

Ouvrages d'art



Ressources, territoires, habitats et logement
Énergie et climat
Prévention des risques

Développement durable
Infrastructures, transports et mer

Présent
pour
l'avenir

Page laissée blanche intentionnellement

SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

Réparation et confortement d'un ouvrage hydraulique

Présentation de l'ouvrage et de ses désordres

P. Lossett, A. Moutengou

☛ P. 2

Évaluation structurale des ouvrages existants par approche fiabiliste

A.-S. Colas, J. Michel

☛ P. 14

RÈGLEMENTATION, CALCULS

Module de calcul du chevêtre incorporé aux Eurocodes

B. Blasco

☛ P. 28

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Films techniques

☛ P. 38

Directeur de la publication : Philippe Redoulez.

Comité de rédaction : Robert BONNEFOY (DIR Méditerranée) - tél. : 04 91 28 43 44, Jean-Christophe CARLES (CETE Méditerranée) - tél. : 04 42 24 76 86, Denis DAVI (CETE Méditerranée) - tél. : 04 42 24 76 81, Fernando DIAS (Sétra CTOA/DGO) - tél. : 04 46 11 33 28, Jean-Claude HIPPOLYTE (Sétra CTOA/DM) - tél. : 01 46 11 33 57, Thierry KRETZ (Sétra CTOA) - tél. : 04 46 11 32 58, Laurent LABOURIE (CETE Nord Picardie) - tél. : 03 20 49 61 81, Daniel LEFAUCHEUR, Retraité (Anciennement Sétra), Renaud LEGLISE (CETE NP/INFRA/OA) - tél. : 03 20 49 63 63, Aurélie VIVIER (Sétra CTOA/DGO) - tél. : 01 46 11 36 21, Philippe AMIOT (ASQPE) - tél. : 01 40 43 53 05 (Dirco/Spt/Boa). Rédacteur en chef : Benjamin BLASCO (Sétra) - tél. : 01 60 52 32 45.

Conception graphique et réalisation : SCEI - tél. : 01 45 15 25 90.

Réparation et confortement d'un ouvrage hydraulique

Patrick Losset, André Moutengou

Présentation de l'ouvrage et de ses désordres

Construit en 2003, l'ouvrage hydraulique du Cachou permet au ruisseau intermittent du même nom de traverser la RN 134 en déviation de la commune de Gan.

Il est constitué d'une buse en béton armé de la série 135-A, de diamètre intérieur 1500 mm, édifiée sous un remblai de 7 mètres de hauteur supportant une chaussée bi-directionnelle. La longueur de l'ouvrage est de 37,85 mètres.



Photo 1 : vue générale ouvrage hydraulique-remblai
Source : André Moutengou (DIRA)

En 2006, lors d'une visite d'inspection, il a été constaté des désordres très préoccupants, caractérisés notamment par :

- des déformations en plan,
- des déformations en profil en long : flèche mesurée de l'ordre de 12 centimètres,
- des déformations en profil en travers : l'ovalisation maximale de deux éléments de buse situés en partie médiane de l'ouvrage est caractérisée par un affaissement de la voûte de 77 mm et un élargissement horizontal de 37 à 57 mm.
- une fracturation très importante tant à la clef, qu'au niveau du fil d'eau,
- l'éclatement du béton au droit du fil d'eau de l'ouvrage.

Ces désordres ont été relevés sur une longueur d'une vingtaine de mètres, correspondant à la zone de remblai maximum supportant la chaussée.

Ces désordres traduisent une rupture des sections de béton armé, qui sont alors transformées en « rotules ou charnières plastiques » et une modification du schéma mécanique de l'ouvrage.

Les désordres se sont probablement produits assez tôt après le remblaiement. Le suivi géométrique effectué après la découverte des désordres n'a pas fait apparaître de déplacements significatifs, les déformations semblaient ainsi s'être stabilisées

Les déformations permises par l'apparition des charnières plastiques ont donc diminué l'effet Marston qui implique la diminution des charges verticales sur la voûte et augmenté la réaction horizontale d'étreinte apportée par le remblai encaissant. On peut penser que la structure s'est ainsi stabilisée dans un nouvel état d'équilibre qui peut se maintenir tant que l'on n'a pas de modification des caractéristiques du remblai ou de transport de matériaux dans le remblai situé autour de l'ouvrage. Un affaiblissement de la capacité des rotules plastiques par corrosion lente des armatures peut, lui aussi modifier, l'état d'équilibre.



Photo 2 : fracturation en clef
Source : André Moutengou (DIRA)



Photo 3 : fracturation avec éclatement de béton au droit du fil d'eau – Source : André Moutengou (DIRA)



Photo 4 : éclatement du béton du fil d'eau
et corrosion d'armatures
Source : Pascal Poyer entreprise ETC

Études et préparation des travaux

Recensement des principales contraintes

Les contraintes principales à prendre en compte pour le choix de la solution de confortement sont liées :

- au maintien d'un gabarit hydraulique suffisant pour assurer l'écoulement de la crue de fréquence centennale du ruisseau du Cachou,
 - La buse de diamètre 1 500 mm avec une pente de 1 % et une capacité d'écoulement de 6,431 m³/s a été très largement surdimensionnée en rapport avec le débit de crue centennial (2,35 m³/s).
 - Le chemisage métallique de diamètre 1 200 mm, dimensionné en raison des possibilités de ripage dans la buse 1 500 mm à réparer, a une capacité d'écoulement de 3,546 m³/s et satisfait à l'écoulement de la crue centennale. Le projet de réparation ainsi dimensionné, offre une réserve de capacité d'écoulement de la crue centennale de 50 %.
- aux déformations en plan, en profil en long et en profil en travers de la buse BA,
- à la sécurité des personnels amenés à travailler dans l'ouvrage en l'état,
- à l'irréversibilité des désordres en cas de dommages provoqués à l'ouvrage existant pendant les travaux.

Principe du confortement

Il a été décidé de réaliser un confortement basé sur les principes suivants.

- réalisation d'une conduite rigide à l'intérieur de l'ouvrage existant.
- remplissage de l'espace annulaire entre les deux ouvrages par un coulis permettant de répartir les reports de charge de l'ancienne conduite sur la nouvelle.
- dimensionnement du chemisage de manière à ce que celui-ci soit capable de reprendre de manière autonome l'ensemble des charges.

Hypothèses du dimensionnement.

Les hypothèses géotechniques ont été précisées en exploitant de manière sécuritaire les investigations effectuées après la découverte des désordres.

Il n'a pas été pris en compte de participation de l'ancien ouvrage ou de l'injection annulaire. Les charges verticales et horizontales ont donc été directement appliquées sur le chemisage.

1. Fonctionnement normal de l'ouvrage.

Dans le cas d'un ouvrage souple dans un remblai, la charge verticale déforme celui-ci. Les déplacements latéraux de la structure vers le remblai font alors apparaître une réaction horizontale. Cette réaction est le plus souvent favorable, elle est recherchée dans les ouvrages souples (buses métalliques et buses en béton rotulées). Cependant les forces horizontales appliquées à la conduite sont mal connues. (S'agit-il d'une poussée active, de la poussée des sols au repos, avec quelles caractéristiques de sols faut-il calculer ces efforts ?) Un calcul en fourchette a donc été effectué en faisant varier le coefficient K (rapport des pressions horizontales sur les pressions verticales) de 0,1 à 0,5.

2. Tassements du remblai au droit et à dans les zones latérales de l'ouvrage. « Effet Marston ».

La charge sur le sol support est plus faible au droit de l'ouvrage que sous les remblais latéraux (cet effet est négligeable dans le cas du Cachou). La souplesse de l'ouvrage implique des déplacements verticaux lors de l'application des charges. La conjonction de ces deux phénomènes peut conduire à des différences de tassements entre les remblais sur l'ouvrage et les remblais latéraux. Quand les remblais latéraux tassent plus que les remblais sur l'ouvrage, ils font apparaître un frottement vers le bas qui augmente la charge verticale sur la structure.

Dans le cas contraire le sens du frottement est inversé et la charge est théoriquement diminuée. Cet effet a été théorisé et quantifié. Il apparaît dans les calculs sous forme d'un coefficient K_m appelé coefficient de Marston et qui est appliqué à la charge verticale sur l'ouvrage remblayé. Ce coefficient est généralement pris supérieur ou égal à 1 pour des raisons de sécurité et il peut atteindre dans des cas défavorables des valeurs proches de 2.

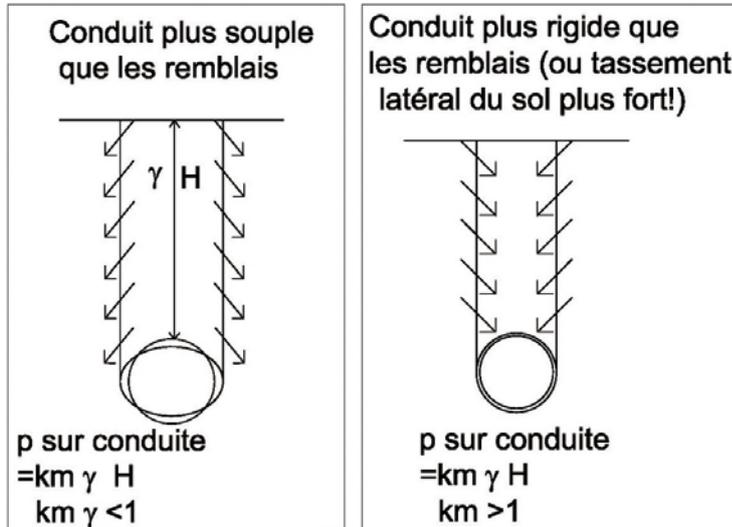


Figure 1 : Effet Marston - Source : Patrick Losset CETE du Sud-Ouest

Lors du remblaiement initial de l'ouvrage réparé, ce coefficient a pu atteindre des valeurs évaluées a posteriori à 1,6 ou 1,8. Il a ensuite diminué à cause de l'assouplissement lié à l'apparition des charnières plastiques et probablement aussi en fonction d'une redistribution lente des contraintes à l'intérieur du remblai. Un coefficient K_m de 1,3 pour le confortement est apparu comme raisonnable mais des calculs en fourchette ont été effectués par mesure de sécurité (K_m variant de 1 à 1,6).

3. Calculs de justification de la conduite métallique.

On a appliqué à la conduite :

La charge verticale suivante : $p_v = K_m * ((H * \text{densité})) + (\text{surcharge})$. En faisant varier K_m de 1 à 1,6.

La charge horizontale suivante : $p_h = K * ((H * \text{densité})) + (\text{surcharge})$. En faisant varier K de 0,1 à 0,5. L'effet Marston n'est pas à prendre en compte car si il augmente la charge verticale sur la conduite, il diminue la charge verticale sur les remblais latéraux et donc les poussées correspondantes.

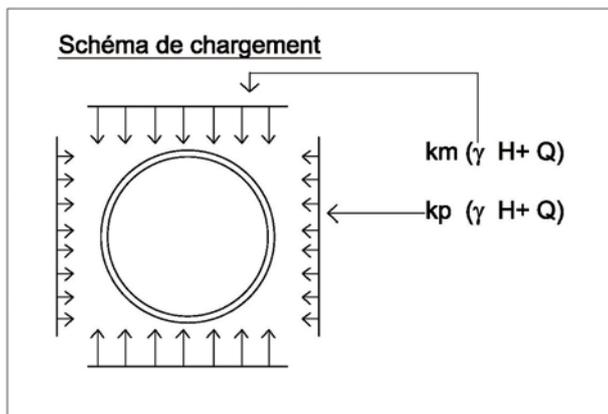


Figure 2 Schéma de chargement
Source : Patrick Losset CETE du Sud-Ouest

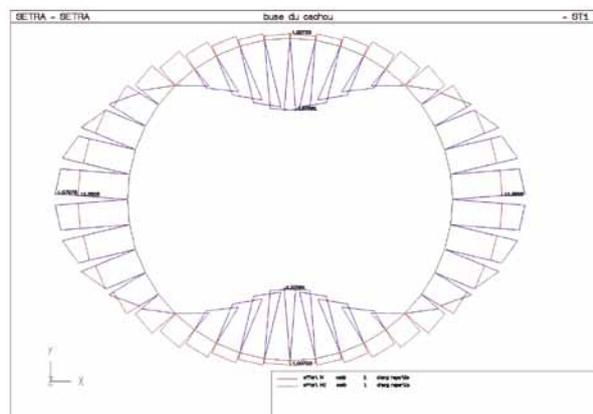


Figure 3 : Allures de l'effort normal et du moment de flexion dans l'ouvrage
Source : Patrick Losset CETE du Sud-Ouest

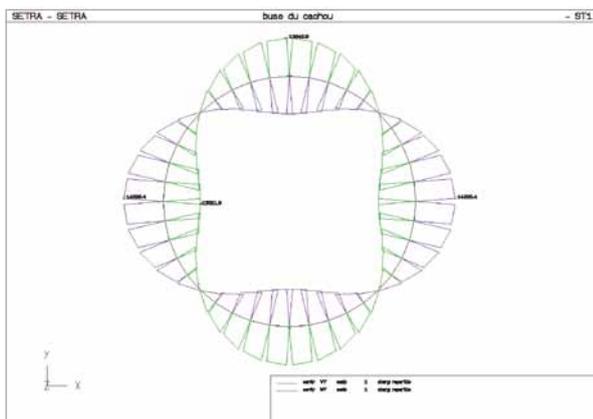


Figure 4 : Contraintes dans l'acier du chemisage
Source : Patrick Losset CETE du Sud-Ouest

Principaux résultats.

