

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

Pont du Larivot en Guyanne :

Surveillance par inclinomètres

J. Dumoulin, M. Le François,
K. Ben Amer

☛ P. 2

Pont sur la Tardoire : Ouvrage en site karstique

E. Chasco, A. Dudoit, S. Gardet,
F. Clement, J-M Tarrieu

☛ P. 12

RÈGLEMENTATION, CALCULS

Dimensionnement des bipoutres aux Eurocodes

D. Le Faucheur

☛ P. 40

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 CTAO/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.

Mise sous haute surveillance du pont du Larivot en Guyanne

par inclinomètres

John DUMOULIN (LRPC de Bordeaux)
Mathieu LE FRANÇOIS (CETE Normandie Centre)
Karim BEN AMER (DDE de la Guyane)

Comme suite à la découverte le 20 novembre 2009 d'un affaissement de 21 cm côté amont de sa pile 13 le pont du Larivot situé en Guyane française a été fermé à la circulation.

La réparation de cette pile dont un des pieux était rompu, présentée dans le Bulletin Ouvrages d'Art n° 65, a permis de sauver cet ouvrage vital pour la Guyane d'un effondrement probable.

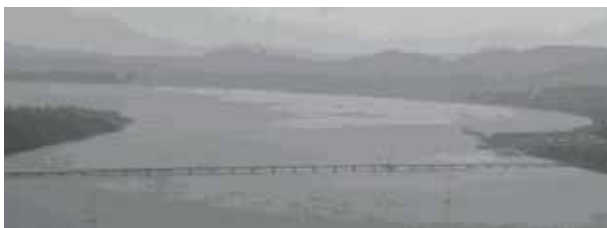


Figure 1 : vue aérienne du pont du Larivot – Source : Sétra



Figure 2 : les appuis de l'ouvrage – Source : CETE

Grâce à la grande mobilisation de tous les intervenants, c'est dans un délai extrêmement court que ce chantier délicat a été réalisé et que l'ouvrage a pu être remis en circulation, moins de quatre mois après la découverte de l'affaissement.

La totalité des interventions réalisées ont été pilotées par un comité d'experts spécialement créé pour la gestion de cette crise et associant des représentants de la Direction Départementale de l'Équipement de la Guyane et du réseau scientifique et technique de l'équipement.

La sécurité des ouvriers pendant les travaux, et des usagers après remise en circulation, a toujours été au premier rang des préoccupations et diverses mesures au niveau de la conception, de la réparation, de son exécution ou du suivi de l'ouvrage ont été prises pour assurer à chaque instant un niveau de sécurité acceptable.

Dans cet ordre d'idée par exemple, l'article du précédent bulletin ouvrage d'art sur cette opération expliquait pourquoi, dans la mesure où l'on redoutait que l'ouvrage ne basculât vers l'amont, les travaux ont commencé par une mise en sécurité réalisée depuis l'aval.

De même, des relevés topométriques de l'ouvrage étaient réalisés régulièrement. Un suivi journalier était effectué sur les piles 10 à 15, les piles les plus vulnérables, alors qu'un suivi mensuel était mis en place sur l'ensemble de l'ouvrage.

Parmi cet ensemble de dispositions visant à assurer à chaque instant un niveau de sécurité acceptable pour les personnes, ce nouvel article présente les instrumentations et les systèmes de télé-surveillance mis en œuvre lors des différentes phases de réparation et après la remise en circulation.

L'unité ressource « Surveillance et Instrumentation des Structures » du Laboratoire Régional des Ponts et Chaussées (LRPC) de Bordeaux est intervenue à quatre reprises pour la mise en place d'une instrumentation inclinométrique de l'ouvrage.

Rappel - Principe de la réparation

La réparation de la pile 13 s'est effectuée en deux phases :

- mise en sécurité de l'appui par construction d'un quadripode à l'aval lié au chevêtre pour s'opposer à son basculement vers l'amont,
- reprise des charges en sous-œuvre par construction d'un second quadripode à l'amont et mise en œuvre d'une charpente métallique entre les deux quadripodes.

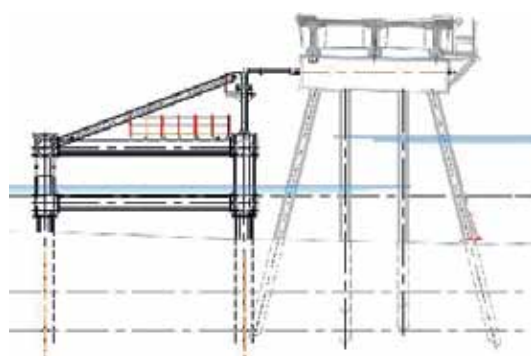


Figure 3 : la mise en sécurité

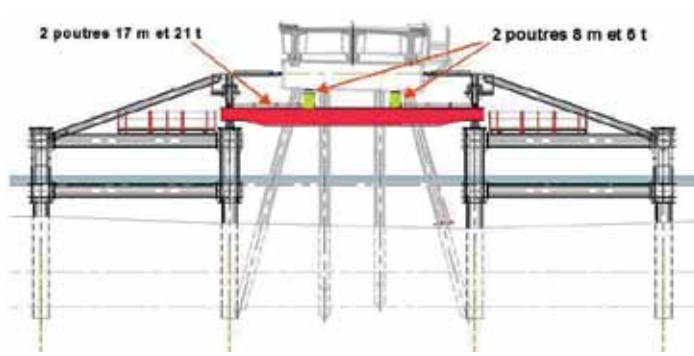


Figure 4 : la réparation

1^{ère} instrumentation : Surveillance avant et pendant les travaux

Les objectifs de l'instrumentation

La première instrumentation réalisée avant la remise en service avait pour objectifs :

- d'assurer la sécurité de toutes les personnes amenées à travailler sur l'ouvrage avant la fin de la réparation. A cet effet la pile P13 et les quatre piles voisines, soit les piles P10 à P15, ont été instrumentées et en cas de dépassement de seuils pré-établis une sirène se déclenchait afin que le chantier soit évacué ;
- de suivre le plus précisément possible la pathologie de la pile afin d'adapter les interventions en fonction des évolutions constatées

Compte tenu du mécanisme de ruine identifié pour la pile 13, basculement vers l'amont avec rotation autour d'un axe longitudinal, il a été décidé de suivre les rotations de cinq piles par des inclinomètres. La précision des capteurs était de l'ordre de 10^{-4} radian. Compte tenu de la largeur du tablier, cette précision permet de détecter un déplacement vertical d'environ 1 mm d'un côté du tablier par rapport à l'autre.

La phase d'apprentissage avant les travaux

L'opération la plus délicate est la fixation des seuils qui servent de base aux déclenchements des alertes et des alarmes. Une période d'apprentissage est donc nécessaire pour valider les seuils fixés provisoirement et pour tester le bon fonctionnement du système de surveillance, ainsi que la bonne application des consignes de sécurité.

Dans le cas du pont du Larivot, en l'absence de charges routières, l'ouvrage est soumis aux actions variables suivantes qui influent sur son comportement journalier :

- le courant de la rivière Cayenne qui change plusieurs fois par jour de sens puisque l'ouvrage est situé dans une zone de marnage ;
- la marée ;
- la variation de température qui reste cependant d'une amplitude assez réduite en Guyane ;
- l'ensoleillement qui peut créer des gradients thermiques transversaux dans les appuis ;
- le vent.

Dès le 11 décembre 2009, deux techniciens de l'équipe ressource du LRPC de Bordeaux rejoignaient la Guyane avec le matériel nécessaire pour procéder à une mise sous surveillance partielle.

Il aurait été préférable de mettre en place les inclinomètres directement sur les chevêtres, mais compte tenu du risque d'effondrement du pont et du plan de prévention réalisé, les capteurs et la chaîne de mesure ont été positionnés sur le tablier afin de limiter autant que possible la durée de pose des capteurs et donc le risque correspondant.

