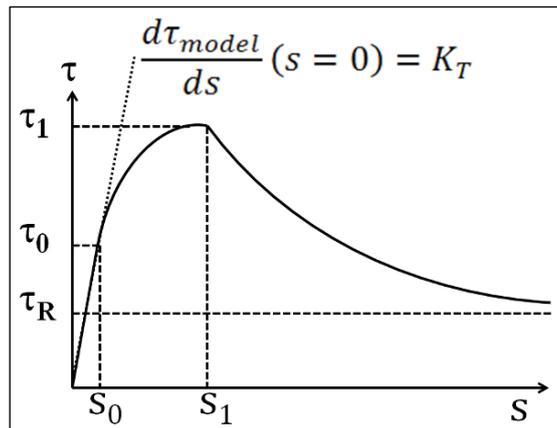


Figure 16 : Modèle analytique proposé

A. Méthode d'identification des paramètres

Le modèle proposé est gouverné par les 6 paramètres suivants s_0 , τ_0 , s_1 , τ_1 , τ_R , et β . Pour vérifier la capacité du modèle à reproduire les résultats des essais, nous cherchons ensuite à les identifier à partir des données expérimentales issues des essais d'arrachement. Ces données se présentent sous la forme de n couples (s_i, τ_i) , avec $1 \leq i \leq n$, n étant le nombre de points de chaque courbe expérimentale. La procédure d'identification se décline en trois étapes :

- 1) La valeur de τ_1 est fixée à la valeur de la résistance à l'arrachement relevée expérimentalement.
- 2) Les autres paramètres sont rassemblés dans un vecteur $\underline{\theta}$: $\underline{\theta} = [s_0 \ \tau_0 \ s_1 \ \tau_R \ \beta]^T$. La valeur optimale de $\underline{\theta}$ sera déterminée au sens des moindres carrés, par la minimisation de la fonctionnelle $\Lambda(\underline{\theta})$ suivante :

$$\Lambda(\underline{\theta}) = \sum_{i=1}^n (\tau_i - \tau(s_i, \underline{\theta}))^2 \quad (4)$$

- 3) La minimisation de $\Lambda(\underline{\theta})$ est effectuée à l'aide de l'algorithme Leastsq® dans l'environnement Scilab®, par la méthode itérative de Quasi-Newton BFGS [44]. Les valeurs initiales des paramètres à optimiser ont été fixées à $s_{1,0}$ comme la valeur de glissement correspondant à la résistance ultime à l'arrachement, $s_{0,0} = s_{1,0}/2$, $\tau_{0,0} = \tau_{R,0} = \tau_1/2$, et $\beta_0 = 0,1$. Les itérations se terminent lorsque la norme du gradient de $\Lambda(\underline{\theta})$ devient inférieure à 10^{-10} .

B. Résultats

La procédure d'identification a été appliquée aux données issues de deux essais d'arrachement d'armature VERRE sablée de diamètre 12,7 mm (VERRE-S-#4). Les résultats de l'identification sont regroupés dans le Tableau 7. Les lois identifiées ainsi que les courbes expérimentales issues des essais d'arrachement sont représentées sur la Figure 17. Sur cette figure, la courbe « Identification 1 » correspond au calcul réalisé à partir du modèle précédemment décrit et dont les paramètres ont été identifiés sur les résultats expérimentaux représentés par la courbe « Essai 1 ». La même démarche est suivie pour les courbes « Identification 2 » et « Essai 2 », alors que la courbe « Identification Moyenne » tient compte de la moyenne des paramètres précédemment identifiés sur chaque courbe.

Cette confrontation indique une bonne corrélation entre les courbes issues du modèle identifié et les courbes expérimentales. L'étape suivante consiste ensuite à implémenter la loi d'interface proposée dans un modèle numérique.