Km	K	Contrainte ELS maxi(MPa)
1	0,1	120
1	0,5	70
1,3	0,1	155
1,3	0,5	100
1,6	0,1	190
1,6	0,5	140

Choix du chemisage

Le choix de la nature du chemisage s'est porté sur une solution conduite métallique en raison de la disponibilité de produits manufacturés correspondant aux critères de respect du gabarit hydraulique et de la capacité portante.

Le chemisage ainsi retenu est un tuyau en acier de nuance S355 de diamètre extérieur 1 238 mm et d'épaisseur 25,4 mm (1 pouce).

Principes constructifs retenus

- minimiser les frottements et les efforts sur la buse existante lors de la translation du chemisage métallique par mise en place d'un berceau continu supportant les éléments de chemisage ;
- limiter les interventions humaines à l'intérieur de la buse en béton armé aux seules opérations ne générant pas de contraintes supplémentaires à l'ouvrage,
- limiter les charges à manutentionner manuellement à l'intérieur de la buse béton ;
- limiter la hauteur des passes d'injection pour éviter le soulèvement du chemisage sous l'effet de la poussée du coulis de ciment.

Investigations complémentaires réalisées en cours d'études d'exécution

Compte tenu des déformations de l'ouvrage existant, et avant de définir la longueur unitaire des éléments de chemisage, il a été construit un gabarit de 3 mètres de longueur et de géométrie identique au tuyau métallique et à son berceau de pose. Ce gabarit, introduit dans l'ouvrage, a permis, par prise de mesures à chaque joint de buse existante (2,40 m), de s'assurer d'un jeu suffisant au passage d'éléments de chemisage dont la longueur unitaire, fonction des possibilités d'approvisionnement rapide, est variable de 4 à 6 mètres.



Photo 5 : présentation du gabarit à l'entrée amont de la buse
Source : Pascal Poyer entreprise ETC



Photo 6 : mesure de l'espace annulaire entre gabarit et buse BA à chaque joint de buse
Source : Pascal Poyer entreprise ETC

Le berceau de pose du chemisage

Le rôle de ce dispositif est de permettre une mise en place du chemisage sans que celui-ci ne frotte sur la buse en béton dont la partie inférieure est en très mauvais état, et de réduire au maximum (minimum) les efforts de traction lors de la translation des éléments de chemisage métallique.

Il est composé de 2 UPN 100 de 3 mètres de longueur reliés par des plats cintrés boulonnés. Des cages à bille sont fixées à intervalle d'un mètre sur les UPN. L'ensemble est démontable pour en permettre la manutention et une pose facilitée avant liaisonnement par éclissage.

Le montage à blanc d'un élément de berceau en usine a été réalisé, de manière à vérifier le fonctionnement du système et apprécier les efforts de traction nécessaires à la mise en place du chemisage.

Une fois le berceau posé et réglé, il est fixé sur l'ouvrage existant par scellements mécaniques. Un béton de calage complète son maintien tout en permettant d'obstruer et de renforcer les zones d'éclatement de béton du fil d'eau de la buse béton.

Dès le réglage du berceau de pose, et avant sa fixation, le gabarit en contre-plaqué allongé à 5 mètres a été introduit tout au long de l'ouvrage de manière à vérifier le jeu minimum disponible compte tenu des déformations de l'ouvrage en place.

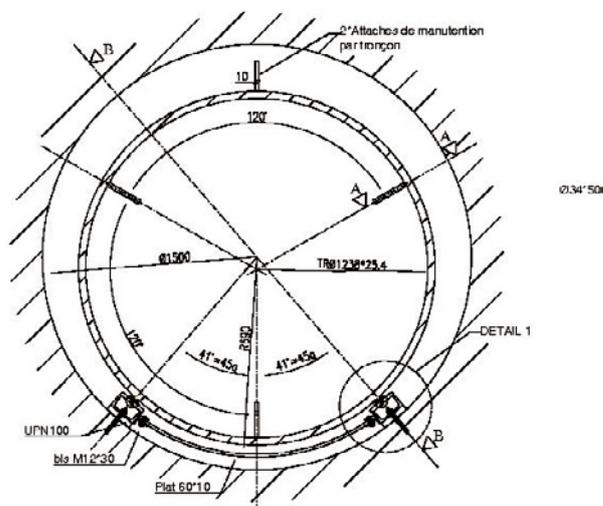
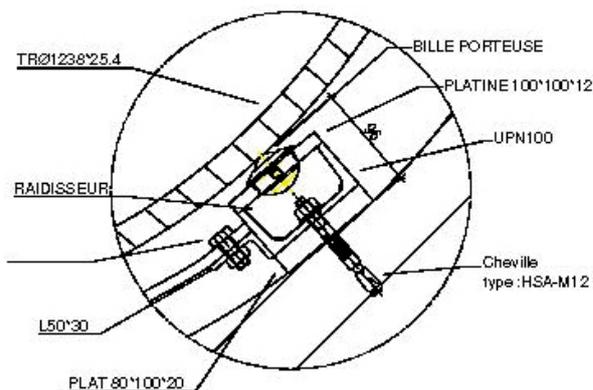


Figure 5 : berceau de pose : coupe transversale – Source documents d'exécution entreprise Cancé



DETAIL 1

Figure 6 : berceau de pose :
détail assemblage des cages à bille
Source documents d'exécution entreprise Cancé

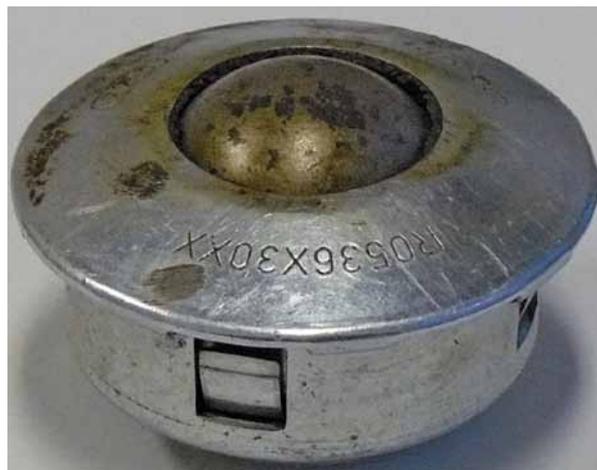


Photo 7 : cage à bille porteuse
Source : André Moutengou (DIRA)



Photo 8 : Assemblage du berceau de pose
Source : Pascal Poyer entreprise ETC



Photo 9 : berceau de pose réglé avant fixation
et blocage par béton
Source : Pascal Poyer entreprise ETC

La préparation du chemisage métallique

Les 7 éléments de chemisage ont été calepinés en fonction de la longueur unitaire des tuyaux approvisionnés. Leur longueur varie ainsi de 3,74 m à 6,05 m.

Après oxycoupage suivant le calepinage défini, ils ont été équipés de dispositifs d'accrochage des treuils, oreilles de manutention, appendices de réglage des éléments entre eux, et organes d'injection et d'évents (photos 9 et 10).

Les éléments sont posés bord à bord sans emboîtement, un joint devant assurer l'étanchéité pendant les opérations d'injection.



Photo 10 : appendices de réglage des éléments entre eux – Source : André Moutengou (DIRA)



Photo 11 : réglage de deux éléments par interposition d'une cale métallique provisoire
Source : André Moutengou (DIRA)

Exécution des travaux

Les travaux préparatoires

Les travaux préparatoires ont débutés par le terrassement d'une plate-forme à l'amont de l'ouvrage, en partie bétonnée pour pouvoir y fixer la partie du berceau de pose située hors ouvrage, et d'un bassin recevant les eaux du ruisseau et permettant leur pompage pendant la période des travaux.



Photo 12 : plate-forme amont en cours de terrassement
Source : André Moutengou (DIRA)

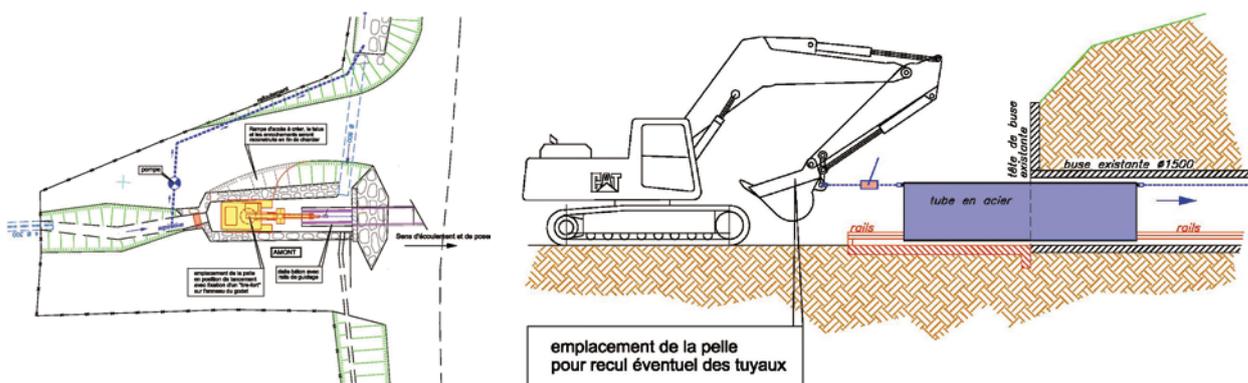


Photo 13 : dalle en béton faiblement armée pour recevoir la partie extérieure du berceau de pose
Source : André Moutengou (DIRA)

La mise en place du chemisage métallique

Le chemisage a été mise en place selon la cinématique suivante. Cette dernière ayant, fait l'objet d'une procédure d'exécution particulière :

1. déchargement des éléments de chemisage et mise en place sur le berceau de pose au moyen d'une pelle hydraulique de 26 tonnes (poids des éléments variable de 3 à 4,5 T),
2. attelage du treuil fixé dans le regard aval de l'ouvrage (photo 14),
3. mise en place de la pelle hydraulique équipée d'un treuil 12 volts monté sur l'anneau de godet destiné à pouvoir reculer les éléments de chemisage en cas de coincement (photo15),
4. tronçonnage des oreilles de manutention et tractage des éléments métalliques.



Figures 7 et 8 : Dispositif de ripage côté amont – Source : documents méthode entreprise ETC



Photo 14 : déchargement et pose d'un élément sur le berceau
Source : André Moutengou (DIRA)



Photo 15 : treuil 12 volts fixé dans le regard aval
Source : André Moutengou (DIRA)

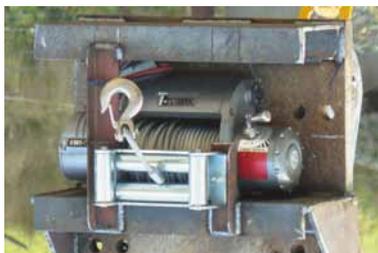


Photo 16 : treuil 12 volts fixé sur l'anneau du godet de la pelle
Source : André Moutengou (DIRA)



Photo 17 : tractage du 1^{er} élément de chemisage
Source : André Moutengou (DIRA)

Le remplissage par injection de coulis de ciment de l'espace annulaire compris entre la buse BA et le chemisage métallique

Ce remplissage, d'un volume voisin de 14 mètres cube doit satisfaire à plusieurs paramètres :

- obtenir un remplissage parfait,
- ne pas générer, lors de l'injection, de poussée capable de soulever le chemisage,
- être conduit de manière à ne pas arrêter l'atelier d'injection pendant les heures ouvrables.

La solution retenue a consisté à réaliser un compartimentage de l'espace annulaire réalisé tous les deux éléments de chemisage au moyen d'un calfeutrement au mortier fibré. Ces opérations ont été réalisées au fur et à mesure de la mise en place du chemisage.

Les éléments de tuyaux métalliques ont été équipés d'injecteurs et d'évents constitués de tubes métalliques filetés de 1 pouce de diamètre permettant de recevoir des vannes d'arrêt.

Les positions en altitude des injecteurs et des évents étaient telles que la hauteur de passe d'injection ne dépassait pas 40 cm. Au delà de cette hauteur, le coulis de ciment risquait de soulever le chemisage.

Le coulis utilisé, d'un rapport C/E = 2,2 a été fabriqué à partir d'un ciment CEM II 32,5. Il a été injecté de manière à obtenir un remplissage symétrique.

Les éléments de chemisage étant posés bord à bord pour éviter le risque de coincement pouvant être induit par un système d'emboîtement, il a été nécessaire, préalablement à l'injection, d'assurer l'étanchéité des joints.

Le système de joint est composé de 3 éléments :

- un fond de joint constitué par un boudin en mousse synthétique obstruant la partie arrière du joint,
- un joint souple réalisé par un garnissage de mastic polyuréthane.

Une protection mécanique évitant l'extrusion du joint sous l'effet de la poussée du coulis de ciment. Cette protection a été assurée par une bande de tôle mince fixée par points de soudure.



Photo 18 : joint de compartimentage en cours de réalisation
Source : André Moutengou (DIRA)



Photo 19 : injecteurs et évents
Source : André Moutengou (DIRA)



Photo 20 : étanchéité des joints entre éléments
Source : André Moutengou (DIRA)

Les travaux de finition

Les travaux se sont terminés par un remodelage de la plate-forme de travail et à la réalisation de la tête de buse amont.