Par ailleurs, pour sécuriser au mieux les interventions et l'ouvrage étant soumis à un fort marnage, la mise en place des capteurs s'effectuait sur une période de une heure à chaque étale pendant laquelle les appuis n'étaient pas sollicités par des efforts horizontaux. En effet, la rupture du pieu amont se traduisait essentiellement par une insuffisance de l'ouvrage pour la reprise des efforts horizontaux.

Enfin, le Service d'Incendie et de Secours de Guyane était présent sur une embarcation à proximité afin de compléter la sécurité des personnels pendant cette opération délicate.



Figure 5 : tablier du Larivot instrumenté
Source : LRPC Bordeaux



Figure 6 : inclinomètre dans son boîtier de protection
Source : LRPC Bordeaux

Un suivi de la température a également été réalisé, il concernait la température ambiante et celle du béton du tablier.

Le système de surveillance possédait les fonctionnalités suivantes :

- interrogation et récupération des données par communication GSM ;
- alerte par SMS en cas de dépassement des seuils d'alerte et d'alarme et coupure d'alimentation électrique ;
- commande d'une sirène en cas de dépassement du seuil d'alarme ;
- fréquence d'échantillonnage: 1 Hz et l'enregistrement des données chaque minute.

Les données étaient récupérées chaque jour par la CDOA de la DDE de Guyane et le LRPC de Bordeaux afin de suivre l'évolution de l'ouvrage.

Opérationnelle à partir du 21 décembre 2009, l'instrumentation a permis d'observer des mouvements cycliques sur une période proche de 24 heures. Une légère rotation autour d'un axe longitudinal était en effet observée mais celle-ci revenait à zéro à chaque cycle. Les variations quotidiennes angulaires les plus importantes ont été observées sur la pile 13 ($10 \cdot 10^{-4}$ radian).

L'étude du comportement de la structure n'a toutefois pas permis d'établir de corrélation entre les cycles de ces rotations et les éléments extérieurs tels que la température et les hauteurs d'eau (données issues du site du Service Hydrographique et Océanographique de la Marine, SHOM).

Début janvier 2010 à l'issue de cette phase d'apprentissage, des premiers seuils d'alerte ont pu être définis par le comité d'experts.

Les rotations retenues pour ces seuils étaient les suivantes :

- Valeurs journalières $1 \cdot 10^{-3}$ radian excepté pour P13 avec $2 \cdot 10^{-3}$ radian,
- Valeurs extrêmes $2 \cdot 10^{-3}$ radians excepté pour P13 avec $4 \cdot 10^{-3}$ radian,
- Vitesse extrêmes $5 \cdot 10^{-4}$ radian/heure excepté pour P13 avec $1 \cdot 10^{-3}$ radian/heure.

Le seuil des valeurs extrêmes a été intégré au système de surveillance, une application ayant été développée afin de surveiller les paramètres de valeurs journalières et horaires.

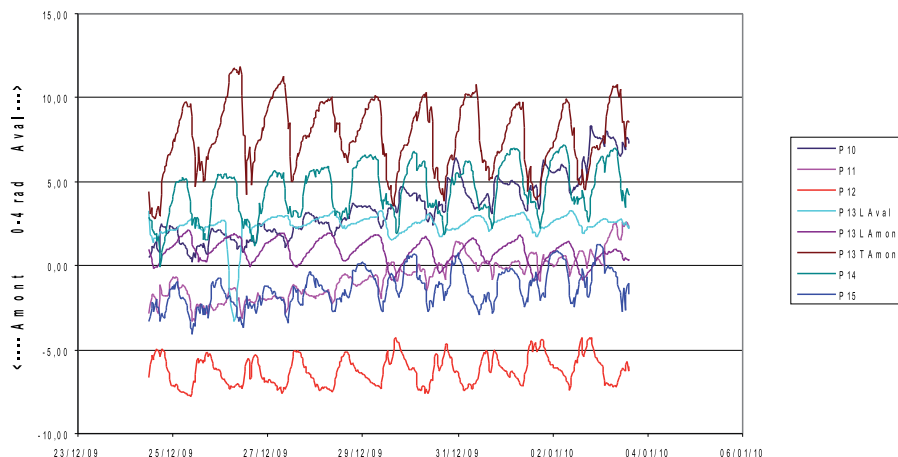


Figure 7 : suivi de l'inclinaison du tablier du 24/12/09 au 04/01/10 – Source : LRPC Bordeaux

La surveillance avant travaux

Durant la surveillance avant travaux, certains capteurs sont tombés en panne, car ceux-ci n'étaient pas « tropicalisés », c'est-à-dire n'étaient pas adaptés aux conditions d'humidité ambiante de la Guyane . Il a donc été décidé de mettre en place une chaîne de secours sur les piles P12 à P15 et de profiter de la barge des travaux de réparation pour placer un capteur directement sur le chevêtre de P13. En effet, l'analyse des premiers résultats laissait soupçonner un parasitage des résultats obtenus dû à des rotations transversales du tablier sous l'effet du gradient thermique. En posant directement le capteur sur le chevêtre, on s'affranchissait de ce phénomène.



Figure 8 : moyen d'accès au chevêtre
Source : DDE 973



Figure 9 : pile 13 - capteur et module d'acquisition
Source : DDE 973

Des nouveaux seuils ont ensuite été fixés par le comité d'experts pour la phase de travaux. Deux types de seuils ont été définis.

L'atteinte du premier seuil, appelé seuil d'alerte, conduit à une information du comité d'expert et une analyse de la situation.

L'atteinte du second seuil, appelé seuil d'alarme, conduit au déclenchement d'une sirène et à l'évacuation immédiate du chantier

- Inclinomètre sur tablier : alerte à $5 \cdot 10^{-4}$ radian et alarme à $10 \cdot 10^{-4}$ radian
- Inclinomètre sur chevêtre : alerte à $3 \cdot 10^{-4}$ radian et alarme à $6 \cdot 10^{-4}$ radian

Les seuils concernant les mesures effectuées sur le chevêtre sont plus sévères puisque ces mesures sont plus précises.

La surveillance pendant les travaux

Le 20 février, les capteurs de la pile P13 chevêtre et P13 tablier ont dépassé le seuil d'alerte et ont enregistré des rotations autour de la valeur de $3 \cdot 10^{-4}$ radian. Un levé topographique aussitôt effectué sur le tablier a confirmé un déplacement vertical de 3 mm du coté amont. Cet évènement a permis de valider la chaîne de mesures et d'alerte.

Ce déplacement a été imputé aux travaux d'exécution des pieux du premier quadripode qui étaient en cours.

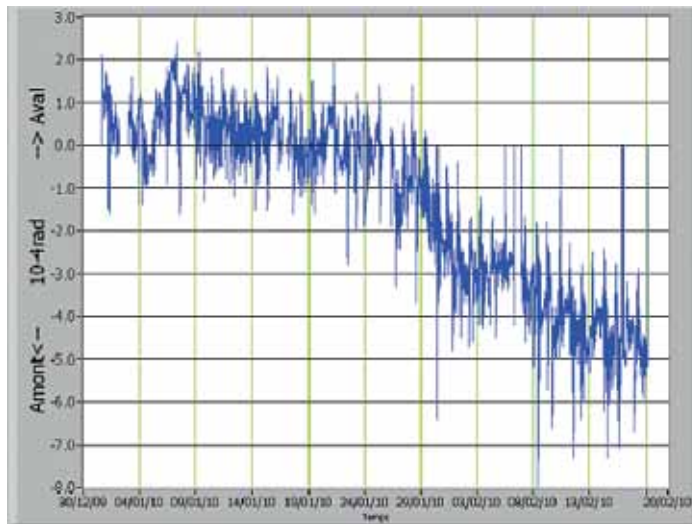


Figure 10 : suivi de l'inclinaison de P13 chevêtre dépassement de seuil – Source : LRPC Bordeaux

Le reste du chantier s'est poursuivi sans incident notable.