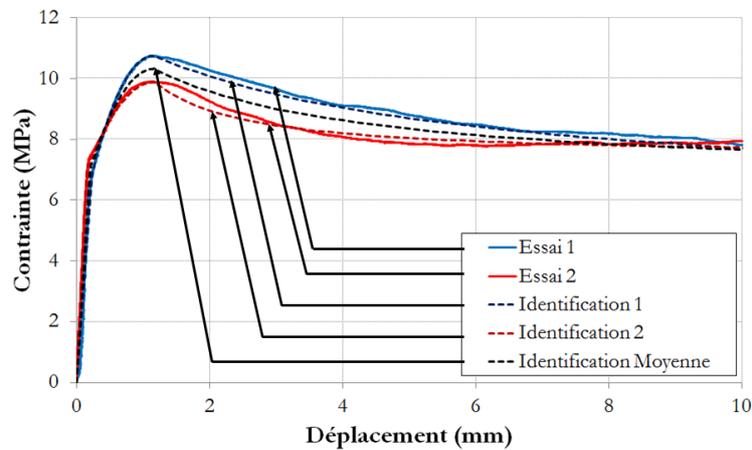


Figure 17 : Courbes identifiées pour les essais d'arrachement sur les éprouvettes VERRE-S-#4

	s_0 (mm)	τ_0 (MPa)	s_1 (mm)	τ_1 (MPa)	τ_R (MPa)	β
Identification 1	0,24	6,96	1,16	10,75	5,96	4,90
Identification 2	0,16	7,04	1,18	9,89	7,39	1,14
Moyenne	0,20	7,00	1,17	10,3	6,7	2,7

Tableau 7 : Résultats de la procédure d'identification

2. Modélisation numérique de l'interface

A. Implémentation de la loi analytique dans un modèle aux éléments finis

La modélisation numérique de l'essai d'arrachement a été réalisée à l'aide du code aux éléments finis Abaqus®. Le maillage du problème est représenté sur la Figure 18. Les comportements rhéologiques du béton et de l'armature sont supposés élastiques linéaires. Les modules élastiques sont respectivement $E_{\text{béton}} = 34$ GPa et $E_{\text{armature}} = 51$ GPa, et les coefficients de Poisson sont respectivement $\nu_{\text{béton}} = 0,2$ et $\nu_{\text{armature}} = 0,3$. L'interface armature / béton a été modélisée par une rangée d'éléments cohésifs. Le modèle de zones cohésives associé s'exprime sous la forme d'une loi de type traction-séparation :

$$\begin{Bmatrix} t_n \\ t_s \\ t_t \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} K_{nn} & K_{ns} & K_{nt} \\ K_{ns} & K_{ss} & K_{st} \\ K_{nt} & K_{st} & K_{tt} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \delta_n \\ \delta_s \\ \delta_t \end{Bmatrix} \quad (5)$$

t_n , t_s , et t_t , correspondent respectivement à la contrainte de traction normale au plan de fissuration (mode n : ouverture), et aux contraintes dans les deux différents modes de cisaillement (mode s : cisaillement hors plan et mode t : cisaillement dans le plan). δ_n , δ_s , δ_t correspondent aux séparations (*i.e* glissements) associées pour chacun des modes.

Dans le cas présent, nous supposons une décohérence selon un mode prépondérant de séparation (cisaillement dans le plan), ce qui amène à ne considérer que la valeur δ_t , notée par la suite δ , dans le vecteur des séparations. Pour le mode de sollicitation qui nous intéresse ($t_t = \tau$, $K_{tt} = K_T$), la loi de comportement d'interface s'écrit donc sous la forme simplifiée suivante :

$$\tau = (1 - D)K_T\delta \quad (6)$$

Cette loi est pilotée par un paramètre K_T correspondant à la raideur initiale en cisaillement de l'interface, ainsi qu'une variable scalaire d'endommagement D adimensionnelle, qui évolue de manière irréversible de 0 (état initial non endommagé) à 1 (rupture locale). Pour que le modèle de zones cohésives coïncide avec la loi analytique d'interface proposée précédemment, il convient d'affecter à K_T la valeur $K_T = \tau_0/s_0$. Dans le cas d'un chargement monotone, nous exprimons directement la loi d'évolution de l'endommagement sous la forme :

$$D(\delta) = 1 - \frac{\tau(\delta)}{K_T \delta} \quad (7)$$

Une loi analytique d'évolution de $D(\delta)$ peut alors être obtenue en remplaçant $\tau(\delta)$ par l'expression proposée dans l'équation (3). La courbe d'évolution de $D(\delta)$ ainsi obtenue est représentée sur la Figure 19.