Photo 21 : l'ouvrage achevé – Source : André Moutengou (DIRA)



Conclusion

Les travaux de réparation et de confortement de l'ouvrage hydraulique du Cachou ont été réalisés en octobre 2010. Hormis une crue du ruisseau survenue en tout début du chantier, les travaux se sont déroulés dans de bonnes conditions, les précautions prises, tant au niveau des études de méthode, qu'en cours de chantier ayant permis de respecter les contraintes imposées.

Compte tenu des caractéristiques du ruisseau générant très peu d'abrasion au chemisage, et de la très faible agressivité des eaux, il n'a pas été prévu, dans le cadre de ce confortement, de protection particulière du chemisage.

Le montant total de ces travaux de confortement s'élève à 150 K€.

Les intervenants

Entreprises : travaux préparatoires et mise en place du chemisage (ETC) ; préparation des éléments de chemisage (Cancé) ; injections (TEMSOL).

Études de conception et contrôle des documents d'exécution : DOA du CETE du Sud-Ouest / DIRA / antenne ouvrages d'art de la Division des Pyrénées-Atlantiques.



Évaluation structurale des ouvrages existants par approche fiabiliste

Anne-Sophie Colas, Jérôme Michel

Introduction

La gestion du patrimoine d'ouvrages d'art représente une forte attente pour les maîtres d'ouvrages, confrontés à un patrimoine vieillissant et à un corpus technique français encore peu développé sur le sujet. L'optimisation des méthodes d'évaluation structurale des ouvrages existants constitue donc un enjeu important :

- pour la sécurité des déplacements, afin d'assurer aux usagers un haut niveau de sécurité ;
- au regard de la démarche de développement durable, afin de limiter les impacts écologiques liés à des interventions non justifiées sur les ouvrages ;
- sur le plan économique, afin de gérer les dépenses par l'optimisation des interventions.

Il est donc important de développer une ingénierie de la requalification de la performance des ouvrages existants permettant l'établissement de recommandations, avec plusieurs niveaux de sophistication.

C'est dans ce contexte que le Centre des Techniques d'Ouvrages d'Art (CTOA) du Sétra a lancé en 2009 une étude sur l'application de la théorie de la fiabilité à l'évaluation des ouvrages existants. La théorie de la fiabilité propose une évaluation probabiliste de la performance des structures [2]. Elle est utilisée dans l'aéronautique, l'industrie offshore et l'industrie nucléaire. L'Institut Français des Sciences et Technologies des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux (IFSTTAR) développe des méthodes et des outils adaptés au bâtiment et aux ouvrages d'art [3, 4].

L'étude présentée dans cet article a été réalisée par un groupe de travail associant les Centres d'Études Techniques de l'Équipement (CETE) et le Sétra, avec l'appui de l'IFSTTAR. L'objectif est de mettre en pratique les principes de la fiabilité sur un ouvrage réel ou fictif pour :

- préciser une méthodologie d'application de la théorie de la fiabilité à l'évaluation des ouvrages ;
- établir des grilles de coefficients partiels permettant de réévaluer la performance des ouvrages existants au moyen d'une méthode semi-probabiliste.

L'objet de l'article est donc de présenter les principaux résultats de cette étude. Pour cela, une introduction du contexte de l'évaluation des ouvrages existants sera donnée, puis la méthodologie adoptée sera développée sur l'un des cas d'étude étudiés par le groupe de travail : le PICF de Challuy.

Contexte de l'évaluation des ouvrages existants

L'évaluation de la performance des ouvrages existants peut intervenir au cours de la vie de l'ouvrage pour diverses raisons :

- évolution des conditions d'exploitation de l'ouvrage ;
- évolution de l'environnement ou de la réglementation ;
- diagnostic des pathologies observées sur l'ouvrage et évaluation de la capacité portante résiduelle.

Nous présentons ici les différentes méthodes de calcul des ouvrages ainsi que les conditions de leur mise en œuvre dans le cas spécifique des ouvrages existants.

Méthodes de calcul

On distingue trois types d'approche pour évaluer la performance d'une structure ; celles-ci sont d'une complexité progressive suivant la méthode de prise en compte des incertitudes sur la résistance et les sollicitations de la structure.

Approche déterministe

L'approche déterministe en sécurité des structures se caractérise par le *principe des contraintes admissibles*. Elle consiste à s'assurer que la contrainte maximale σ , calculée en une section donnée sous une combinaison d'actions défavorables, reste inférieure à une contrainte dite admissible σ_{adm} , déterminée par le rapport de la contrainte de ruine σ_{rupt} du matériau sur un coefficient de sécurité K fixé de manière conventionnelle :

$$\sigma \leq \sigma_{adm} = \frac{\sigma_{rupt}}{K}$$

Ce principe présente l'avantage d'être facile à mettre en œuvre mais il reste insuffisant. En effet, il ne permet pas de prendre en compte la dispersion de chacun des paramètres intervenant dans le calcul puisqu'un même coefficient leur est affecté, ce qui peut conduire à des erreurs de dimensionnement. Par ailleurs, la vérification en contraintes n'est pas suffisante pour évaluer la sécurité d'une construction.

Approche semi-probabiliste

L'*approche semi-probabiliste* introduit la notion d'*état limite*, qui décrit le mode de fonctionnement de la structure en proposant une relation limite liant résistance des matériaux et sollicitations imposées à la structure, de type :

$$R \geq S$$

L'approche semi-probabiliste consiste à s'assurer que cet état limite est vérifié pour une certaine valeur de résistance R_d et de sollicitation S_d , appelées valeurs de calcul :

$$R_d \geq S_d$$

Les valeurs de calcul sont définies au moyen :

- de *valeurs caractéristiques* R_k de la résistance et S_k de la sollicitation, obtenues à partir d'études statistiques sur ces paramètres – on retient généralement comme valeur caractéristique un *fractile* de la distribution du paramètre mesuré, c'est-à-dire une valeur telle qu'une part donnée de l'échantillon soit supérieure à cette valeur (figure 1) ;
- de *coefficients partiels*, qui minorent les valeurs caractéristiques des résistances R_k et majorent celles des sollicitations S_k ;

de sorte que :

$$R_d = \frac{R_k}{\gamma_R} \quad \text{et} \quad S_d = \gamma_S S_k$$

La méthode des coefficients partiels est qualifiée de semi-probabiliste car elle combine, au sein d'un même état limite, des valeurs estimées statistiquement et des valeurs déterministes, tout en adoptant un formalisme déterministe. Cette approche offre un bon compromis entre facilité de mise en œuvre et informations sur la dispersion des données. Néanmoins, les coefficients de sécurité, établis pour couvrir une large gamme d'incertitudes, peuvent s'avérer peu représentatifs pour certaines structures exceptionnelles ou endommagées. De plus, l'approche semi-probabiliste ne permet pas de disposer de coefficients partiels uniques et invariants, puisque ceux-ci dépendent de la manière dont l'état limite est écrit [2].

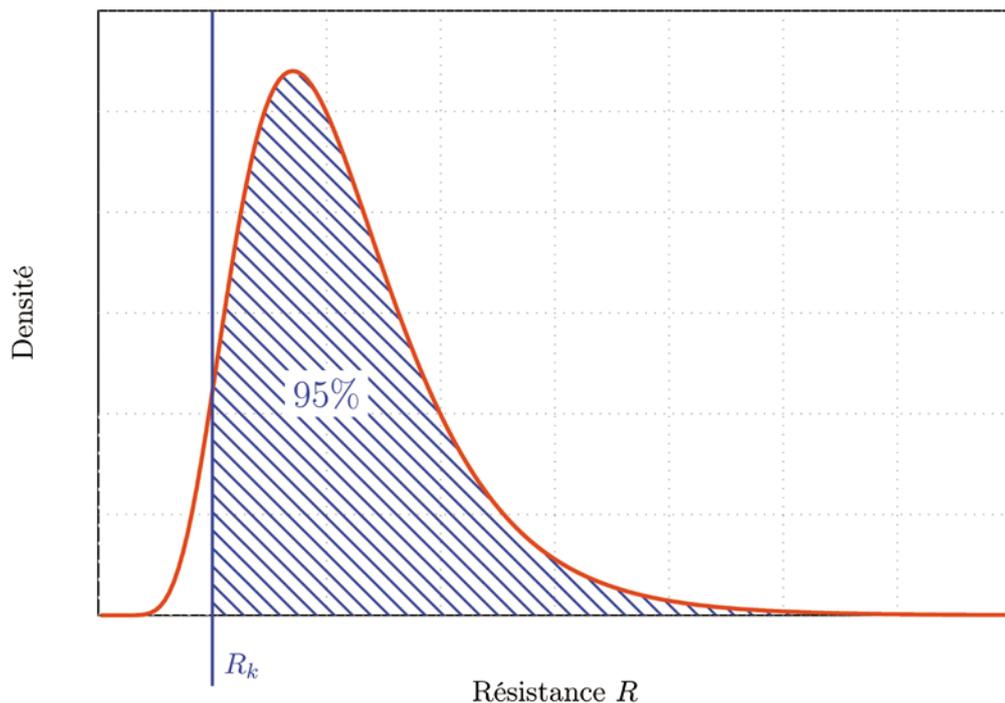


Figure 1: Valeur caractéristique R_k définie comme le *fractile* à 95% de la distribution (c'est-à-dire que 95% de la distribution a une résistance supérieure à R_k).

Approche probabiliste

L'*approche probabiliste* s'appuie également sur la définition d'un état limite liant résistance et sollicitation. On définit alors la *probabilité de défaillance* P_f de la structure comme la probabilité de dépassement de ce critère d'état limite :

$$P_f = P(R < S)$$

Dans cette approche, la résistance R et la sollicitation S sont décrites par leur distribution, obtenue à partir d'études statistiques, et appelées *variables aléatoires*. On caractérise la distribution de ces variables aléatoires par leur moyenne μ et leur écart-type σ (ou leur coefficient de variation CdV , défini comme le rapport de l'écart-type sur la moyenne). Notons que l'on peut lier la moyenne μ_x d'un paramètre à sa valeur caractéristique X_k , définie dans l'approche semi-probabiliste, en introduisant la notion de biais v_x :

$$v_x = \frac{\mu_x}{X_k}$$

L'approche probabiliste consiste à s'assurer que la probabilité de défaillance P_f est inférieure à une *probabilité de défaillance acceptable* P_{f0} :

$$P_f = P(R < S) \leq P_{f0}$$

L'ordre de grandeur de la probabilité de défaillance P_f étant très faible, on traduit généralement cette valeur en terme d'indice de fiabilité β , que l'on calcule à partir de la probabilité de défaillance selon :

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f)$$

où Φ représente la loi normale centrée réduite. On représente en figure 2 la relation entre la probabilité de défaillance P_f et l'indice de fiabilité β .

L'approche probabiliste revient alors à s'assurer que l'indice de fiabilité β de la structure est supérieur à un *indice de fiabilité cible* β_0 :

$$\beta \geq \beta_0$$

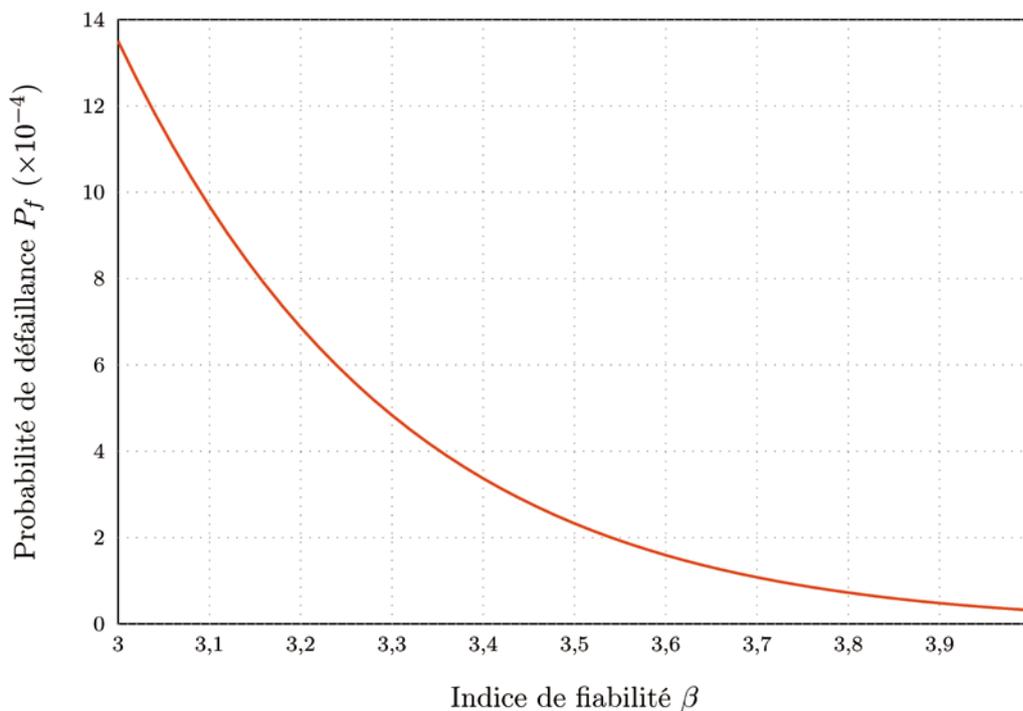


Figure 2: Courbe de la probabilité de défaillance P_f en fonction de l'indice de fiabilité β .