La surveillance pendant le vérinage final

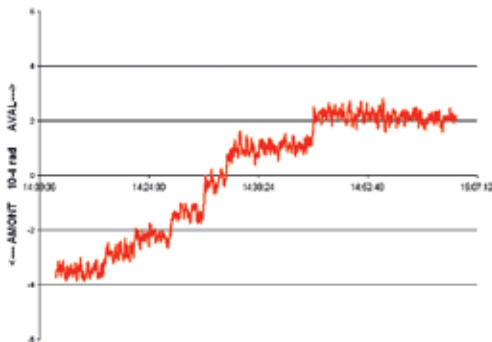


Figure 11 : suivi du vérinage du 14/03/2010
Source : LRPC de Bordeaux

La dernière phase de la réparation a consisté à vérifier la charpente métallique mis en sous-œuvre de façon à effectuer un transfert de 50% environ des efforts (cf. Bulletin Ouvrages d'Art n°65)

Lors de cette phase ultime le suivi en temps réel de l'inclinaison de P13 a été effectué.

Le graphique ci-contre présente les résultats.

Le vérinage a engendré une inclinaison de $7 \cdot 10^{-4}$ radian vers l'aval, parfaitement cohérente avec les relevés topométriques effectués et les résultats des calculs.

Après ce vérinage l'ouvrage a pu être remis en circulation, moins de quatre mois après sa fermeture, moyennant la mise en œuvre d'une haute surveillance.

2^{de} Instrumentation : Haute Surveillance de l'ouvrage réparé

Les objectifs de l'instrumentation

L'expertise de la totalité de l'ouvrage a montré que, même si *a priori* aucune autre pile ne présente aujourd'hui des désordres comparables à ceux qui ont provoqué la rupture du pieu de la pile 13, il apparaît indispensable de renforcer la totalité des autres pieux accessibles de l'ouvrage afin d'éviter qu'un tel incident ne se reproduise.

Le renforcement des autres pieux est réalisé par un chemisage extérieur par mise en place de demi-coquilles en acier, l'espace entre le pieu et la nouvelle gaine étant injecté au coulis de ciment.

En complément une protection cathodique de l'ensemble des pieux est mis en œuvre.

Après la réparation de la pile 13, et dans l'attente de ce renforcement, il a été décidé de mettre sous haute surveillance l'ensemble de l'ouvrage.

Le fascicule 3 de l'Instruction Technique sur la Surveillance et l'Entretien des ouvrages d'art définit la notion de « haute surveillance »

« mesure d'exception qui consiste à guetter l'apparition d'un signe faisant craindre la possibilité de défaillance à très court terme, afin de prendre immédiatement les mesures nécessaires et préalablement définies :

dans tous les cas, pour garantir la sécurité physique des usagers et des tiers ;

dans certains cas, pour limiter les conséquences matérielles de la défaillance, voire pour l'empêcher de se produire. »

« La mise en œuvre d'un système de haute surveillance repose généralement sur l'acquisition automatique de mesures fournies par des instruments placés sur l'ouvrage. Elle suppose l'existence d'une programmation et fait généralement appel à de la télétransmission. »

La maintien d'un ouvrage en service sous haute surveillance suppose que le mécanisme de ruine identifié ne soit pas fragile (pas de ruine brutale sans alerte préalable), hypothèse confirmée par l'expérience de la pile P13 pour laquelle la rupture d'un seul pieu n'a pas suffi à produire un effondrement immédiat.

Première phase

Compte tenu des délais de livraison et de préparation de la chaîne de mesure, de la mise en place des moyens d'accès au chevêtre, la haute surveillance n'a pas pu être totalement mise en place avant la réouverture de l'ouvrage.

Dans un premier temps, les inclinomètres disponibles ont donc été re-déployés en fonction des résultats des inspections subaquatiques, de manière à surveiller les piles réputées les plus endommagées, c'est-à-dire celles dont les chemises métalliques des pieux présentaient le plus de corrosion.

Des moyens d'accès au chevêtre par caillebotis à partir de la coursive amont ont été mis en place. Les capteurs ont été positionnés sur la face supérieure des chevêtres (amont) des piles P14, P15, P17, P20 et P22. Le capteur sur P13 (aval) a été laissé en place.

En complément de cette instrumentation, des levés topographiques étaient effectués sur l'ensemble des appuis, dans l'attente de la livraison de tous les inclinomètres.

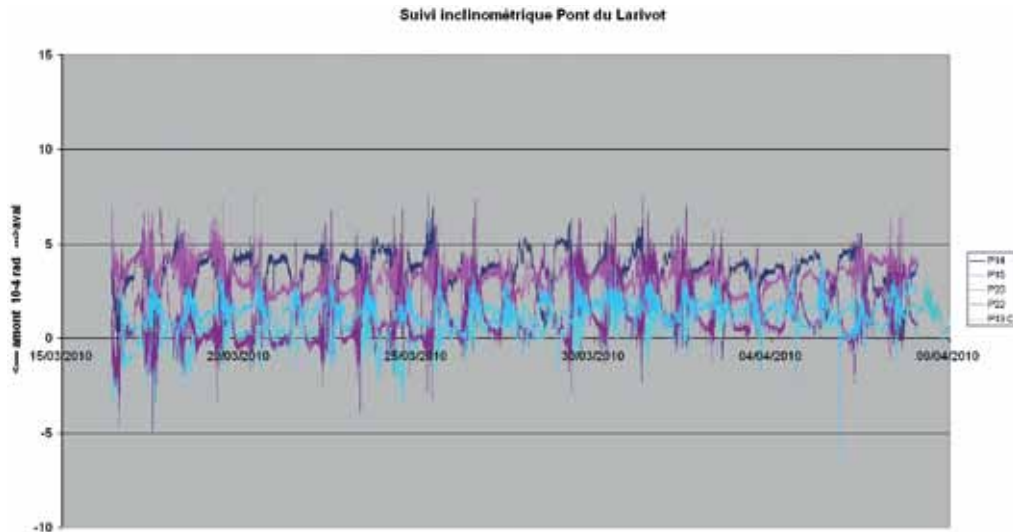


Figure 12 : suivi inclinométrique du 18/03/10 au 10/04/10 – Source : LRPC de Bordeaux

Les fortes variations observées sur le graphique précédent correspondent à l'excitation due au trafic routier.

Seconde phase

La mise en place définitive du système de haute surveillance s'est finalement déroulée du 26 avril au 11 mai 2010, soit moins de deux mois après la remise en circulation

Les piles de P3 à P31 ont été équipées d'inclinomètres. Les chevêtres des autres piles étant susceptibles d'être immergés lors de forts coefficients de marée, les piles 1, 2 et 32 à 33 n'ont pas été mises sous surveillance .

Des capteurs météorologiques mesurant vitesse du vent, température, ensoleillement, hygrométrie et pluviométrie ont été mis en place.

Le matériel utilisé a été choisi sur des critères de performance et de robustesse compte tenu des conditions climatiques.

Les fonctionnalités du système d'acquisition sont :

- échantillonnage à 1Hz ;
- alerte par SMS en cas de dépassement de seuils sur une ou plusieurs piles avec identification de la (des) pile(s) concernée(s) ;
- alerte par SMS en cas de dysfonctionnement du système ou coupure d'alimentation électrique,
- envoi quotidien par courrier électronique des données des dernières 24 heures (échantillonnage à 5 minutes) ;
- en cas d'alerte :
 - envoi par courriel des données des dernières 72 heures ($F_{\text{enregistrement}} = 1,5 \text{ minute}$),
 - envoi par courriel des données des dernières 15 minute ($F_{\text{enregistrement}} = 1 \text{ seconde}$) ;
- visualisation en temps réel des inclinaisons par internet.

Les seuils d'alertes définis par le comité d'experts sont les suivants:

- niveau 1 : dénivellation de 3 cm soit 30 10⁴ radian,
- niveau 2 : dénivellation de 10 cm soit 100 10⁴ radian.