Cette loi d'évolution de l'endommagement a été implémentée sous forme d'un tableau de valeurs. Elle est construite à partir de la loi analytique $\tau(\delta)$ dont les paramètres prennent les valeurs moyennes présentées en troisième ligne du Tableau 7.

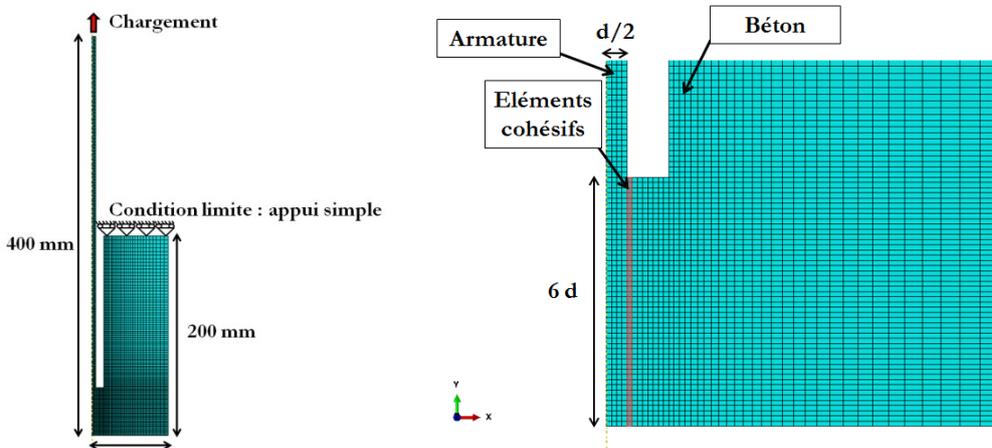


Figure 18 : Maillage du modèle numérique

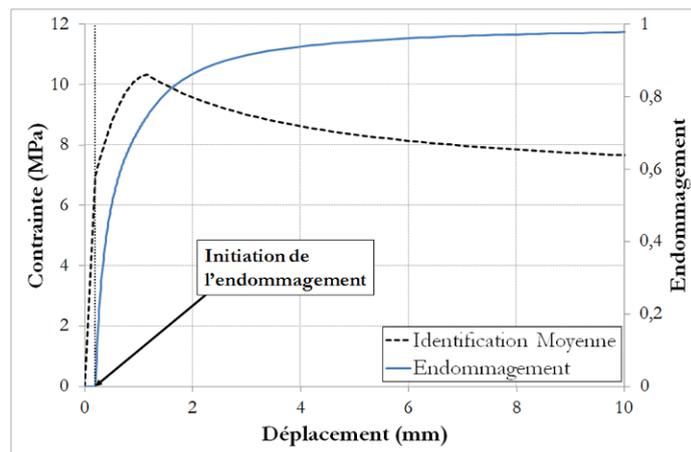


Figure 19 : Courbes de la loi analytique $\tau(\delta)$ et de la loi d'évolution de l'endommagement $D(\delta)$