L'approche probabiliste est séduisante puisqu'elle permet de prendre en compte un très large spectre d'incertitudes, s'affranchit du contexte normatif des coefficients partiels d'un règlement et est invariante. Cependant, elle peut être limitée par le manque de données statistiques relatives aux différentes variables et par la complexité potentielle de certains calculs de probabilité. Elle nécessite la définition d'une probabilité de défaillance acceptable P_{f0} (ou d'un indice de fiabilité cible β_0) qui s'avère être une notion difficile à apprécier et à quantifier de manière absolue.

On récapitule dans le tableau 1 les principes des trois approches.

	Déterministe	Semi-probabiliste	Probabiliste
Paramètres	Déterministe	Fractile	Aléatoire
Incertitudes	Coefficient global	Coefficients partiels	Loi de probabilité
Calcul	Déterministe	Déterministe	Probabiliste

Tableau 1 : Comparatif des différentes approches d'évaluation de la performance des structures.

Principes de l'évaluation structurale des ouvrages existants

Les règlements, conçus pour dimensionner les ouvrages neufs, ne s'avèrent pas toujours adaptés à l'évaluation des ouvrages existants. En particulier, ils ne permettent pas de tenir compte des possibilités de mesures de certains paramètres. Il est donc nécessaire de développer une méthodologie d'évaluation spécifique aux ouvrages existants.

Dans le cadre de l'évaluation structurale d'un ouvrage existant, différents niveaux de calculs, de complexité croissante, peuvent être envisagés selon les besoins. On trouve dans le projet européen BRIME [1] une classification des méthodes de calcul en cinq niveaux selon leur degré de sophistication et les nécessités liées au fonctionnement de l'ouvrage :

Niveau 1 : application directe du règlement en vigueur sur un modèle simple.

Niveau 2 : application directe du règlement en vigueur sur un modèle complexe.

Niveau 3 : application du règlement en vigueur avec prise en compte d'une meilleure connaissance des résistances et des charges (résultats de l'inspection, réserve de capacité portante...).

Niveau 4 : modulation des coefficients partiels de sécurité du règlement en fonction du type d'ouvrage, du régime d'entretien et de maintenance, des résultats de l'inspection.

Niveau 5 : évaluation probabiliste de l'ouvrage.

Lors d'une évaluation, on commence par le niveau le moins sophistiqué et on passe au niveau supérieur si la performance de l'ouvrage n'est pas assurée et si la vérification n'est pas trop coûteuse vis-à-vis de l'objectif visé pour l'ouvrage.

Objet de l'étude

L'étude menée au Sétra vise à explorer les possibilités offertes par l'application de la théorie de la fiabilité à l'évaluation des ouvrages d'art.

Dans un premier temps, nous nous sommes attachés à développer une approche probabiliste de la sécurité des ouvrages d'art, et plus particulièrement à définir la probabilité de défaillance acceptable (ou l'indice de fiabilité cible) pour un ouvrage, afin de proposer une méthodologie permettant de mettre en application les méthodes de niveau 5.

Le deuxième volet de l'étude est consacré à l'application de la fiabilité pour établir des grilles de coefficients partiels spécifiques aux ouvrages existants (méthodes de niveau 4). L'objectif est d'intégrer les connaissances sur l'ouvrage existant dans les coefficients partiels de sécurité afin de conserver un formalisme semi-probabiliste, tout en assurant le même niveau de performance que le calcul probabiliste.

Notons que les méthodes de niveaux 1 à 3 font l'objet d'une autre étude au CTOA intitulée « Méthodes courantes d'évaluation structurale ». Une première approche du niveau 4, basée sur le recensement des pratiques courantes, y est également proposée.

La méthodologie a été testée sur cinq ouvrages de types différents, étudiés par chaque CETE :

- le pont à poutres en béton armé des Bouillères (CETE de l'Ouest) ;
- le PICF en béton armé de Challuy (CETE de Lyon) ;
- le VIPP de Merlebach (CETE Nord-Picardie) ;
- la solution caisson en béton précontraint du pont sur la rivière Saint-Étienne (CETE Méditerranée) ;
- la solution bi-poutre mixte du pont sur la rivière Saint-Étienne (DRIEA).

Cet article détaille le cas du PICF de Challuy (figure 3). Cet ouvrage est un passage à faune construit en 2008 à Challuy (Nièvre) pour le doublement de la RN 7 (2x2 voies). Ce PICF porte deux voies de circulation pour une largeur totale de 12,65 m. Son ouverture est de 4,80 m pour 2,91 m de hauteur. L'ouvrage a été calculé suivant la réglementation française tant pour les actions variables (fascicule 61 titre II) que pour la vérification des sections d'armatures (BAEL).



Figure 3 : Vues du PICF de Challuy – Source : CETE de Lyon.

Les calculs de fiabilité ont été menés sous les hypothèses de l'Eurocode.

Les matériaux constitutifs de l'ouvrage sont :

- un béton de classe C30/37 de résistance à la compression $f_{ck} = 30$ MPa ;
- des armatures à haute adhérence de classe B500B de limite élastique $f_{yk} = 500$ MPa.

L'ouvrage est soumis aux sollicitations :

- de son poids propre ;
- des charges de superstructures, calculées en enveloppe avec des coefficients de pondération 0,8-1,2 sur l'étanchéité et 0,8-1,4 pour l'enrobé, ce qui conduit à une pondération totale de 1.223 pour passer de la valeur caractéristique à la valeur maximale de l'enveloppe des superstructures ;
- des charges d'exploitation de type LM1 classe 2.

L'ouvrage a été modélisé en modèle filaire à l'aide du logiciel ST1. Les calculs ont été conduits conformément au guide « Ponts-cadres en béton armé » [10] du Sétra. Les calculs de fiabilité ont été réalisés grâce au logiciel ReliabTbx R1.5 développé à l'IFSTTAR [5].

Détermination de l'indice de fiabilité cible

Définition de l'indice de fiabilité cible

Nous avons vu que l'approche probabiliste du calcul des structures consistait à comparer l'indice de fiabilité β de l'ouvrage à un indice de fiabilité référence appelé indice de fiabilité cible β_0 .

On trouve dans l'Eurocode 0 [6] des valeurs d'indice de fiabilité cible prescrites selon le type d'état limite et la période de référence considérés (tableau 2). Ces indices cibles, qui doivent être valides pour un très large spectre d'ouvrages, peuvent s'avérer très sécuritaires pour certains d'entre eux.

État limite	Période de référence		
	1 an	50 ans	100 ans
Ultime	4,7	3,8	3,7
Service	2,9	1,5	1,0

Tableau 2 : Indices de fiabilité cibles β_0 en fonction de l'état limite et de la période de référence (valeurs données dans le tableau C.2 de l'annexe C de l'Eurocode 0 à 1 an et 50 ans et calculées à partir de la formule C.3 à 100 ans).

Dans cette étude, nous avons choisi de définir l'indice de fiabilité cible d'un ouvrage comme l'indice de fiabilité d'un ouvrage équivalent qui serait strictement dimensionné selon les Eurocodes, indice qui peut donc être supérieur aux valeurs de β_0 données dans le tableau 2 ; l'indice cible ainsi défini est intrinsèque à chaque ouvrage et dépend de ses hypothèses d'entrée. De plus, dans les calculs suivants, les sollicitations dues aux charges de trafic sont conservées déterministes et égales aux sollicitations de l'Eurocode 1. Aussi, cette variabilité n'étant pas prise en compte, l'indice cible calculé diffèrera de l'indice cible de l'Eurocode 0. Cet écart n'est en soi pas gênant puisque c'est l'indice cible calculé dans la présente étude qui est utilisé comme référence à l'évaluation de la performance.

Un indice sera calculé pour chaque état limite (service et ultime) et pour une période de référence de 100 ans, durée de vie prescrite pour les ouvrages d'art neufs dans les Eurocodes. Seul le calcul de l'indice de fiabilité cible du PICF de Challuy à l'ELU est présenté dans cet article, le calcul étant similaire à l'ELS.

Calcul de l'indice de fiabilité cible

Étape 0 : dimensionnement strict aux Eurocodes.

La première étape du calcul de l'indice de fiabilité cible est de dimensionner strictement l'ouvrage considéré aux Eurocodes, c'est-à-dire en respectant strictement le règlement sans marge supplémentaire ni arrondis. On commence par identifier la section et la vérification sur laquelle on va travailler, ainsi que le paramètre qui sera dimensionné, les autres paramètres (géométriques ou physiques) restant identiques à ceux de l'ouvrage étudié.

La section retenue pour l'étude du PICF est la section à mi-portée de la traverse supérieure. Le dimensionnement porte sur la section des armatures A_s . Il est mené conformément aux normes NF EN 1992-1-1 et NF EN 1992-2 [7, 8] et leurs annexes nationales. Le moment résistant calculé avec la section d'armatures minimale A_{s0} doit ainsi égaler le moment sollicitant de la structure :

$$M_{\text{résistant},k} = M_{\text{sollicitant},k}$$

Dans la section étudiée, on distingue les trois moments fléchissants :

- $M_G = 15,42$ kN.m, le moment dû au poids propre de l'ouvrage ;
- $M_S = 5,92$ kN.m, le moment dû aux charges de superstructures ;
- $M_Q = 72,93$ kN.m, le moment dû aux charges d'exploitation.

On en déduit le moment sollicitant à l'ELU :

$$\begin{aligned}M_{\text{sollicitant,k}} &= \gamma_G M_G + \gamma_S M_S + \gamma_Q M_Q \\ &= 1,35 \times 15,42 + 1,35 \times 1,223 + 1,35 \times 72,93 \\ M_{\text{sollicitant,k}} &= 129,1 \text{ kN.m}\end{aligned}$$

où 1,35 est le coefficient appliqué aux charges à l'ELU et 1,223 le coefficient permettant de passer de la valeur caractéristique à la valeur maximale de l'enveloppe sur les superstructures.

Le moment résistant est exprimé en fonction du paramètre dimensionnant A_s ; il dépend de la géométrie de la section ainsi que des caractéristiques physiques des matériaux :

- la résistance à la compression du béton $f_{ck} = 30$ MPa, minorée par un coefficient $\gamma_c = 1,5$;
- la limite élastique des armatures $f_{yk} = 500$ MPa, minorée par un coefficient $\gamma_y = 1,15$.

On trouve ainsi une section d'armatures A_{s0} stricte aux Eurocodes :

$$A_{s0} = 12,96 \text{ cm}^2/\text{m}$$

exprimée en fonction des valeurs caractéristiques des paramètres de résistance et de sollicitations ainsi que des coefficients partiels portant sur ces paramètres.

Étape 1 : définition de la fonction d'état limite.

La fonction d'état limite g se déduit de la prescription du règlement :

$$g = M_{\text{résistant}} - M_{\text{sollicitant}}$$

où le moment résistant $M_{\text{résistant}}$ est fonction :

- de la géométrie de la section (dimensionnement nominal des coffrages) ;
- des caractéristiques des armatures (section, position, limite d'élasticité) ;
- des caractéristiques du béton (résistance à la compression) ;

et le moment sollicitant $M_{\text{sollicitant}}$ est fonction :

- des charges de poids propre ;
- des charges de superstructures ;
- des charges d'exploitation.

Étape 2 : identification des variables aléatoires.

Le tableau 3 présente les paramètres de la fonction d'état limite qui ont été retenus comme variables aléatoires, ainsi que les lois de probabilité, extraites de la littérature scientifique, qui leur ont été associées dans cette étude. Rappelons que les sollicitations dues aux charges de trafic ne sont pas modélisées de manière probabiliste mais conservées égales à leur valeur caractéristique.

Variable	Valeur nominale	Loi de probabilité	Biais	CdV	Écart-type
Section d'acier A_s (cm ² /m)	12,96	Loi normale	1,00	2 %	-
Limite élastique des aciers f_y (MPa)	500	Loi lognormale	1,15	5 %	-
Écart sur la hauteur de section Δh (mm) (avec $h = 0,90 + \Delta h$)	0	Loi normale	1,00	-	10 mm
Écart sur l'enrobage des armatures Δc (mm) (avec $c = 0,05 + \Delta c$)	0	Loi normale	1,00	-	5 mm
Charges de superstructures Q_s (kN/ml)	40,28	Loi normale	1,65	20 %	-
Poids volumique béton ρ_b (kN/m ³)	25	Loi normale	1,00	5 %	-
Résistance à la compression f_c (MPa)	30	Loi lognormale	1,20	10 %	-

Tableau 3 : Variables aléatoires et lois de probabilité associées (variable de dimensionnement en jaune).

Étape 3 : calcul de l'indice de fiabilité cible.

L'indice de fiabilité cible β_0 est alors calculé comme l'indice de fiabilité de cet ouvrage strictement dimensionné aux Eurocodes :

$$\beta_0 = -\Phi^{-1}(P_{\beta_0}) = -\Phi^{-1}(P(M_{\text{résistant}} < M_{\text{sollicitant}})) = 8,1863$$

où $M_{\text{résistant}}$ dépend de la section d'armatures A_{s0} strictement dimensionnée aux Eurocodes. On en déduit que β_0 dépend des coefficients partiels de sécurité sur les matériaux (γ_c, γ_s) et sur les charges ($\gamma_G, \gamma_S, \gamma_Q$) qui interviennent dans le calcul de la section A_{s0} et des variables aléatoires retenues.