Une procédure d'intervention a été élaborée par la DDE de Guyane. Une application, permettant de visualiser les données envoyées et d'analyser les causes des alertes, a été élaborée par le LRPC de Bordeaux et diffusée à la CDOA et aux coordonnateurs d'astreinte.

Ces derniers ont été formés par le LRPC de Bordeaux. La formation a porté sur le matériel mis-en-œuvre et les outils de suivi mis à leur disposition.

Il est envisagé de mettre en place des panneaux à message variable, annonçant la fermeture de l'ouvrage aux usagers en cas d'alerte. Ces panneaux seront commandés par le système en place.

L'ensemble des opérations d'instrumentation n'aurait pu être réalisé sans la réactivité et la disponibilité des agents de la DDE de la Guyane.

Quelques chiffres :

32 inclinomètres,
6 capteurs météorologiques,
40 voies de mesures et une centrale d'acquisition,
1 connexion wi-max,
instrumentation sur 1050 m,
plus de 2 km de câble d'alimentation et de communication déployés.



Figure 13 : antenne wi-max (internet) – Source : LRPC Bordeaux



Figure 14 : capteur dans son boîtier – Source : LRPC Bordeaux



Figure 15 : systèmes de mesure et d'alimentation – Source : LRPC de Bordeaux

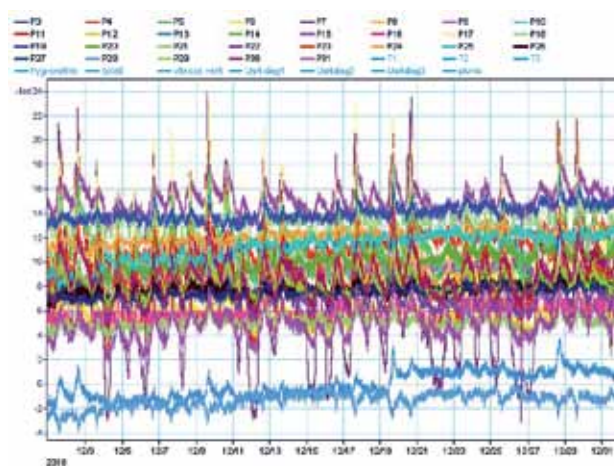


Figure 16 : suivi des 29 piles - décembre 2010 – Source : LRPC Bordeaux

Conclusion

Le suivi par inclinomètres de cet ouvrage a été un élément majeur dans le dispositif qui a permis d'assurer un niveau de sécurité satisfaisant aux ouvriers qui ont réalisé les travaux de confortement de la pile P13 et aux usagers avant que les travaux de renforcement des pieux des autres piles en cours à la date de publication de cet article ne soient terminés.

Viaduc de la Tardoire

Construction en milieu karstique

CHASCO Eric
 DUDOIT Alain
 GARDET Sylvain
 CLEMENT Frédéric
 TARRIEU Jean-Marc

Présentation générale de l'opération

Opération globale

L'ouvrage de franchissement de la Tardoire, aussi appelé OH15bis-1, s'inscrit dans le projet de la déviation à 2 x 2 voies de La Rochefoucauld sur la RN141 (RCEA) à l'est d'Angoulême dans le département de la Charente.

Cette infrastructure, longue de 8,2 km, comporte outre l'ouvrage non courant qui nous intéresse douze autres ouvrages (3 Passages Supérieurs, 3 Passages Inférieurs et 6 ouvrages hydrauliques dont 4 dans la vallée de la Tardoire) et une aire de repos.

Les premiers travaux ont été lancés en octobre 2007. La mise en service provisoire a été effectuée le 20 décembre 2010 (raccordements bi-directionnels) en attendant la mise en service définitive pour la fin du 1^{er} semestre 2011.



Figure 1 : plan de localisation de l'OH 15bis1 – Franchissement de la Tardoire – Extrait de la carte IGN

Présentation de l'ouvrage

La déviation franchit la vallée de la Tardoire, large de plus de six cents mètres, sur un remblai de huit mètres de hauteur, traversé par cinq ouvrages hydrauliques - dont l'ouvrage principal, au droit de la rivière elle-même.

L'étude de cet ouvrage, de longueur pourtant modeste, est rendue complexe par la prise en compte de nombreuses contraintes, dont la plus importante est incontestablement le contexte géologique et karstique du site.

L'objet du présent paragraphe est de présenter l'ouvrage tel qu'il a été retenu finalement, sans entrer dans le détail des raisonnements qui nous ont conduits à ces dimensions. Le risque karstique et sa prise en compte dans le projet, sont explicités aux chapitres suivants.



Figure 2 : vue générale de l'ouvrage avant mise en service – Source : DOA du CETE du Sud Ouest

Caractéristiques générales

L'ouvrage de type bipoutre mixte, est constitué de deux travées de 35 et 50 m, soit une longueur totale de 85 m.

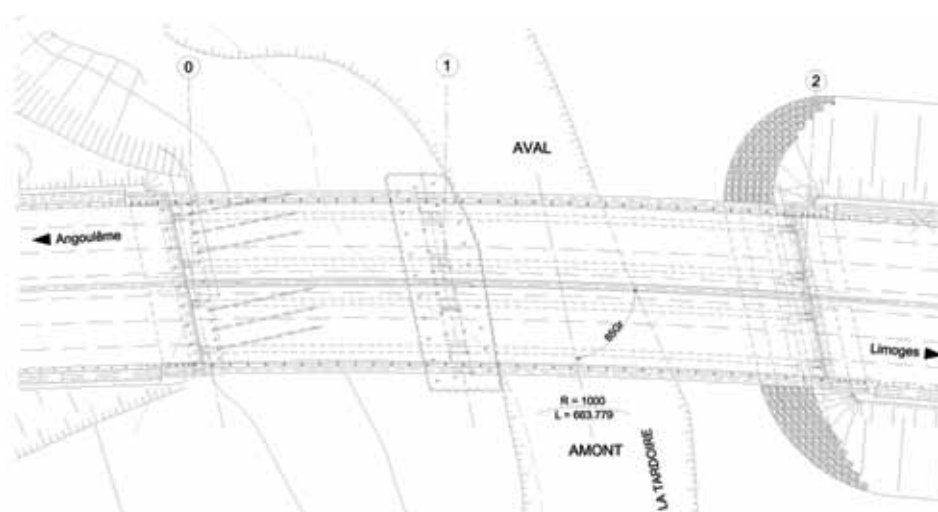


Figure 3 : Vue en plan – Source : DOA du CETE du Sud Ouest

L'ouvrage présente une courbure en plan de rayon $R = 1000$ m et une pente constante $p = 0,5$ % en élévation. Le tablier présente un biais de l'ordre de 85 grades par rapport à la rivière. Les appuis ont été dessinés parallèles à un axe caractérisant la direction moyenne de la rivière et passant par le milieu de celle-ci. Compte tenu de la courbure en plan, chaque appui présente donc un biais différent avec le tablier. Les biais sont les suivants :

- 81,74 grades en C0,
- 83,97 grades en P1,
- 85,00 grades au milieu de la rivière,
- 87,15 grades en C2.



Figure 4 : coupe longitudinale – Source : DOA du CETE du Sud Ouest

Tablier

Le tablier est constitué d'une ossature mixte tout à fait classique. Sa mise en place a été réalisée par lançage depuis une plate-forme située à l'arrière de la culée C0.

Les poutres, de hauteur constante, mesurent 2,10 m de hauteur. Les semelles supérieures et inférieures ont des largeurs respectives de 700 et 900 mm.

Les épaisseurs de tôle sont variables. Elles ont été dimensionnées selon les Eurocodes en prenant en compte une dénivellation d'appui sur pile de 17 cm.



Figure 5 : plan répartition matières de la charpente – Source : DOA du CETE du Sud Ouest

Les calculs de flexion longitudinale du tablier ont été réalisés suivant le règlement Eurocodes avec le logiciel OM3 du Sétra.