B. Simulation numérique

La simulation numérique des essais d'arrachement sur éprouvettes VERRE-S-#4 génère la courbe adhérence / glissement représentée sur la Figure 20. La comparaison de la courbe numérique avec les deux résultats expérimentaux fait apparaître un écart sensible entre la réponse fournie par la loi analytique et le résultat issu de la simulation numérique. On

remarquera que cette dernière prédit une résistance à l'arrachement légèrement supérieure (entre 0,5 et 1 MPa) aux deux résultats expérimentaux, alors que la courbe issue de l'identification moyenne se situe entre les courbes expérimentales. Néanmoins, la valeur de la surestimation numérique restant faible, notamment en valeur relative, elle ne représente pas un élément de remise en cause de la procédure numérique. L'écart constaté peut être dû à la répartition non-uniforme des contraintes le long de l'interface entre l'armature et le béton qui ne correspond pas à l'hypothèse utilisée pour identifier les paramètres du modèle. En effet, les paramètres de la loi locale d'interface ont été identifiés à partir de données non-locales (contrainte moyenne d'adhérence et glissement de l'extrémité libre de l'armature). La prochaine étape consistera donc dans un travail ultérieur, à calibrer de manière numérique les paramètres du modèle d'interface en tenant compte de la répartition non-uniforme des contraintes. Une méthode de recalibration numérique des paramètres du modèle d'interface a été proposée et appliquée dans la référence [45] ; les résultats obtenus ont montré que les simulations issues du modèle recalibré permettent de reproduire plus fidèlement les données expérimentales.

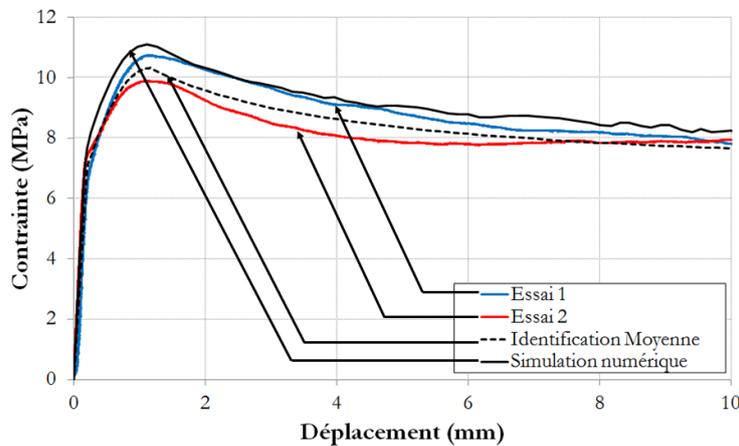


Figure 20 : Courbes de déplacement / cisaillement expérimentales, analytique et numérique pour l'armature VERRE-S-#4

IV. Conclusions

Cette étude porte sur les armatures en PRF susceptibles de remplacer avantageusement les aciers traditionnels pour le renforcement interne de structures en béton armé, notamment du fait de leur insensibilité à la corrosion (ces armatures possédant d'autres avantages, par exemple un excellent rapport poids/résistance). Ces matériaux en plein essor en Amérique du Nord et au Japon demeurent encore largement méconnus en France pour de telles applications. Dans un premier temps, les travaux se sont attachés à caractériser les principales propriétés physiques et mécaniques de différentes armatures en PRF à base de fibres de verre, de carbone et d'aramide.

Des essais d'arrachement ont ensuite permis de mieux appréhender le comportement de l'interface entre le béton et l'armature, et de mettre en évidence l'influence de paramètres tels que la forme et l'état de surface des barres, ainsi que leur diamètre ou leur rigidité à la traction. Il en ressort notamment que les caractéristiques de la couche superficielle de sable jouent un rôle majeur sur le mécanisme de transfert d'effort à l'interface (rigidité de l'interface, résistance).

Cette approche expérimentale a été complétée par un travail de modélisation. Un modèle analytique basé sur une variante du modèle CMR a d'abord été proposé et appliqué avec

succès pour décrire le comportement des interfaces entre les barres verre / vinylester et le béton. Cette loi d'interface a ensuite été introduite dans un modèle aux éléments finis, mais la confrontation avec l'expérience a, cette fois, mis en évidence un écart sensible. Cet écart est attribué au fait que les paramètres de la loi de comportement locale sont identifiés à partir de grandeurs non-locales (notamment la contrainte moyenne d'adhérence), et met en évidence la nécessité de recalibrer numériquement les paramètres du modèle afin de tenir compte de la répartition nonuniforme des contraintes à l'interface, et donc de simuler plus fidèlement les mécanismes de transfert d'efforts entre le béton et son renfort.