Le calcul de β_0 est réalisé grâce à la boîte à outils ReliabTbx R1.5 [5] fonctionnant sous Matlab®, en fournissant la règle de dimensionnement, la fonction d'état limite ainsi que les différentes variables aléatoires et leur loi de probabilité associée.

Évaluation des ouvrages par méthode probabiliste

La définition d'un indice de fiabilité cible β_0 nous permet de mettre en œuvre une approche probabiliste de la sécurité des constructions.

Performance de l'ouvrage à la conception

La performance d'un ouvrage neuf est évaluée en comparant l'indice de fiabilité β de l'ouvrage à l'indice de fiabilité cible β_0 . L'indice de fiabilité cible ayant été défini à la section précédente, il ne reste donc plus qu'à calculer l'indice de fiabilité du PICF de Challuy, en suivant la même méthodologie que celle adoptée pour le calcul de β_0 .

Étape 1 : définition de la fonction d'état limite.

On conserve la fonction d'état limite précédemment établie :

$$g = M_{\text{résistant}} - M_{\text{sollicitant}}$$

Étape 2 : identification des variables aléatoires.

On conserve les variables aléatoires et leur loi de probabilité mais la valeur nominale du paramètre dimensionné change pour retrouver sa valeur réelle : ici on retiendra donc une section d'acier composée de 5 HA20 soit $A_s = 15,70 \text{ cm}^2/\text{m}$.

Étape 3 : calcul de l'indice de fiabilité de l'ouvrage à la conception.

L'indice de fiabilité β de l'ouvrage neuf est alors donné par :

$$\beta = -\Phi^{-1}(P_f) = -\Phi^{-1}(P(M_{\text{résistant}} < M_{\text{sollicitant}})) = 10,12600$$

où $M_{\text{résistant}}$ et $M_{\text{sollicitant}}$ dépendent des valeurs caractéristiques de résistance et de sollicitation (aucun coefficient partiel de sécurité n'intervient dans ce calcul).

Le calcul de β est également réalisé par ReliabTbx R1.5, en fournissant la fonction d'état limite et les différentes variables aléatoires.

On retrouve que l'ouvrage à la conception est sûr puisque son indice de fiabilité β est supérieur à l'indice de fiabilité cible β_0 :

$$\beta = 10,12600 \geq 8,1863 = \beta_0$$

Actualisation du niveau de performance de l'ouvrage existant

L'approche probabiliste nous permet d'actualiser le niveau de performance de l'ouvrage en intégrant dans le calcul de l'indice de fiabilité de nouvelles informations obtenues lors de son inspection (calculs de niveau 5). Compte tenu du nombre restreint de mesures que l'on peut effectuer sur un ouvrage existant, on considère que la valeur donnée par l'inspection est une valeur moyenne du paramètre mesuré, la précision de la mesure étant quant à elle assimilée à un coefficient de variation. Ces informations permettent de calculer un nouvel indice de fiabilité β_1 que l'on compare à l'indice de fiabilité cible β_0 .

Prenons ici l'exemple d'une pesée de l'ouvrage existant indiquant que les charges de superstructures sont 20 % supérieures à la valeur caractéristique Q_s considérée à la conception de l'ouvrage et que la précision de la mesure est de 10 %.

Étape 1 : définition de la fonction d'état limite.

On conserve le mode de défaillance et la fonction d'état limite précédemment établis :

$$g = M_{\text{résistant}} - M_{\text{sollicitant}}$$

Étape 2 : identification des variables aléatoires.

On conserve les variables aléatoires et leur loi de probabilité mais on intègre la nouvelle information sur Q_s en modifiant sa valeur moyenne et son coefficient de variation.

Étape 3 : calcul de l'indice de fiabilité de l'ouvrage existant.

L'indice de fiabilité β_1 de l'ouvrage existant est alors donné par :

$$\beta_1 = -\Phi^{-1}(P_{f1}) = -\Phi^{-1}(P(M_{\text{résistant}} < M_{\text{sollicitant}})) = 10,1841$$

L'ouvrage existant est considéré comme sûr puisque son indice de fiabilité actualisé β_1 est supérieur à son indice de fiabilité cible β_0 :

$$\beta_1 = 10,1841 \geq 8,1863 = \beta_0$$

Actualisation des coefficients partiels de sécurité

Si l'approche probabiliste permet d'actualiser avec précision la performance d'un ouvrage au cours de sa vie, les calculs peuvent s'avérer longs et complexes. Dans le cadre de l'évaluation d'un ouvrage existant, on préférera, dans un premier temps, adopter une approche semi-probabiliste, plus facile à mettre en œuvre. Néanmoins, l'application directe de l'approche semi-probabiliste permet seulement d'intégrer les résultats des investigations, et non leur précision (calculs de niveau 3).

Dans cette partie, on se propose donc d'actualiser (ou recalibrer) les coefficients partiels des Eurocodes afin d'intégrer les informations fournies par les inspections et investigations. Ces coefficients partiels actualisés sont destinés à l'évaluation structurale des ouvrages existants avec un formalisme semi-probabiliste, assurant un niveau de fiabilité identique à celui des méthodes probabilistes (calculs de niveau 4). Il a ainsi été retenu le principe selon lequel il est souhaitable que le niveau de performance de l'ouvrage existant à l'ELU soit comparable à celui requis pour un ouvrage neuf (cf. norme ISO 13822:2001 [9]).

L'État Limite Ultime, relatif à l'intégrité structurale de l'ouvrage, a été privilégié dans cette étude.

Choix des coefficients partiels à actualiser

Il faut, dans un premier temps, choisir les variables sur lesquelles porteront l'actualisation (ou recalibration) des coefficients partiels et les nouveaux paramètres de leur loi de probabilité. Ce choix peut se baser sur deux facteurs :

- les variables couramment mesurées lors des inspections et investigations d'ouvrages existants (et les plages de valeurs et de précisions couramment obtenues) ;
- les résultats des calculs de fiabilité qui mettent en évidence les variables les plus significatives sur l'indice de fiabilité de l'ouvrage.

Il a été décidé que chaque recalibration porterait exclusivement sur le coefficient partiel correspondant à la variable dont la valeur et/ou la dispersion est modifiée, en cohérence avec les pratiques des méthodes courantes d'évaluation. Si aucun coefficient partiel n'apparaît de manière explicite dans le règlement, il est possible d'en introduire un en lui fixant une valeur initiale égale à 1.00.

Pour le PICF de Challuy, les coefficients retenus correspondent aux variables suivantes :

- la section d'acier A_s , qui peut par exemple être mesurée par une ouverture de fenêtre ;
- les charges de superstructures Q_s , qui peuvent être évaluées par mesure d'épaisseur des enrobés.

Comme aucun coefficient partiel sur la section d'acier n'apparaît explicitement dans les Eurocodes, un coefficient $\gamma_A = 1,00$, diviseur de la section d'acier A_s , est conventionnellement introduit. Le coefficient des charges de superstructures $\gamma_s = 1,65$ est quant à lui obtenu par le produit du coefficient 1,35 sur les charges à l'ELU par un coefficient 1,223 dû à l'enveloppe des superstructures.

Calcul des coefficients partiels de sécurité actualisés

Considérons qu'une mesure sur l'ouvrage conduise à un accroissement de 20 % par rapport à la valeur caractéristique des charges de superstructures Q_s et à un nouveau coefficient de variation de 10 %. La recalibration portera donc sur le coefficient γ_s des charges de superstructures.

La nouvelle valeur moyenne et la nouvelle dispersion de Q_s permettent de calculer un indice de fiabilité acceptable $\hat{\beta}_0$ qui dépend de γ_s :

$$\hat{\beta}_0(\gamma_s) = -\Phi^{-1}(\hat{P}_0) = -\Phi^{-1}(P(M_{\text{résistant}} < M_{\text{sollicitant}}))$$

où $M_{\text{sollicitant}}$ intègre la nouvelle valeur et le nouveau coefficient de variation sur Q_s .

Or, la valeur référence de fiabilité pour cet ouvrage est l'indice de fiabilité cible $\beta_0 = 8,1863$. La recalibration consiste alors à ajuster le coefficient partiel γ_s afin qu'il vérifie :

$$\hat{\beta}_0(\hat{\gamma}_s) = \beta_0 = 8,1863 \Rightarrow \hat{\gamma}_s = 1,81$$

La recalibration de $\hat{\gamma}_s$ est réalisée par ReliabTbx R1.5, en fournissant la règle de dimensionnement, la fonction d'état limite, les différentes variables aléatoires et la valeur de l'indice de fiabilité cible β_0 à atteindre.

On répète cette opération pour les deux paramètres, et leur valeur de biais (c'est-à-dire le rapport entre la valeur mesurée et la valeur caractéristique du paramètre) et de coefficient de variation retenus, ce qui permet de déterminer des coefficients partiels assurant le niveau de performance requis par l'approche probabiliste, tout en adoptant le formalisme pratique de l'approche semi-probabiliste. Ces différents résultats peuvent être présentés sous forme de grilles de coefficients partiels où on donne en ligne le biais et en colonne le coefficient de variation (tableaux 4 et 5).

$\hat{\gamma}_A$	Coefficient de variation		
Biais	1 %	2 %	3 %
0,80	1,22	1,25	1,28
1,00	0,98	1,00	1,03
1,20	0,82	0,83	0,86

Tableau 4 : Grille des coefficients partiels de sécurité recalibrés de la section d'acier A_s (valeur initiale de γ_A en jaune, en l'absence de coefficient partiel dans le règlement, un coefficient initial de 1,00 a été affecté à cette variable).

$\hat{\gamma}_s$	Coefficient de variation		
Biais	10 %	20 %	30 %
0,80	1,25	1,33	1,46
1,00	1,53	1,65	1,85
1,20	1,81	1,98	2,29

Tableau 5 : Grille des coefficients partiels de sécurité recalibrés des charges de superstructures Q_s (valeur initiale de γ_s en jaune, résultat du produit du coefficient 1,35 sur les charges à l'ELU et 1,223 de l'enveloppe des superstructures).

Application à l'évaluation structurale des ouvrages existants

Les grilles de coefficients partiels sont destinées à l'évaluation de l'ouvrage existant par une méthode semi-probabiliste (calculs de niveau 4).

Reprenons par exemple l'information présentée précédemment : une pesée de l'ouvrage informant que les charges de superstructures sont de 20 % supérieures à la valeur caractéristique Q_s considérée à la conception de l'ouvrage, à une précision de 10 %.

La valeur $Q_s^{\text{mesurée}}$ fournie par la pesée permet d'identifier le biais de mesure v_s à considérer :

$$v_s = \frac{Q_s^{\text{mesurée}}}{Q_s} = 1,20$$

et la précision de mesure donne le coefficient de variation $CdVS = 10\%$. On se reporte alors au tableau 5 pour identifier le coefficient partiel $\hat{\gamma}_s = 1,81$ correspondant à cette évaluation.

La performance de l'ouvrage est calculée par application du règlement semi-probabiliste en remplaçant $\gamma_s = 1,65$ par le coefficient actualisé $\hat{\gamma}_s = 1,81$. Seul le moment sollicitant est donc affecté et devient :

$$\begin{aligned} M_{\text{sollicitant}} &= \gamma_G M_G + \hat{\gamma}_S M_S + \gamma_Q M_Q \\ &= 1,35 \times 15,42 + 1,81 \times 5,92 + 1,35 \times 72,93 \\ M_{\text{sollicitant}} &= 130,0 \text{ kN.m} \end{aligned}$$

L'ouvrage est donc sûr puisque son moment résistant est supérieur à son moment sollicitant, calculé avec le nouveau coefficient partiel de sécurité :

$$M_{\text{résistant}} = 189,1 \text{ kN.m} \geq 130,0 \text{ kN.m} = M_{\text{sollicitant}}$$

Il convient de souligner que la vérification est conduite avec la valeur caractéristique $M_{S_k} = 5,92 \text{ kN.m}$ du moment dû aux superstructures puisque le coefficient partiel de sécurité recalibré $\hat{\gamma}_s$ prend à la fois en compte la nouvelle valeur de mesure et sa précision. L'utilisation des grilles de coefficients ne nécessite pas de calcul de fiabilité.

Les grilles de coefficients partiels définies dans cette étude ne sont valables que pour l'ouvrage étudié. Pour pouvoir les utiliser à l'évaluation d'ouvrages existants, il est nécessaire de mener une étude plus exhaustive sur une large variété d'ouvrages du même type, afin d'établir des grilles par famille d'ouvrages courants. Il faut également s'assurer que la combinaison de plusieurs grilles (par exemple une mesure de section d'acier et de charges de superstructures – cf. tableaux 4 et 5) est compatible et conduit à une performance identique à celle où les coefficients seraient simultanément actualisés [11].

Conclusion

L'étude sur les « Méthodes avancées d'évaluation des ouvrages d'art » lancée en 2009 au CTOA a permis de mettre en pratique la théorie de la fiabilité pour évaluer la performance des ouvrages d'art. Pour ce faire, chaque CETE a choisi un ouvrage type différent pour mener ses calculs, à partir desquels la méthodologie a été développée.

Cette étude a ainsi conduit à la mise au point d'une démarche destinée à l'évaluation de la performance d'un ouvrage par approche probabiliste. Elle a notamment permis de préciser l'indice de fiabilité cible β_0 , défini comme l'indice de fiabilité d'un ouvrage strictement dimensionné aux Eurocodes.