Figure 6 : assemblage de la charpente – Source : DOA du CETE du Sud Ouest

Appuis - Fondations

Les contraintes d'ordres géologique et karstique ont conduit à retenir plusieurs types de fondations pour les appuis de l'ouvrage.

En effet, le risque karstique conduit, en première analyse, à privilégier les fondations superficielles, puisque des fondations de type pieux forés engendreraient des efforts localisés importants à proximité d'une cavité, et risqueraient de fragiliser encore plus l'horizon calcaire altéré. En outre, ces dernières n'apparaissent pas compétitives car l'effet de pointe ne peut être pris en compte dans ce contexte.

Toutefois, en C0, le profil géotechnique transversal est très hétérogène et convient mal à une fondation superficielle (risque de tassement différentiel sous la semelle). En outre, le calcaire affleurant et les blocs sont peu exposés au phénomène de suffosion et de soutirage en absence de gradient hydraulique et de nappe profonde (culée C0 implantée sur un versant rocheux, hors de la plaine alluviale inondable), ce qui limite l'activité des karsts à un effet très local.

Cette analyse nous a donc conduits à retenir une fondation de type micropieux pour la culée C0, et des fondations superficielles en P1 et C2, où le risque d'une remontée karstique est important (voir chapitre 2).

Culée C0

L'appui C0 est fondé sur des micropieux ϕ 250 mm. Des micropieux inclinés ont été ajoutés à l'avant du chevêtre pour reprendre les efforts horizontaux.

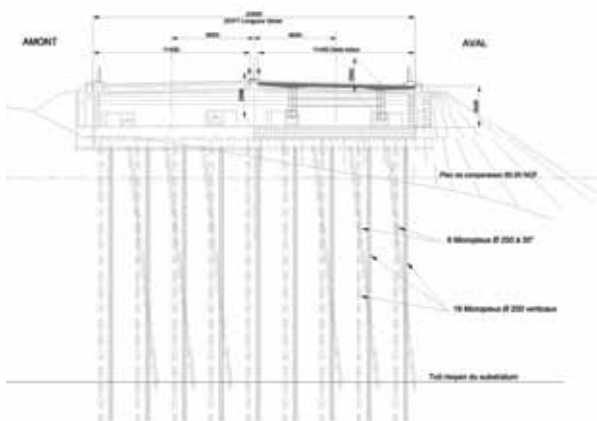


Figure 7.1 : coupe transversale de la culée
Source : DOA du CETE du Sud Ouest



Figure 7.2 : vue de dessus en phase de chantier
Source : DOA du CETE du Sud Ouest

Pile P1

La pile P1 repose quant à elle, sur une semelle superficielle aux dimensions très importantes (semelle unique de 10 x 32 m) de 1,50 m d'épaisseur. Cette semelle a été réalisée sur un bouchon de gros béton de 1,50 m de hauteur, et à l'intérieur d'un batardeau. Ce dernier est nécessaire pour éviter les risques de pollution des eaux de l'aquifère karstique par les travaux, et faciliter le chantier puisque le niveau de la nappe phréatique est susceptible d'être au-dessus du fond de fouille.

Par ailleurs, des pieux H sont ancrés dans le bouchon de gros béton. Ces éléments participent accessoirement et finalement à la stabilité au basculement, en cas de remontée karstique.



Figure 8.1 : palplanches PU18
Source : DOA du CETE du Sud Ouest



Figure 8.3 : fin du coulage du gros béton
Source : DOA du CETE du Sud Ouest



Figure 8.2 : détail d'un pieu H
Source : DOA du CETE du Sud Ouest

Pour le reste, la pile est conforme aux recommandations architecturales, avec des dimensions plus usuelles.



Figure 9 : construction de la pile
Source : DOA du CETE du Sud Ouest

Enfin, dans le cadre des dispositions sismiques, des butées latérales sont intégrées au chevêtre.

Risque karstique et conception

⁽¹⁾L'ouvrage traverse une zone géologique particulière, à morphologie karstique prononcée (karst de La Rochefoucauld) en relation directe avec le réseau hydrogéologique des Sources de La Touvre (deuxième résurgence de France en terme de débit, après La Fontaine du Vaucluse).

1 Source : Étude des systèmes karstiques de La Touvre et de La Lèche» – Thèse en hydrogéologie – Université d'Avignon – D. ROUILLER – septembre 1987

Les sources de La Touvre sont exploitées par l'alimentation en eau potable de plusieurs villes, dont Angoulême.

Le Karst de La Rochefoucauld s'étend sur plus de 500 km², et se développe dans les calcaires récifaux du Jurassique supérieur (réseau complexe de fractures et de cavités). Ce karst est alimenté en eau en grande partie par les pertes de La Tardoire (réseau actif de gouffres, de fosses d'effondrement, etc.).

La plupart du temps, la Tardoire ne rejoint pas La Charente et se perd dans les gouffres.

Les phénomènes karstiques très développés au droit de la zone d'aménagement entraînent de fortes contraintes d'instabilité du sous-sol et un risque d'effondrement important à prendre en compte dans la conception de l'ouvrage.

Analyses géologique et hydrogéologique du site

Comme le montre l'extrait de la carte géologique à 1/50.000 de La Rochefoucauld (édition BRGM), l'ouvrage de franchissement de La Tardoire est localisé en bordure occidentale de la plaine alluviale de La Tardoire.

Cette vaste plaine présente une épaisse couche d'alluvions sub-actuelles graveleuses à matrice sablo-argileuse, reposant vers 20 m de profondeur sur les calcaires altérés et karstifiés du Jurassique (aire Secondaire).

La bordure occidentale de la vallée de La Tardoire est marquée par un versant abrupt riche en affleurements de calcaires massifs du Callovien, très fracturés et karstiques.

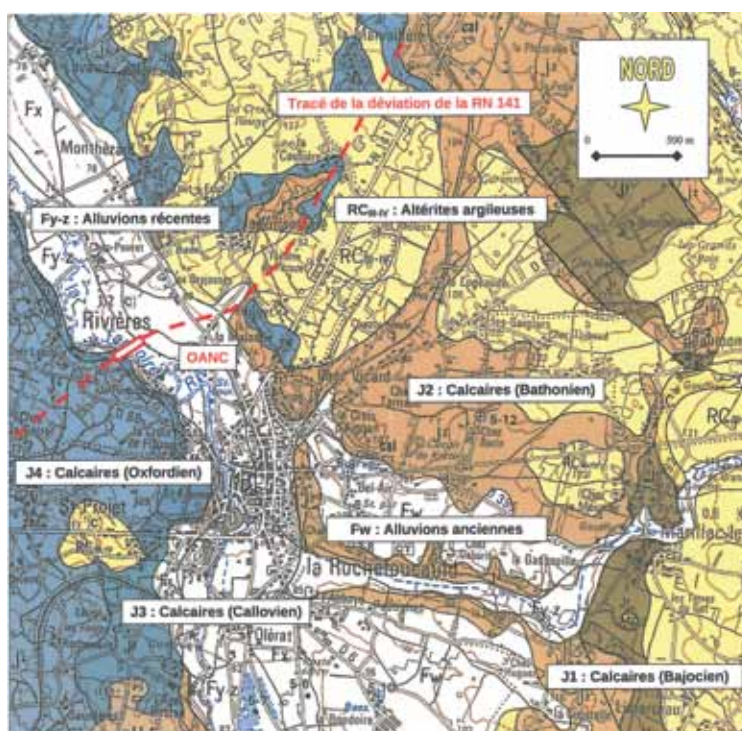


Figure 10 : carte géologique de La Rochefoucauld (édition BRGM) – Source : LRPC de Bordeaux et BRGM

Du point de vue tectonique, la vallée de La Tardoire est nettement influencée par un accident majeur appelée « faille de Saint-Ciers » d'orientation Nord 165°E. L'ouvrage de franchissement de La Tardoire est implanté à l'intersection entre cette faille et des fractures orientées Nord 40°E à Nord 70°E (failles du socle Primaire du Bas-Limousin dont la fissuration apparaît par transparence dans la couverture Secondaire).