Globalement, cette étude a permis de développer au sein de l'Ifsttar une méthodologie de caractérisation des armatures en PRF et de leur comportement d'interface avec le béton.

Dans un travail ultérieur, l'étude expérimentale devra être complétée par une campagne de vieillissement accéléré des armatures, notamment dans le milieu cimentaire, afin d'évaluer la dégradation à long terme de leurs propriétés physiques et mécaniques. Une attention particulière devra être portée sur les effets combinés à long terme de l'environnement (humidité, alcalins, température) et des sollicitations mécaniques en service (fluage, fatigue). Les études devront en outre être réalisées avec des bétons de différentes qualités.

A l'issue de ces recherches, l'objectif visé est d'établir des prescriptions sur les caractéristiques requises pour ce type d'armatures, tant sur les propriétés physico-chimiques (température de transition vitreuse, coefficients de dilatation thermique), que sur les performances mécaniques (résistance en traction, résistance au cisaillement inter-laminaire, module d'élasticité) et les propriétés d'interface (résistance à l'arrachement). Ces prescriptions pourront être publiées sous la forme de guides de certification accompagnés de méthodes d'essais, à l'image des guides Américains et Canadiens existants. Enfin, des adaptations des règlements de dimensionnement actuels (Eurocodes) seront également nécessaires pour la justification d'éléments de structures aux états limites (contraintes et allongements limites, longueurs d'ancrages, ...).

In fine, ces textes auraient ainsi pour ambition d'optimiser le dimensionnement des structures en béton renforcées par armatures PRF internes, tout en garantissant leur sécurité durant l'intégralité de leur service.

Références bibliographiques

- [1] ACI 440.R-96 (1996). State-of-the-art report on fiber reinforced plastic (FRP) reinforcement for concrete structures. American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- [2] ACI 440.1R-06 (2006). Guide for the design and construction of structural concrete reinforced with FRP bars. American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- [3] CAN/CSA-S6-06 (2006). Canadian highway bridge design code. Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, ON, Canada.
- [4] JSCE (1997). Recommendation for design and construction of concrete structures using continuous fiber reinforcing materials. Japanese Society of Civil Engineering (JSCE), Tokyo, Japan.

- [5] CNR-DT 203/2006 (2007). Guide for the design and construction of concrete structures reinforced with fiber-reinforced polymer bars. Italian National Research Council (CNR), Rome, Italy.
- [6] Isis Product Certification No. 1 (2007). Specifications for product certification of fiber reinforced polymers (FRPs) as internal reinforcement in concrete structures. Intelligent Sensing for Innovative Structures (Isis), Manitoba, Canada.
- [7] CAN/CSA-S807-10 (2010). Specification for fibre-reinforced polymers. Canadian Standards Association (CSA), Mississauga, ON, Canada.
- [8] ACI 440.5-08 (2008). Specification for construction with fiber-reinforced polymer reinforcing bars. American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- [9] ACI 440.6-08 (2008). Specification for carbon and glass fiber-reinforced polymer bar materials for concrete reinforcement. American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- [10] El-Salakawy, E., Benmokrane, B., El-Ragaby, A., Nadeau, D. (2005). Field investigation on the first bridge deck slab reinforced with glass FRP bars constructed in Canada. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9, No. 6, 470-479.
- [11] Benmokrane, B., Chaallal, O., Masmoudi, R. (1995). Glass fibre reinforced plastic (GFRP) rebars for concrete structures. *Construction and Building Materials*, Vol. 9, No. 6, 353-364.
- [12] Alsayed, S. H., Al-Salloum, Y. A., Almusallam, T. H. (2000). Performance of glass fiber reinforced plastic bars as a reinforcing material for concrete structures. *Composites: Part B*, Vol. 31, No. 1, 555-567.
- [13] Cosenza, E., Manfredi, G., Realfonzo, R. (1997). Behavior and modeling of bond of FRP rebars to concrete. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 1, No. 2, 40-51.
- [14] Tighiouart, B., Benmokrane, B. (1998). Investigation of bond in concrete member with fibre reinforced polymer (FRP) bars. *Construction and building Materials*, Vol. 12, No. 1, 453-462.
- [15] Katz, A., Berman, N. (2000). Modeling the effect of high temperature on the bond of FRP reinforcing bars to concrete. *Cement & Concrete Composites*, Vol. 22, No. 1, 433-443.
- [16] Focacci, F., Nanni, A., Bakis, C. E. (2000). Local bond-slip relationship for FRP reinforcement in concrete. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 4, No. 1, 24-31.
- [17] Achillides, Z., Pilakoutas, P. (2004). Bond behavior of fiber reinforced polymer bars under direct pullout conditions. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 8, No. 2, 173-181.
- [18] Baena, M., Torres, L., Turon, A., Barris, C. (2009). Experimental study of bond behaviour between concrete and FRP bars using a pull-out test. *Composites: Part B*, Vol. 40, No. 1, 784-797.