L'étude visait également à étudier la possibilité de recalibrer les coefficients partiels pour les adapter à l'étude des ouvrages existants : la théorie de la fiabilité a permis de calculer des coefficients partiels intégrant de nouvelles informations sur l'ouvrage existant, tout en assurant le même niveau de performance que le calcul probabiliste.

Si cette étude a permis de mettre au point la méthodologie, l'utilisation pratique de ces résultats passe par son élargissement à un grand nombre d'ouvrages afin de vérifier la pertinence et la robustesse des résultats obtenus. Les perspectives de cette étude sont donc d'étudier des familles d'ouvrages courants (différentes configurations pour un même type d'ouvrage) afin de proposer des indices de fiabilité cible et des coefficients partiels de sécurité recalibrés pertinents et utilisables en pratique.

Il est nécessaire de s'attacher tout particulièrement au choix des coefficients à réévaluer et de leurs plages de variation en s'informant auprès des LRPC sur les variables mesurables lors d'auscultations d'ouvrages existants, sur les plages de valeurs obtenues ainsi que sur la précision des mesures.

Ces données seront alors croisées avec celles obtenues lors des calculs de fiabilité pour dégager des grilles d'actualisation pertinentes.

Les coefficients partiels obtenus seront finalement comparés avec les valeurs recensées dans l'étude sur les « Méthodes courantes d'évaluation structurale » du Sétra concernant l'état des pratiques du RST, l'objectif étant à terme de proposer une actualisation des coefficients partiels permettant d'évaluer des ouvrages existants courants par approche semi-probabiliste.

Participants au groupe de travail

Sétra : C. Le Quéré, A-S. Colas, J. Michel.

IFSTTAR : A. Orcesi.

CGDD : C. Cremona

DRIEA : Y. Ben Milad

CETE de Lyon : A. Ballière.

CETE Méditerranée : D. Davi, B. Vion.

CETE Nord-Picardie : C. Marcotte.

CETE de l'Ouest : B. Poulin, J-B. Humeau.

Références bibliographiques

[1] Rapport final du projet Européen BRIME. BRIME. 2001.

[2] Approche probabiliste de la performance des structures. Cremona, C. Hermès-Lavoisier, 2010, Paris, 436 p.

[3] Aptitude au service des ouvrages – Rapport de synthèse de l'opération de recherche (2002-2003). Cremona, C. (sous la direction de). Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Ouvrages d'Art, Presses du LCPC. 2004, 143 p.

[4] Sécurité structurale des ponts – Rapport de synthèse de l'opération de recherche (2004-2007). Cremona, C. (sous la direction de). Études et recherches des Laboratoires des Ponts et Chaussées, Série Ouvrages d'Art, Presses du LCPC. 2008, 270 p.

[5] ReliabTbx Release 1.5 – Structural Reliability Toolbox. Cremona, C. 2010.

[6] Bases de calcul de structures. NF EN 1990. AFNOR. 2003.

[7] Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Partie 1-1 : règles générales et règles pour les bâtiments. NF EN 1992-1-1. AFNOR. 2005.

[8] Eurocode 2 : calcul des structures en béton – Parties 2 : ponts en béton. NF EN 1992-2. AFNOR. 2000.

[9] Norme ISO 13822:2001. Bases for design of structures – Assessment of existing structures. 2001.

[10] Ponts-cadres en béton armé. Sétra. 1991.

[11] Byrne, G. Évaluation structurale des ponts existants par approches probabiliste et semi-probabiliste : application à l'étude des VIPP. Mémoire de fin d'études, École Polytechnique. 2008.



Module de calcul du chevêtre incorporé aux Eurocodes

Benjamin Blasco

Introduction

Le logiciel CHAMOA-P, dédié aux calculs de ponts types aux Eurocodes, intègre depuis février 2011 un module permettant le calcul des efforts du chevêtre incorporé, partie de la travée à l'aplomb des lignes d'appuis. Ce nouveau module fournit les sollicitations sur les appareils d'appuis et dans le chevêtre.

Cet article présente dans un premier temps le principe de fonctionnement du module et propose ensuite un algorithme d'optimisation de la position des appareils d'appuis.

Méthode de calcul du chevêtre incorporé

Le calcul des efforts du chevêtre incorporé ne concerne que les ponts dalles (PSIDA et PSIDP). Pour ces derniers, le programme CHAMOA-P génère un modèle ST1 de grille de poutres « adapté » aux dimensions de la dalle pour le calcul des efforts. Contrairement à la méthode Guyon « généralisée », ce calcul prend en compte l'effet du biais. Le module donne les réactions d'appuis par appareils d'appuis, les moments longitudinaux et transversaux sur appareils d'appuis et entre appareils d'appuis. Comme le modèle est un grillage de poutre, il ne prend pas en compte l'effet 3D du coefficient de Poisson. Les appareils d'appuis sont disposés sur les nœuds du modèle les plus proches des positions indiquées par l'utilisateur sur un maillage relativement raffiné pour obtenir des résultats précis dans les cas courants.

Principe de Calcul

Le module fonctionne en 5 étapes pour calculer les efforts dans le chevêtre incorporé :

- le module calcule les surfaces d'influence associées aux réactions d'appuis et aux moments longitudinaux et transversaux sur chaque appui et entre chaque paire d'appuis grâce à un modèle de grillage ;
- le module applique les efforts des charges permanentes , de température, de tassement et de précontrainte sur le modèle de grille préalablement calculé par le module de flexion générale (M2) ;
- les surfaces d'influence biaisées sont transformées en surfaces d'influence rectangulaires ;
- les charges mobiles sont appliquées aux surfaces d'influence formatées via un composant de calcul dénommé « Calech ». On en déduit les sollicitations dues aux surcharges ;
- le module combine les efforts selon les règles des Eurocodes 0 et 1.

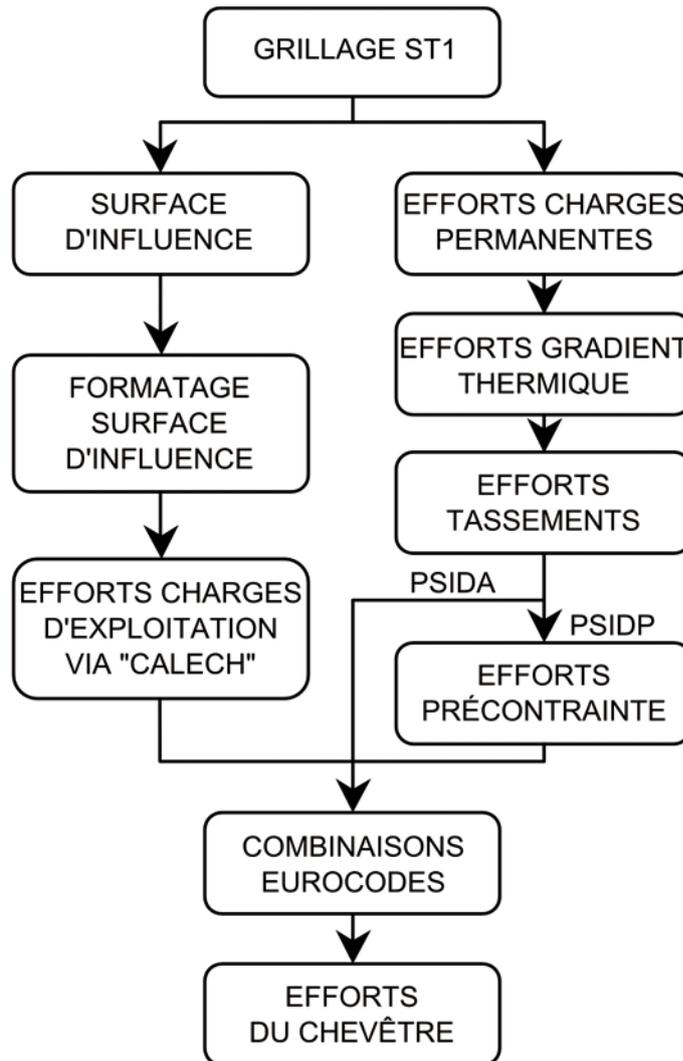


Figure 1 : Principe de calcul de M7 – source : Sétra

Modèle de grillage

Le modèle de grillage utilisé pour le calcul du chevêtre présente 5 zones longitudinales et 5 zones transversales par travée :

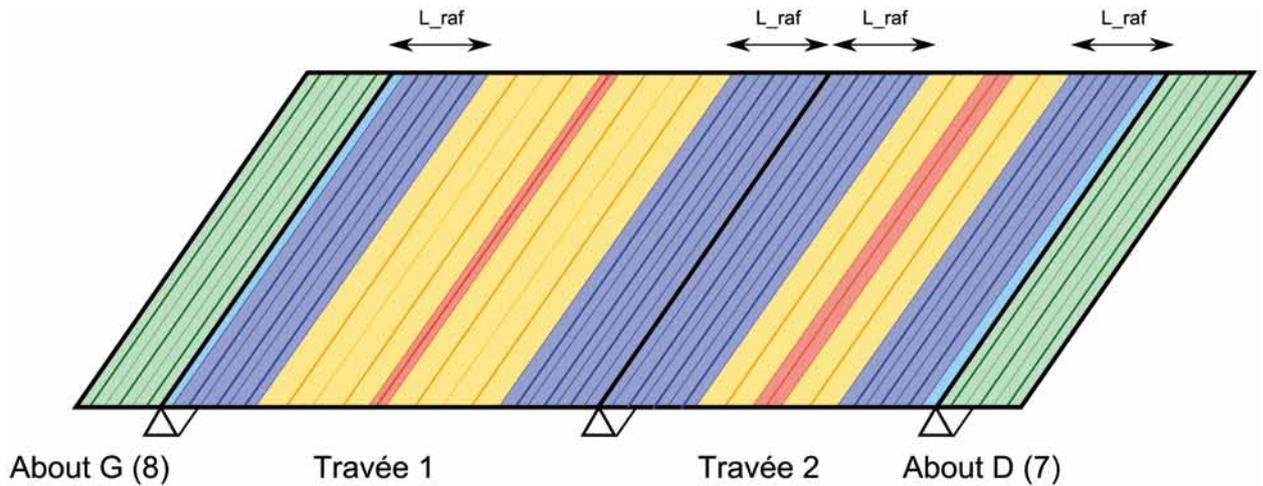
Zones Longitudinales

Zone Raffinée Gauche
 Zone Grossière Gauche
 Zone Milieu
 Zone Grossière Droite
 Zone Raffinée Droite

Zones Transversales

Nervure
 Encorbellement Intérieur Gauche
 Encorbellement Intérieur Droit
 Encorbellement Extérieur Gauche
 Encorbellement Extérieur Droit

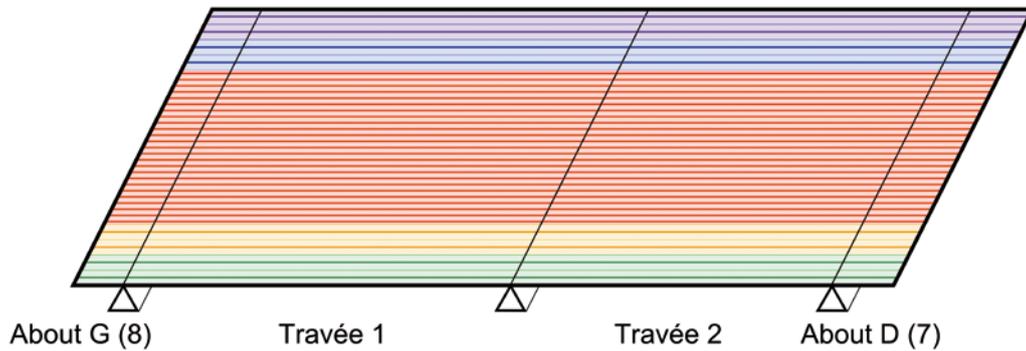
Les abouts présentent une seule zone longitudinale et 5 zones transversales. Les zones correspondent à des parties du modèle où les espacements entre poutres sont constants. Ces zones sont récapitulées (figures 1 et 2). Le modèle est raffiné près des chevêtres pour approcher plus finement les surfaces d'influence.



LÉGENDE :

- Zones Abouts
- Zones Raffinées
- Zones Grossières
- Zones Milieux
- Zones Raffinées particulières

Figure 2 : Détail des zones longitudinales– source : Annexes CHAMOA-P, Sétro



LÉGENDE :

- Zone 1 : Nervure (41 barres dont une centrée)
- Zone 2 : Encorbellement Intérieur Gauche
- Zone 3 : Encorbellement Intérieur Droit
- Zone 4 : Encorbellement Extérieur Gauche
- Zone 5 : Encorbellement Extérieur Droit

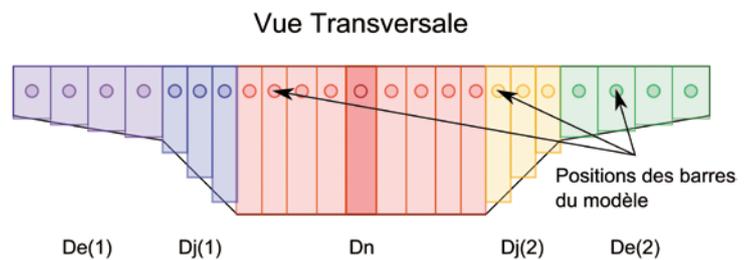


Figure 3 : Détail des zones transversales– source : Annexes CHAMOA-P, Sétro

Calcul des efforts hors charges d'exploitation

Le module traite les efforts hors charges d'exploitation, tels que les charges permanentes, le gradient thermique et la précontrainte éventuellement, à partir du modèle de grillage directement.