Cette fracturation importante du sous-sol (tectonique générale et accidents locaux) favorise la dissolution des carbonates et la karstification des calcaires (présence de nombreuses cavités visitables et pertes dont les gouffres actifs de « Pelle-Buze » et de « Chez Lascoux » situées à moins de 300 m de l'ouvrage).

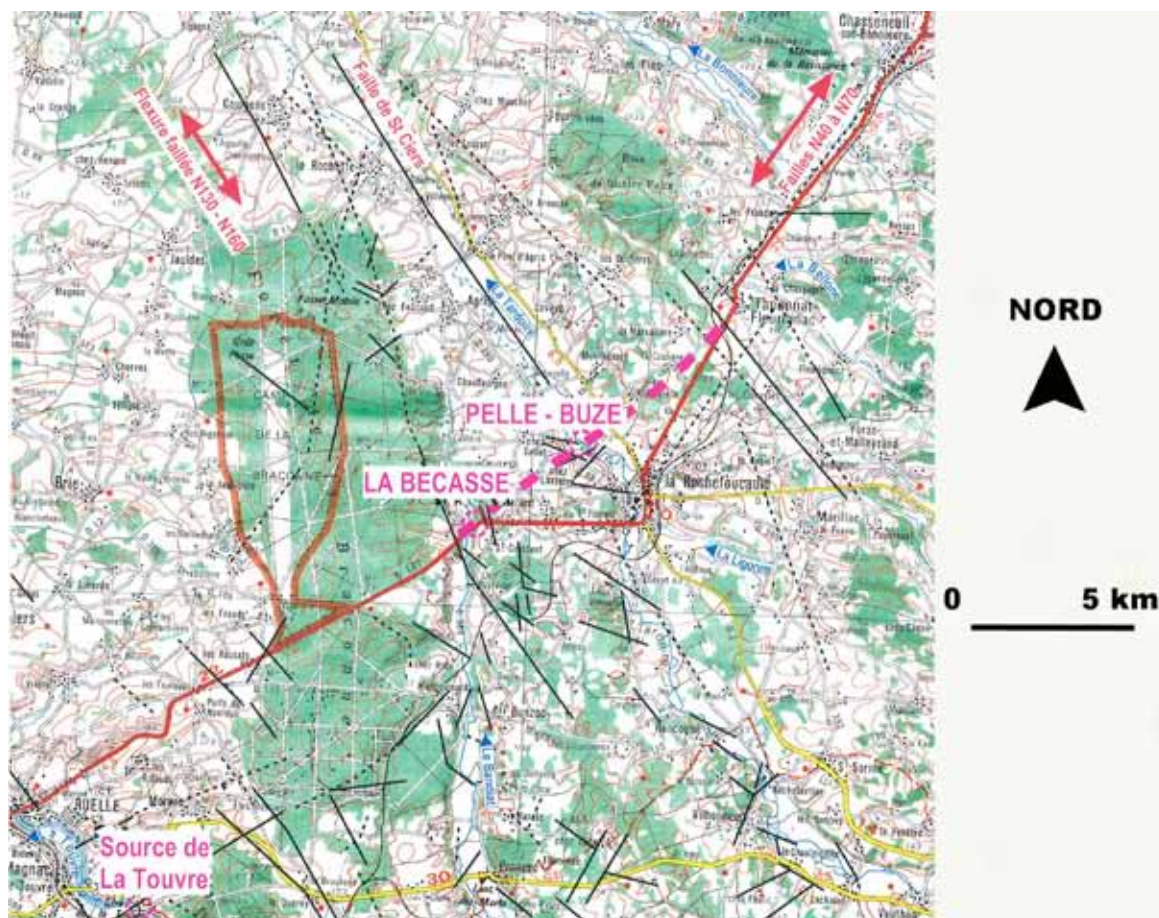


Figure 11 : schéma structural (sources BURGEAP / ASC 2003)

Le niveau piézométrique de la nappe alluviale montre des fluctuations de grandes amplitudes, de l'ordre de plusieurs mètres (entre 5 et 20 m de profondeur par rapport au lit de La Tardoire). Lorsque le débit de fuite des gouffres est dépassé, la vallée peut être inondée par les eaux de la Tardoire. Ces crues parfois conjuguées à un niveau de nappe bas créent un fort gradient hydraulique conduisant à un transfert de sédiments vers les karsts sous-jacents (phénomène de suffosion puis soutirage).

La vulnérabilité du site face aux mouvements de terrain d'origine karstique a été confirmée, d'une part lors des travaux de terrassement du tracé routier, et d'autre part lors d'un effondrement majeur à proximité de l'ouvrage (effondrement de la gravière présenté ci-après).

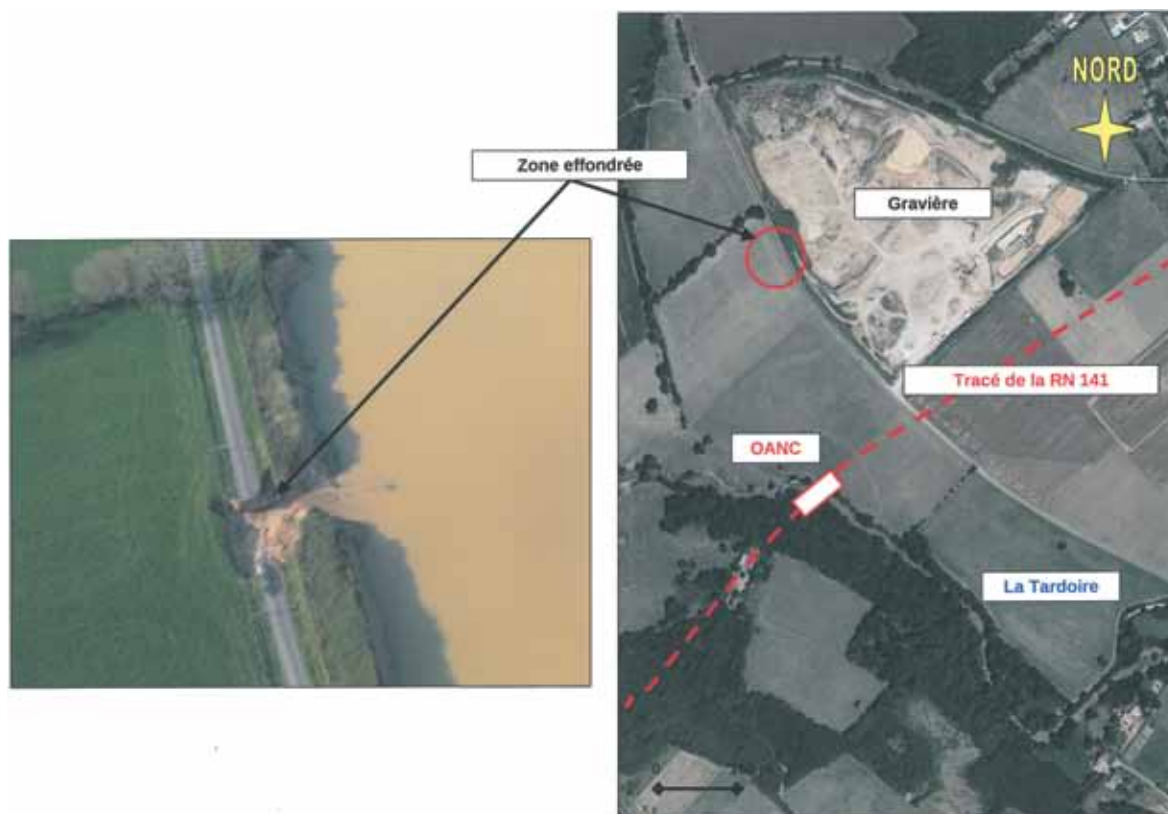


Figure 12 : effondrement de La Gravière (avril 2007)
Diamètre d'environ 15 m et profondeur estimée à 5 m – Source : LRPC de Bordeaux

Les phénomènes karstiques découverts en phase terrassement du tracé routier ont fait l'objet d'études spécifiques par le Laboratoire Régional de Bordeaux et d'opérations de traitements curatifs et préventifs au cas par cas.