- [19] Soong, W. H., Raghavan, J., Rizkalla, S. H. (2011). Fundamental mechanisms of bonding of glass fiber reinforced polymer reinforcement to concrete. *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 1, 2813-2821.
- [20] Ahmed, E. A., El-Sayed, A. K., El-Salakawy, E. E., Benmokrane, B. (2010) Bend strength of FRP stirrups: Comparison and evaluation of testing methods. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 14, No. 1, 3-10.
- [21] Bouguerra, K., Ahmed, E. A., El-Gamal, S., Benmokrane, B. (2011). Testing of full-scale concrete bridge deck slabs reinforced with fiber-reinforced polymer (FRP) bars. *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 1, 3956-3965.
- [22] Wang, H., Belarbi, A. (2011). Ductility characteristics of fiber-reinforced-concrete beams reinforced with FRP rebars. *Construction and Building Materials*, Vol. 25, No. 1, 2391-2401.
- [23] Benmokrane, B., Wang, P., Ton-That, T. M., Rahman, H., Robert, J. F. (2002). Durability of glass fiber-reinforced polymer reinforcing bars in concrete environment. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 6, No. 3, 143-153.
- [24] Micelli, F., Nanni, A. (2004). Durability of FRP rods for concrete structures. *Construction and Building Materials*, Vol. 18, No. 1, 491-503.
- [25] Almusallam, T. H., Al-Salloum, Y. A. (2006). Durability of GFRP rebars in concrete beams under sustained loads at severe environments. *Journal of Composite Materials*, Vol. 40, No. 7, 623-637.
- [26] Ceroni, F., Cosenza, E., Manfredi, G., Pecce, M. (2006). Durability issues of FRP rebars in reinforced concrete members. *Cement & Concrete Composites*, Vol. 28, No. 1, 857-868.
- [27] Chen, Y., Davalos, J. F., Ray, I., Kim, H. Y. (2007). Accelerated aging tests for evaluations of durability performance of FRP reinforcing bars for concrete structures. *Composite Structures*, Vol. 78, No. 1, 101-111.
- [28] Davalos, J. F., Chen, Y., Ray, I. (2008). Effect of FRP bar degradation on interface bond with high strength concrete. *Cement & Concrete Composites*, Vol. 30, No. 1, 722-730.
- [29] Kim, H. Y., Park, Y., H., You, Y. J., Moon, C. K. (2008). Short-term durability test for GFRP rods under various environmental conditions. *Composite Structures*, Vol. 83, No. 1, 37-47.
- [30] Robert, M., Cousin, P., Benmokrane, B. (2008). Influence de la température sur le comportement des composites de PRF pour le génie civil. *Annales du BTP*, Vol. 6, No. 1, 21-27.
- [31] Robert, M., Cousin, P., Benmokrane, B. (2009). Durability of GFRP reinforcing bars in moiste concrete. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 13, No. 2, 66-73.
- [32] Alves, J., El-Ragaby, A., El-Salakawy, E. (2011). Durability of GFRP bars' bond to concrete under different loading and environmental conditions. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 15, No. 3, 249-262.