Les efforts permanents et dus à la précontrainte

Le calcul des efforts permanents (précontrainte éventuelle incluse) est un calcul approximatif ajusté sur les résultats des efforts donnés par le module principal de calcul de flexion longitudinale de CHAMOA-P. Il consiste à étudier les efforts générés sur appuis et entre appuis par une charge uniformément répartie unitaire. On en déduit les réactions par ligne d'appuis (LA) en sommant les forces pour tous les appareils d'appuis (AA) d'une même ligne d'appuis :

$$R_{LA=i}^{M7} = \sum_j R_{LA=i,AA=j}^{M7} \quad (\text{eq.1})$$

On calcule ensuite les coefficients de proportionnalité α_i entre les efforts dus à la charge unitaire répartie et les efforts dus aux charges permanentes pour chaque ligne d'appuis :

$$\alpha_i = \frac{R_{LA=i}^{M2}}{R_{LA=i}^{M7}} \quad (\text{eq.2})$$

On en déduit les efforts réels, $\text{Eff_réel}_{LA=i,AA=j}$ dans le chevêtre avec la bonne répartition :

$$\text{Eff_réel}_{LA=i,AA=j} = \alpha_i * \text{Eff_chg_uni}_{LA=i,AA=j} + (\text{Eff_précontrainte}_{LA=i,AA=j}) \quad (\text{eq.3})$$

Les efforts dus à la composante verticale de la précontrainte sont modélisés par des charges couteaux transversales placées à l'aplomb des chevêtres et correspondant aux efforts de précontrainte calculés par le module de flexion générale. On remarquera que les résultats obtenus sont sous forme d'enveloppe.

Les efforts dus au gradient thermique et aux tassements

Le calcul des efforts dus aux gradients thermiques et aux tassements est plus directs puisqu'il s'agit des efforts du modèle de grillage soumis aux gradients thermiques réels dans les directions longitudinales et transversales et soumis à des dénivellements des lignes d'appui. La géométrie plane du modèle permet de prendre en compte les effets du biais pour ces calculs. Ces résultats sont sous forme d'enveloppe.

Calcul des efforts dus aux charges d'exploitation

Principe du calcul

Pour le calcul des efforts dus aux charges d'exploitation, le module de calcul des chevêtres a recours au composant « Calech » qui détermine la position des charges mobiles la plus défavorable sur une surface d'influence (SI) et en donne l'effet maximal et minimal. Le module doit, au préalable, créer les surfaces d'influence correspondantes à chaque effort du chevêtre (réaction d'appui et moments transversaux et longitudinaux) puis les formater pour utiliser le composant « Calech ». Ensuite, le module parcourt toutes les charges mobiles définies par l'utilisateur et utilise pour chacune d'entre elles, le composant « Calech » sur toutes les surfaces d'influence formatées pour les états limites caractéristique et ultime. Le calcul pour l'ELS fréquent est déduit par linéarité de l'ELS caractéristique (excepté pour le LM1 et le LM3). Les résultats obtenus sont sous forme d'enveloppe. On rappelle ci-dessous les unités des efforts obtenus :

- réactions d'appuis : kN
- moments transversaux sur appuis : kN.m/ml
- moments longitudinaux sur appuis : kN.m/ml
- moments transversaux entre appuis : kN.m/ml
- moments longitudinaux entre appuis : kN.m/ml

Les Surfaces d’Influence

Les surfaces d’influence calculées par ST1 sont les déplacements du modèle de grillage soumis à la charge duale à l’effet recherché selon le théorème de Maxwell-Betti. Pour la réaction d’appui de l’appareil d’appui P par exemple, la charge duale est un déplacement unitaire du point P vers le haut. Seul les déplacements aux nœuds du modèle sont connus et ne permettent pas en l’état de faire de calcul d’effort de charges d’exploitation. Le module transforme ces surfaces d’influence en surfaces rectangulaires à pas constant grâce à une interpolation à 4 nœuds utilisée en général dans la théorie des éléments finis.

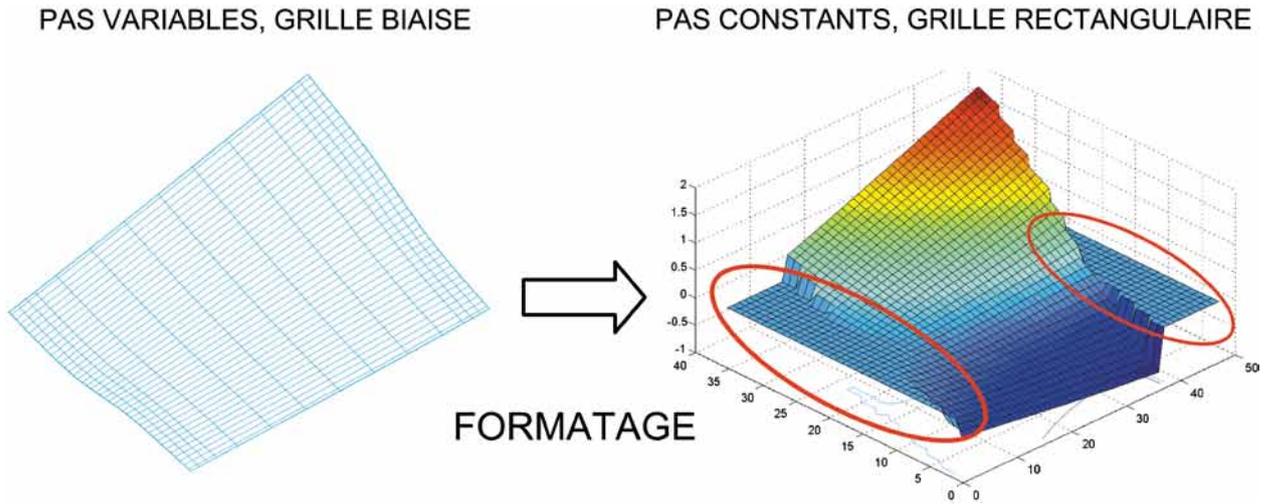


Figure 4 : Principe de traitement des surfaces d’influence, Sétra

On remarque que les surfaces d’influence de dalles biaisées font apparaître des triangles nuls après les abouts pour rendre la SI rectangulaire (en rouge sur la figure 4).

Les surfaces d’influence brutes sont des surfaces connues sur des nœuds disposés en parallélogrammes (en rectangle si le biais est de 100 degrés). Pour chaque point d’interpolation de coordonnées (x, y), on cherche le parallélogramme entourant ce point (figure 5), puis on utilise l’interpolation suivante pour le déplacement u(x, y) :

$$u(x, y) = \alpha_1 + \alpha_2 * x + \alpha_3 * y + \alpha_4 * xy \tag{eq.4}$$

Avec les α_i coordonnées généralisées valant dans notre cas :

$$\begin{aligned} \alpha_1 &= \frac{1}{(Y_1 - Y_3)} \left[\frac{Y_3 (X_2 u_1 - X_1 u_2)}{X_1 - X_2} - \frac{Y_1 (X_4 u_3 - X_3 u_4)}{X_3 - X_4} \right] \\ \alpha_2 &= -\frac{1}{(Y_1 - Y_3)} \left[\frac{Y_3 (u_1 - u_2)}{X_1 - X_2} - \frac{Y_1 (u_3 - u_4)}{X_3 - X_4} \right] \\ \alpha_3 &= -\frac{1}{(Y_1 - Y_3)} \left[\frac{(X_2 u_1 - X_1 u_2)}{X_1 - X_2} - \frac{(X_4 u_3 - X_3 u_4)}{X_3 - X_4} \right] \\ \alpha_4 &= \frac{1}{(Y_1 - Y_3)} \left[\frac{(u_1 - u_2)}{X_1 - X_2} - \frac{(u_3 - u_4)}{X_3 - X_4} \right] \end{aligned} \tag{eq.5}$$

où u_i est le déplacement au nœud i et X_i, Y_i les coordonnées du nœud i . Les parallélogrammes étant alignés selon la direction longitudinale de l’ouvrage, les équations sont simplifiées grâce à $Y_2 = Y_1$ et $Y_4 = Y_3$.

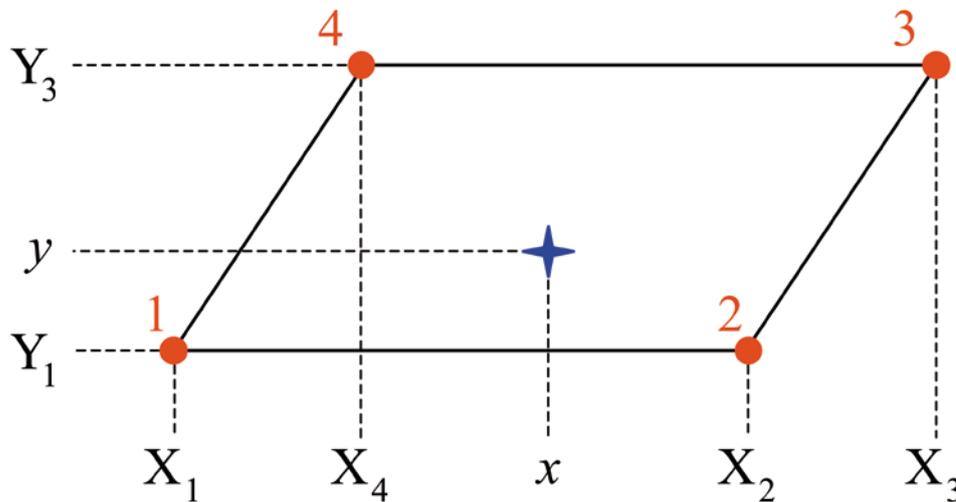


Figure 5 : Schéma d'interpolation pour un point de la SI, Sétra

Combinaisons des efforts

Avant de procéder aux combinaisons d'actions, le module rassemble les charges mobiles en groupes : LM1 et Trottoir, LM2, Trottoir (5 kN/m), Q SERV (Véhicule de service), LM4, LM3 (Seul, avec LM1, Lent ou Rapide), CIV et Trottoir_RF (Charges françaises), Chantier (23 et 34 m³), Militaire (MC80, ME80, MC120 et ME120), EC Passerelle et FR Passerelle.

Le module effectue ensuite les combinaisons Eurocodes classiques.

Les résultats du module de calcul du chevêtre

Les résultats du module sont regroupés dans un dossier « Module_7 » de CHAMOA-P. Ce dernier comporte, entre autres, le modèle ST1 du grillage, les Surfaces d'Influences, un fichier récapitulant les données géométriques du grillage et deux notes de calcul (une détaillée et une synthétique) (figure 6).

```

-----
|   Donnees geometriques   |
-----

Donnees Longitudinales de l ouvrage :
...
...
Coupe Transversale de l ouvrage :
-----
...
...
Ligne d appui 1 : 2 appareils d appuis
Position : -2.00  2.00

Ligne d appui 2 : 3 appareils d appuis
Position : -2.50  0.00  2.50

Ligne d appui 3 : 2 appareils d appuis
Position : -2.00  2.00

Biais : 100.00 grades
...
...
-----
| Donnees geometriques du grillage |
-----

...
...

Donnees Longitudinales :
-----
Nb de div Long du demi-chevetre raffine : 4
Nb de div Long des demi zones grossieres: 3  3
Nb de div Long de l'about de gauche   : 2
Nb de div Long de l'about de droite   : 2

Nombre totale de division longitudinale : 15  15

Espacemt Long du demi-chevetre raffine : 0.2857
Espacemt Long des demi zones grossieres : 1.1429
Espacemt Long des zones milieux       : 1.14  1.14
Espacemt Long de l'about de gauche     : 0.2500
Espacemt Long de l'about de droite     : 0.2500

*****
* RESULTAT DES EFFORTS DU CHEVETRE *
*****

RECAPITULATION DES DONNEES DES APPUIS :

Position des Appareils d'Appui(AA) pour chaque Ligne
d'Appui(LA) par rapport a l'axe de la nervure.

-----
!   LA1   !   LA2   !   LA3   !
AA 1 Position Origine ! -2.00 ! -2.50 ! -2.00 !
   Position Calculee! -1.88 ! -2.39 ! -1.88 !
-----
AA 2 Position Origine !  2.00 !  0.00 !  2.00 !
   Position Calculee!  1.88 !  0.00 !  1.88 !
-----
AA 3 Position Origine !***** !  2.50 !***** !
   Position Calculee!***** !  2.39 !***** !
-----

Les ***** signifient que l'Appareil d'Appui n'est pas defini
...
...
ELS CARACTERISTIQUE
*****

Actions permanentes, valeur caracteristique profil DEF

Fz :      !   LA1   !   LA2   !   LA3   !
-----
AA 1 Min !  434.48 !  795.11 !  434.48 !
   Max   !  680.40 ! 1308.16 !  680.40 !
-----
AA 2 Min !  434.48 !  116.68 !  434.48 !
   Max   !  680.40 !  191.98 !  680.40 !
-----
AA 3 Min !***** !  795.11 !***** !
   Max   !***** ! 1308.16 !***** !
-----

M_Tr_App !   LA1   !   LA2   !   LA3   !
-----
AA 1 Min ! -206.63 ! -457.70 ! -206.63 !
   Max   ! -131.95 ! -278.19 ! -131.95 !
-----
AA 2 Min ! -206.59 !  -26.62 ! -206.59 !
   Max   ! -131.92 !  -16.18 ! -131.92 !
-----
AA 3 Min !***** ! -456.84 !***** !
   Max   !***** ! -277.67 !***** !
-----

```

Figure 6 : Extraits du fichier de données du grillage et de la note de calcul M7, Sétra

Optimisation des positions des appareils d'appui

Un algorithme utilise les résultats précédents pour optimiser la position des appareils d'appui. Les contraintes de convergence sont les suivantes :

- respecter les quantités minimales et maximales d'acier dans la section (fibre supérieure ou inférieure) ;
- refuser le décollement d'un appareil d'appui ;
- les appareils d'appui sont placés de façon symétrique par rapport à l'axe du tablier ;
- les appareils d'appui sont sous la nervure et éloignés au minimum de 25 cm de ses bords ;

Les critères d'optimisation utilisés sont les suivants :

- minimiser la quantité d'acier globale du chevetre ;
- adopter des quantités d'acier dans les fibres supérieures et inférieures non déséquilibrées (i.e. minimiser le rapport $Q_{\text{acier_sup}}/Q_{\text{acier_inf}}$).