Pour intégrer l'aléa « mouvement de terrain d'origine karstique » dans la conception de l'ouvrage, il a été décidé de réaliser une étude de risques dans une zone circonscrite à 1 km de diamètre centrée sur l'ouvrage. Son objectif principal est de caractériser l'aléa en niveaux d'intensité (taille des événements karstiques et caractère évolutif), et d'occurrence.

Analyse de risques

Quelques précisions

Les définitions précises des termes utilisés en analyse de risques ne peuvent être données dans cet article. La définition générale de ces notions pourra être obtenue dans le guide maîtrise des risques à paraître dans la collection « les outils » du Sétra. Nous rappelons simplement ici une brève définition des termes spécifiques à ce projet, pour éviter toute confusion.

• Aléa karstique :

En gestion des risques, l'aléa est le phénomène qui est à l'origine du risque.

L'aléa karstique correspond donc à toutes les manifestations possibles de la dissolution naturelle des calcaires, c'est-à-dire : création de vides ou cavités et mouvements de terrain (affaissements, effondrements,...)

Un aléa est caractérisé par sa probabilité d'occurrence pendant une période de référence, pour une intensité donnée. Il est donc souvent utile d'associer les probabilités d'occurrence de plusieurs intensités du phénomène, pour mieux appréhender l'aléa.

Note :

La survenue d'un aléa karstique est problématique sur l'ouvrage à partir du moment où elle affecte les fondations. Compte tenu des moyens d'investigation, l'analyse de risques de la Tardoire porte uniquement sur les phénomènes qui ont des manifestations observables à la surface du sol (dolines, effondrements, gouffres). Ce recensement convient bien à des fondations superficielles ce qui est le cas pour les appuis P1 et C2.

• **Intensité**

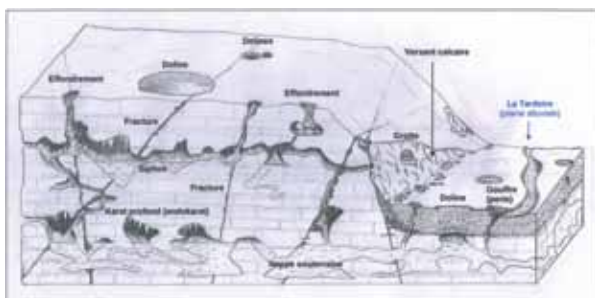
Les karsts peuvent être caractérisés par de nombreux facteurs. Les critères retenus pour définir l'intensité sont le diamètre du phénomène karstique et son caractère évolutif (karsts actifs ou non).

• **Risque**

En gestion des risques pour les ouvrages d'art, la notion de risque est la combinaison des trois facteurs que sont : l'aléa, la robustesse de l'ouvrage vis-à-vis de l'aléa et la gravité des conséquences.

Cette « analyse de risques » a consisté à caractériser l'aléa en tant que tel. Il s'agit d'un outil d'aide à la décision qui permet de préciser l'action karstique à prendre en compte sur l'ouvrage. La robustesse de ce dernier est ensuite étalonnée pour que le risque soit faible.

• **Définition des différents types d'évènements d'origine karstique (grottes, dolines, gouffres, effondrements)**



En ce qui concerne l'ouvrage de la Tardoire, les appuis concernés par le risque karstique le plus fort sont situés en zone de vallée.

Figure 13 : schéma des différents évènements karstiques affectant la zone
Source : LRPC de Bordeaux

Méthodologie

La méthodologie de l'étude du risque karstique a été la suivante :

a- Recueil des données à partir d'une recherche bibliographique, de l'analyse des orthophotographies, de visites et d'enquête de terrain. Ce recueil a permis de recenser 93 évènements dont 18 parfaitement renseignés à l'aide d'une fiche de collecte de données (nature et type de phénomène, dimension, période d'activité, nature des dégâts, etc. ...). 72 % de ces évènements (recensés par des fiches de collecte), sont localisés dans la plaine alluviale de La Tardoire, zone fortement soumise à la mise en place d'un gradient hydraulique lors des inondations et au soutirage des terrains superficiels dans les karsts sous-jacents.

b- Report des données sur une carte informative. Cette carte contient les différents types d'évènements naturels (gouffres, effondrements, dolines et grottes), les indices d'évènements naturels (photo-interprétation) ainsi que la tectonique et les accidents locaux (fractures, diaclases, etc. ..., zone d'extension préférentielle du karst).

c- Qualification et délimitation des aléas « mouvements de terrain d'origine karstique ». Dans cette phase, l'évènement de référence choisi est l'aléa de plus grand diamètre répertorié dans l'étude et apparu lors des inondations d'avril 2007 (fin des phases d'études), c'est-à-dire l'effondrement de La Gravière (voir chapitre 2.5.1).

- Niveaux d'intensité des phénomènes :

Il ressort que les dimensions des phénomènes inventoriés sont variables de 3 à un peu plus de 6 m. L'aléa de la Gravière dont le diamètre est de 15 m apparaît donc d'une ampleur unique en regard des phénomènes courants.

- Niveaux d'occurrence (définis selon 2 approches)

- l'approche classiquement utilisée en prévision des risques et dite « qualitative » correspond à définir la prédisposition d'un site aux phénomènes karstiques. Le site présente de nombreux phénomènes actifs, c'est à dire en cours d'évolution (circulations d'eaux souterraines, dissolution importante par les eaux de ruissellement) sur les deux rives de la Tardoire et des informations historiques réparties sur la zone d'étude de l'ouvrage. Ainsi, la probabilité d'occurrence a été considérée comme élevée dans la zone d'étude de 1 km de diamètre ;

- l'approche statistique ou « quantitative » recense un nombre d'événements sur une zone homogène et pendant une période définie. Sur une zone homogène de 5,4 ha autour de l'ouvrage, 4 événements sont apparus entre 1990 et 2008 (fiches de collecte), soit l'apparition d'un événement tous les 4,5 ans (0,22 événement par an).

Sur l'emprise de l'ouvrage (15 fois plus petite), la probabilité d'apparition d'un événement d'origine karstique sur une année est de 1,46 %, soit l'apparition d'un phénomène tous les 68 ans.

Ce résultat est obtenu pour l'ensemble des phénomènes observés. La période de retour d'un phénomène de diamètre supérieur à 7 m est, elle, bien plus faible puisqu'un seul événement de cet ampleur a été observé.

d- Cartographie de l'aléa : La carte d'aléa permet de visualiser la bande de terrain susceptible d'être affectée par un mouvement de terrain, compte-tenu des connaissances actuelles dans la zone d'étude. Au droit de l'ouvrage, l'aléa (tous phénomènes confondus sans présumer de leur intensité) est classé comme fort.

Bilan

L'analyse du risque karstique réalisée en septembre 2008 par le LRPC de Bordeaux a conduit à définir l'aléa karstique comme fort au droit de l'ouvrage, c'est-à-dire que la probabilité d'apparition d'un mouvement de terrain d'origine karstique, dans la durée de vie de l'ouvrage, est forte.

Il convient donc de considérer qu'un tel événement peut survenir à tout moment à proximité des fondations de l'ouvrage, et d'intégrer le risque karstique dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage et des fondations en particulier.

Bien que les aléas de faibles diamètres sont les plus fréquents au vu de l'étude, il a été établi d'étalonner la robustesse vis-à-vis du risque karstique, de façon à reprendre l'aléa de référence, c'est-à-dire celui de la Gravière (15 m de diamètre).