- [33] Davalos, J. F., Chen, Y., Ray, I. (2011). Long-term durability prediction models for GFRP bars in concrete environment. *Journal of Composite Materials*, Vol. 46, No. 16, 1899-1914.
- [34] Kamal, A. S. M., Boulfiza, M. (2011). Durability of GFRP rebars in simulated concrete solutions under accelerated aging conditions. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 15, No. 4, 473-481.
- [35] Mufti, A. A., Banthia, N., Benmokrane, B., Boulfiza, M., Newhook, J. P. (2007). Durability of GFRP composite rods. *Concr. Int.*, Vol. 29, No. 2, 37-42.
- [36] NF EN ISO 11357-2. (2014). Plastiques – Analyse calorimétrique différentielle (DSC) – Partie 2 : détermination de la température de transition vitreuse et de la hauteur de palier de transition vitreuse. Association Française de Normalisation (Afnor), La Plaine Saint-Denis, France.
- [37] ASTM D7205/D7205M-06 (2006). Standard test method for tensile properties of fiber reinforced polymer matrix composite bars. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, USA.
- [38] ASTM D4475-02 (2002). Standard test method for apparent horizontal shear strength of pultruded reinforced plastic rods by the short-beam method. American Society for Testing and Materials (ASTM), West Conshohocken, PA, USA.
- [39] ACI 440.3R-04 (2004). Guide test methods for fiber-reinforced polymers (FRPs) for reinforcing or strengthening concrete structures. American Concrete Institute (ACI), Farmington Hills, MI, USA.
- [40] Larralde, J., Silva-Rodriguez, R. (1993). Bond and slip of FRP rebars in concrete. *Journal of Materials in Civil Engineering*, Vol. 5, No. 1, 30-40.
- [41] Bank, L. C., Puterman, M., Katz, A. (1998). The effect of material degradation on bond properties of fiber reinforced plastic reinforcing bars in concrete. *ACI Materials Journal*, Vol. 95, No. 3.
- [42] Okelo, R., Yuan, R. L. (2005). Bond strength of fiber reinforced polymer rebars in normal strength concrete. *Journal of Composites for Construction*, Vol. 9, No. 3, 203-213.
- [43] Eligehausen, R., Bertero, V. V., Popov, E. P. (1982). Local bond stress-slip relationships of deformed bars under generalized excitations: Tests and analytical model. Rep. No. 83/23, University of California, Berkeley, California.
- [44] Broyden, C. G. (1970). The convergence of a class of double-rank minimization algorithms. *Journal of the Mathematics and its Applications*, Vol. 6, 76-90.
- [45] Rolland, A. (2015). Comportement mécanique et durabilité de structures en béton renforcées par des armatures composites internes. Thèse de doctorat, Université Paris-Est, Marne-la-Vallée, France.

Les dernières publications Ouvrages d'Art

Ponts en zone sismique Conception et dimensionnement selon l'Eurocode 8



L'application des règles AFPS 92 avaient nécessité la publication d'un guide par le Sétra en 2000, intitulé "Ponts courants en zone sismique", dont l'objet était d'expliquer la conception parasismique appliquée aux ouvrages d'art. L'introduction de l'Eurocode 8 et de la nouvelle législation sismique nationale a rendu indispensable son actualisation, ainsi que sa généralisation aux ouvrages non-courants.

Ce guide méthodologique présente donc l'adaptation d'un ancien guide "Ponts courants en zone sismique" vis-à-vis des prescriptions de l'Eurocode 8 et des nouveaux décrets et arrêtés sismiques nationaux publiés en 2010 et 2011, élargi aux ouvrages non-courants, tout en mettant l'accent sur les évolutions par rapport aux règles AFPS 92, notamment concernant les méthodes d'analyse avancées (méthode en poussée progressive, analyse temporelle, utilisation de dispositifs spéciaux...) et les dispositions constructives.