Principe de l'algorithme

La recherche de la position optimale des appareils d'appui (AA) nécessite un sens de balayage de leurs différentes positions. Le choix a été fait d'écarter progressivement et de façon symétrique les appareils d'appui en partant d'une position limite assez resserrée. Ainsi, on balaye différentes configurations de positions d'AA jusqu'à optimiser les critères énoncés précédemment (figure 7). Pour des raisons de convergence, un calcul préliminaire est effectué avec la position des appareils d'appui la plus écartée permise. Ce calcul préliminaire permet de déterminer des paliers de convergence pour les rapports de quantité d'acier sup/inf. Les domaines d'écartement e entre les appareils d'appui extrêmes sont les suivants :

- pour 2 AA : $e \in [50\% \ 75\%]$ de la largeur totale du tablier,
- pour 3 AA : $e \in [60\% \ 75\%]$ de la largeur totale du tablier,
- pour 4 AA : $e \in [70\% \ 80\%]$ de la largeur totale du tablier,
- pour 5 AA et plus : $e \in [75\% \ 85\%]$ de la largeur totale du tablier.

On notera que l'écartement des groupements d'appareils d'appui pour les dispositions à plus de 4 AA ne varie pas lors de la recherche de position optimale. Cet espacement est fixé à 3 intervalles de grillage de poutre.

	2 AA	3 AA	4 AA	5 AA et +
ITÉRATION 1				
ITÉRATION 2				
ITÉRATION 3				
ITÉRATION 4				

Figure 7 : Balayage des positions d'appareils d'appui par l'algorithme, Sétra

Exemple d'optimisation

On étudie un PSIDP à deux travées de 15 mètres, sans abouts, avec un biais de 80 grades, de 9 m de large et 75 cm d'épaisseur avec des encorbellements de 1 m. On utilise le profil de chargement suivant : 2 trottoirs de 1 m et une chaussée de 7 m. On applique les charges routières Eurocodes ainsi que les charges de trottoir piétons et TS accidentel. On fixe le nombre d'appareils d'appuis par ligne d'appui à 2 pour les culées et à 3 pour la pile centrale.

Les figures 8 et 9 montrent l'évolution des critères en fonction de l'écartement et détaillent sur quelle disposition d'appui l'on converge.

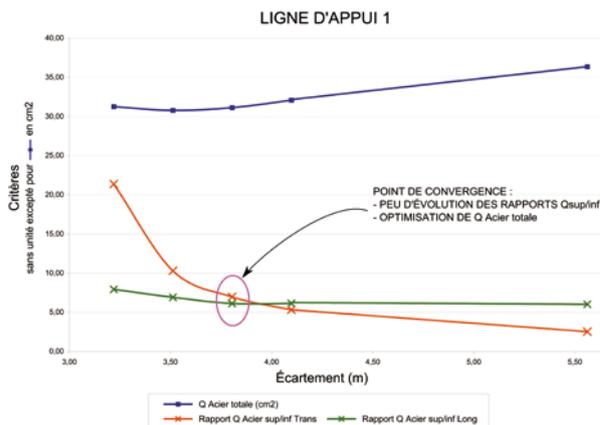


Figure 8 : Évolution des critères de convergence pour la ligne d'appui 1 (2 AA), Sétra

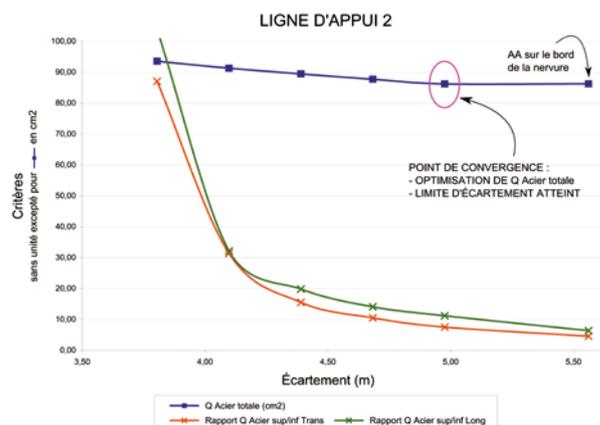


Figure 10 : Évolution des critères de convergence pour la ligne d'appui 2 (3 AA), Sétra

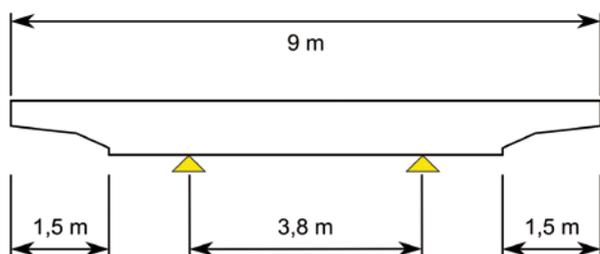


Figure 9 : Représentation du chevêtre optimal pour la ligne d'appui 1, Sétra

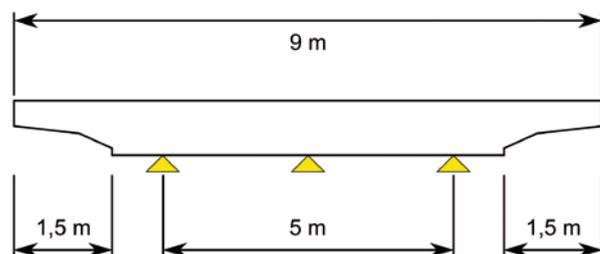


Figure 11 : Représentation du chevêtre optimal pour la ligne d'appui 2, Sétra

Pour les lignes d'appuis 1 et 3 (avec 2 AA), la convergence est trouvée pour un écartement de 3,80 m ($\approx 55\%$ de la largeur totale), puisqu' à partir de cette itération les rapports Q_{sup}/Q_{inf} transversaux et longitudinaux se stabilisent et la quantité d'acier globale augmente toujours avec l'écartement.

Pour la ligne d'appui 2 (avec 3 AA), la convergence est attendue pour un écartement de 5 m ($\approx 70\%$ de la largeur totale), ce qui correspond à la limite supérieure du domaine possible d'écartement. En effet, dans ce cas, la quantité d'acier totale tend à diminuer en fonction de l'écartement et les rapports Q_{sup}/Q_{inf} sont acceptables à partir d'un écartement de 4.5 m, on optimise donc le dimensionnement en adoptant la position la plus écartée des appareils d'appui.

Commentaires et conclusions

On rappelle que le modèle de grillage se base sur un calcul simplifié d'appuis ponctuels. Ce modèle surestime les efforts de flexion en moment négatif car il ne prend pas en compte l'adoucissement des efforts qui résulte de la géométrie et de la souplesse des appareils d'appui et de la diffusion des réactions d'appui.

Pour le dimensionnement des appareils d'appuis, on rappelle que les rotations des lignes d'appuis sont déjà fournies par groupes de charges (§ *Combinaison des efforts*) par le module de flexion générale. Le module du chevêtre fournit en complément les réactions des appareils d'appui de ces mêmes groupes de charges. Il est alors possible de gérer une concomitance partielle par groupes de charges lors du dimensionnement des appareils d'appui.

Ce nouveau module de calcul complémentaire de CHAMOA-P facilite un peu plus le dimensionnement des ponts types aux Eurocodes. Il sera suivi d'un module de vérification des sections et d'un dimensionnement total des renforts du chevêtre incorporé. Pour la suite, on envisage de développer un module de calcul des appareils d'appui en fonction des efforts horizontaux et verticaux et des géométries des piles et des fondations.



Films techniques

Le Sétra vient de réaliser 3 films techniques illustrant le savoir-faire français en matière de conception et de réalisation de grands ponts.

• La construction du pont Gustave Flaubert à Rouen

Ce film de 26 minutes présente en détail la construction du pont Gustave Flaubert à Rouen.

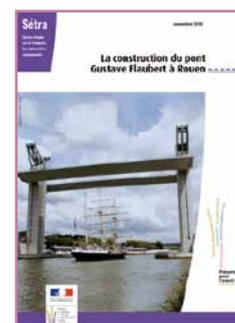
Cet important ouvrage, qui permet à six voies de circulation de franchir la Seine en aval du centre-ville, est l'un des plus grands ponts mobiles d'Europe.

Pour permettre le passage de grands bateaux, notamment pendant l'Armada, sa travée centrale peut en effet se lever de 55 mètres.

Novembre 2010

Référence : 1035V

Prix de vente : 25 €



• La construction du viaduc de Compiègne

Ce film de 20 minutes présente en détail la construction du viaduc de la rocade Nord-Est de Compiègne.

Cet ouvrage élégant en béton précontraint, de plus de 2 km de long, a été construit à l'avancement avec un mât de haubanage provisoire.

Mars 2011

Référence : 1112V

Prix de vente : 25 €



• La construction du nouveau pont de Térénez

Ce film de 26 minutes présente en détail la construction du nouveau pont de Térénez.

Avec ses pylônes de 100 mètres de hauteur en forme de lambda, un tablier courbe de 515 mètres de longueur supporté par 72 paires de haubans, cet ouvrage est remarquable et innovant.

Avril 2011

Référence : 1111V

Prix de vente : 25 €



Les trois DVD sont disponibles au :

bureau des ventes du Sétra

BP 214

77487 Provins Cedex

Tél. : 01.60.52.31.31

Fax : 01.60.52.31.69

Coordonnées des rédacteurs

Robert BONNEFOY
DIR Méditerranée
Tél. : 04 91 28 43 44

Jean-Christophe CARLES
CETE Méditerranée
Tél. : 04 42 24 76 86

Denis DAVI
CETE Méditerranée
Tél. : 04 42 24 76 81

Fernando DIAS
Sétra/CTOA DGO
Tél. : 01 60 52 32 78

Jean-Claude HIPPOLYTE
Sétra/CTOA/DM
Tél. : 01 60 52 33 57

Thierry KRETZ
Sétra/CTOA
Tél. : 01 60 52 32 58

Laurent LABOURIE
CETE Nord-Picardie
Tél. : 03 20 49 61 81

Daniel LE FAUCHEUR
Retraité (Anciennement Sétra)

Renaud LÉGLISE
CETE NP/INFRA/OA
Tél. : 03 20 49 63 63

Aurélie VIVIER
Sétra/CTOA DGO
Tél. : 01 60 52 36 21

Philippe AMIOT
ASQPE
Tél. : 01 40 43 53 05

Le catalogue des publications et logiciels du Sétra est consultable sur internet et le réseau i2 du ministère de l'écologie, du développement durable, du transport et du logement.

Vous y trouverez :

- les dernières parutions,
- les ouvrages disponibles, avec résumé, référence, prix de vente...,
- les modalités de commande.

Retrouver également en téléchargement (au format PDF) les numéros précédents du Bulletin Ouvrages d'art.

sur internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>

sur i2 : <http://intra.setra.i2>

Page laissée blanche intentionnellement



Ce bulletin est un périodique d'information à l'intention des spécialistes d'ouvrages d'art. Il est destiné à décrire la construction d'ouvrages marquants et à faire connaître des techniques particulières ou innovantes.

Ce bulletin est consultable et téléchargeable :

- sur internet : <http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr>
- sur i2 (réseau du Ministère) : <http://intra.setra.i2>



Référence : **B0A67**

*Couverture : Gérard Forquet (Sétra) ;
vignettes : André Mountengai (Dira), Cete de Lyon - Sétra.
Conception graphique - mise en page : SCEI - 50/54 bd du Colonel Fabien - 94200 Ivry-sur-Seine
L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2012 Sétra - ISSN : 1266-166X*

*Ce document participe à la protection de l'environnement.
Il est imprimé avec des encres à base végétale sur du papier écolabellisé PEFC.
PEFC/10-31-945*



**Service d'études
sur les transports,
les routes et leurs
aménagement**

110 rue de Paris
77171 SOURDUN
France
tél. : 33 (0)1 60 52 31 31
fax : 33 (0)1 60 52 31 69

**Le Sétra appartient
au Réseau Scientifique
et Technique du MEDDTL**