L'explication de ces méthodes sur des cas concrets est également une contribution importante du guide.

Ce guide permettra aux ingénieurs et concepteurs de dimensionner les ouvrages d'art vis-à-vis du risque sismique, en appliquant avec discernement les apports de l'Eurocode 8.

A commander auprès du bureau de vente de la DTecITM

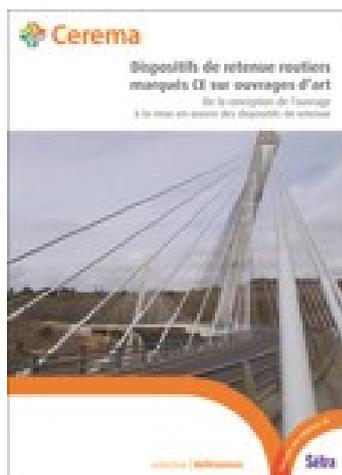
Collection Références

Aout 2015 - 367 pages

ISBN : 978-2-37-180077-9

Prix de vente : 75 €

Dispositifs de retenue routiers marqués CE sur ouvrages d'art



Ce guide est destiné tant aux concepteurs d'ouvrages neufs, qu'à ceux ayant en charge la gestion d'un parc d'ouvrages. Il traite de l'évolution des contextes réglementaires, avec notamment la mise en place du marquage CE. Il donne des recommandations concernant les différentes étapes d'un projet d'ouvrage, depuis sa conception jusqu'à la mise en œuvre du dispositif de retenue routiers, mais également concernant la gestion des dispositifs sur les ouvrages existants.

Les aspects relatifs aux caractéristiques géométriques et mécaniques des dispositifs de retenue routiers marqués CE, ainsi que ceux portant sur la durabilité des matériaux, leur entretien et leur réparation sont largement abordés dans ce guide avec, notamment, un chapitre consacré à la réparation des dispositifs de retenue endommagés et à leur mise en conformité.

Enfin, des annexes, sous forme de fiches pratiques, permettront au lecteur de mieux appréhender ce guide, en faisant état des pratiques antérieures et des principes qui peuvent être conservés, adaptés ou remis en cause, et en précisant les points importants à chaque phase du projet : conception, dossier de consultation des entreprises (DCE), appel d'offres, agrément du produit et exécution.

A commander auprès du bureau de vente de la DTecITM

Collection Références

Décembre 2014 - 86 pages

ISBN : 978-2-37-180050-2

Prix de vente : 50 €

© 2015 - Cerema

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement , créé au 1er janvier 2014 par la fusion des 8 CETE, du Certu, du Cetmef et du Sétra.

Le Cerema est un établissement public à caractère administratif (EPA), sous la tutelle conjointe du ministère de l'Écologie, du Développement durable et de l'Énergie et du ministère de l'Égalité des territoires et du Logement. Il a pour mission d'apporter un appui scientifique et technique renforcé, pour élaborer, mettre en oeuvre et évaluer les politiques publiques de l'aménagement et du développement durables, auprès de tous les acteurs impliqués (État, collectivités territoriales, acteurs économiques ou associatifs, partenaires scientifiques).

Mise en page › Cerema/DTecITM

Crédit photo de la couverture › © Cerema

Crédits photos › © IFSTTAR - © Cerema

ISBN : 978-2-37180-109-7

Pour toute correspondance › Redaction-BOA.CTAO.DTecITM@cerema.fr

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

Bulletin du Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art

www.infra-transport-materiaux.cerema.fr

Aménagement et développement des territoires, égalité des territoires - Villes et stratégies urbaines - Transition énergétique et changement climatique - Gestion des ressources naturelles et respect de l'environnement - Prévention des risques - Bien-être et réduction des nuisances - Mobilité et transport - Gestion, optimisation, modernisation et conception des infrastructures - Habitat et bâtiment

Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement - www.cerema.fr

Direction technique infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31
Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30