Modèle géotechnique

En raison de la grande hétérogénéité du sol et du sous-sol (forte problématique karstique et risque de fractures et de cavités au droit de chacun des appuis de l'ouvrage), la réalisation du modèle géotechnique a nécessité 4 campagnes de sondages effectuées entre 2005 et 2008, soit au total en phase étude :

- 5 sondages de reconnaissance au carottier triple enveloppe Ø 116 mm, compris entre 16 et 30 m de profondeur
- 13 profils pressiométriques avec essais tous les mètres, compris entre 8 et 37 m de profondeur
- 8 sondages destructifs de reconnaissance Ø 63 mm avec enregistrement des paramètres de forage, compris entre 3 et 20 m de profondeur

Le profil en long géotechnique dans l'axe de l'ouvrage et les profils en travers de la culée CO (rive gauche) et C2 (rive droite) sont joints ci-après :

OUEST

EST

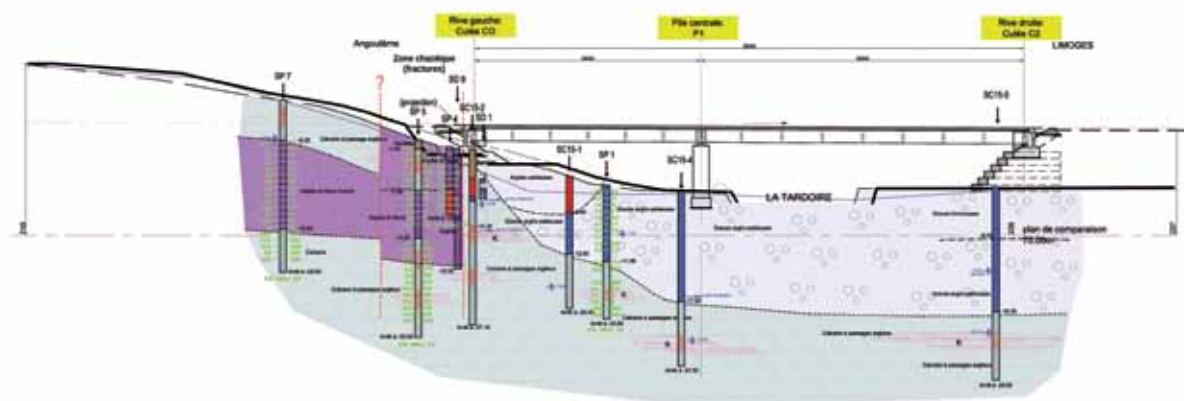


Figure 14 : profil en long géotechnique (LRPC de Bordeaux – juin 2008)

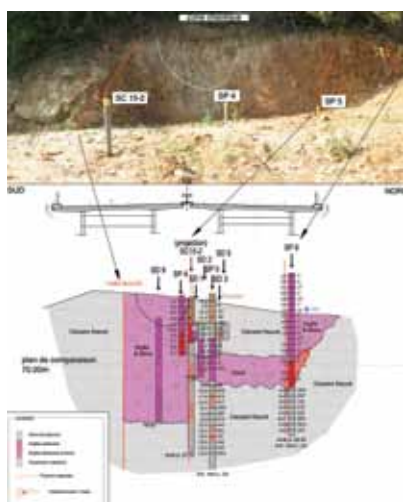


Figure 15.1 : profil en travers géotechnique de CO (LRPC de Bordeaux - juin 2008)

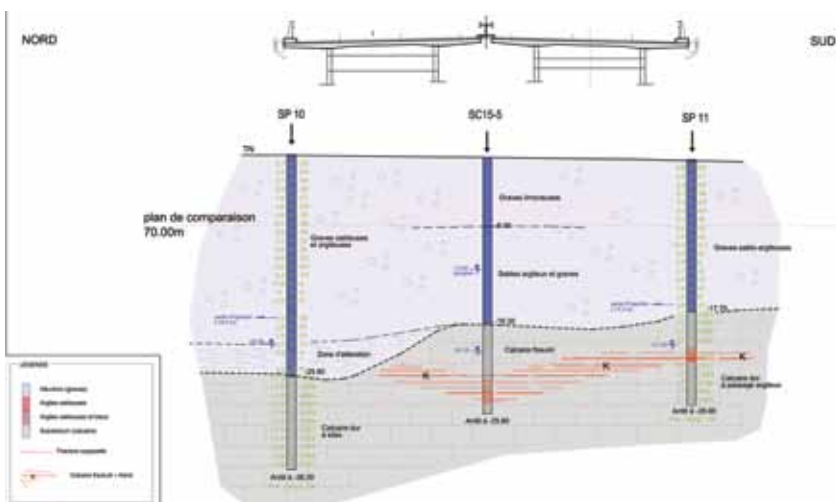


Figure 15.2 : profil en travers géotechnique de C2 (LRPC de Bordeaux - juin 2008)

Pour la culée CO située sur le versant calcaire, les différentes reconnaissances géotechniques ont montré puis confirmé la présence d'une zone chaotique très hétérogène marquée par la présence de fractures et de karsts à remplissage argileux.

Pour la pile P1 et la culée C2 implantées dans le lit majeur de La Tardoire, les sondages ont montré la présence d'une épaisse couche d'alluvions gravo-argileuses (15 à 20 m) homogène et de bonne caractéristique mécanique intrinsèque. Ces alluvions reposent sur 1 à 2 m d'argiles molles (altérites) puis le sous-sol calcaire plus ou moins karstique. La présence d'alluvions gravo-argileuses favorise la remontée de fontis depuis les calcaires et les effondrements de surface.

Conception des fondations

Il est acquis que les principaux facteurs conduisant à la karstification sont au nombre de trois, à savoir une masse carbonatée pourvue de discontinuités (joints de stratification, fractures, failles, etc.), une quantité d'eau renouvelable et agressive, un gradient hydraulique pour faire transiter cette eau à travers la masse carbonatée⁽²⁾.

Ces trois facteurs sont présents au droit de la pile P1 et de la culée C2, mais n'ont pas été observés au droit de la culée C0. En conséquence, la prise en compte du risque karstique a été adaptée à chaque appui.

Culée C0

La culée C0 est implantée sur des formations riches en blocs et en argiles, alternant rapidement avec le substratum calcaire. Cette zone très hétérogène est marquée par la présence de fractures et de karsts plus ou moins comblés (argiles, blocs).

Les investigations de terrain montrent la présence d'une zone chaotique de roches calcaires, riche en karsts, convenant mal à une fondation superficielle. En revanche, cette zone constituant le versant dominant la vallée de La Tardoire, n'est pas exposée au phénomène d'inondation. Les risques de suffosion et de soutirage des matériaux fins gorgés d'eau dans des karsts profonds sont donc faibles, l'activité karstique est limitée et les mouvements de terrain seront restreints à un effet très local.

Pile P1 et culée C2

Pour la pile P1 et la culée C2, implantées dans le lit majeur du cours d'eau, et malgré de bonnes caractéristiques mécaniques intrinsèques des alluvions, l'analyse de risque conduit à la nécessité de prendre en compte un mouvement de terrain identique à l'événement de « La Gravière » au droit des appuis (zones homogènes du point de vue géologique et géomorphologique).

Solutions retenues

Pour la culée C0, la solution technique retenue en zone chaotique est la réalisation de fondations profondes de type micropieux. Cette solution est en effet mieux adaptée aux hétérogénéités mécaniques du sol support qu'une solution en pieux forés, dont les forages s'avèreraient en outre beaucoup plus agressifs dans les calcaires karstiques. Elle limite également les pertes de béton (qui posent des problèmes de modification des écoulements souterrains et de pollution).

Pour la pile P1 et la culée C2, une conception par fondations superficielles a été adoptée pour reprendre l'aléa karstique de référence (largeur des semelles de 10 m au lieu de 4,5 m initialement prévue, mise en place de pieux H sous les semelles, surdimensionnement du tablier pour reprise des tassements éventuels, etc.).

² KARSTOLOGIA MEMOIRES n° 12 « Le Barrois et son karst couvert » – chapitre 2 : organisation spatiale de l'exokarst – Stéphane Jaillet – 2005

INCIDENCES SUR LA CONCEPTION DE L'OANC :

Le choix des types de fondations

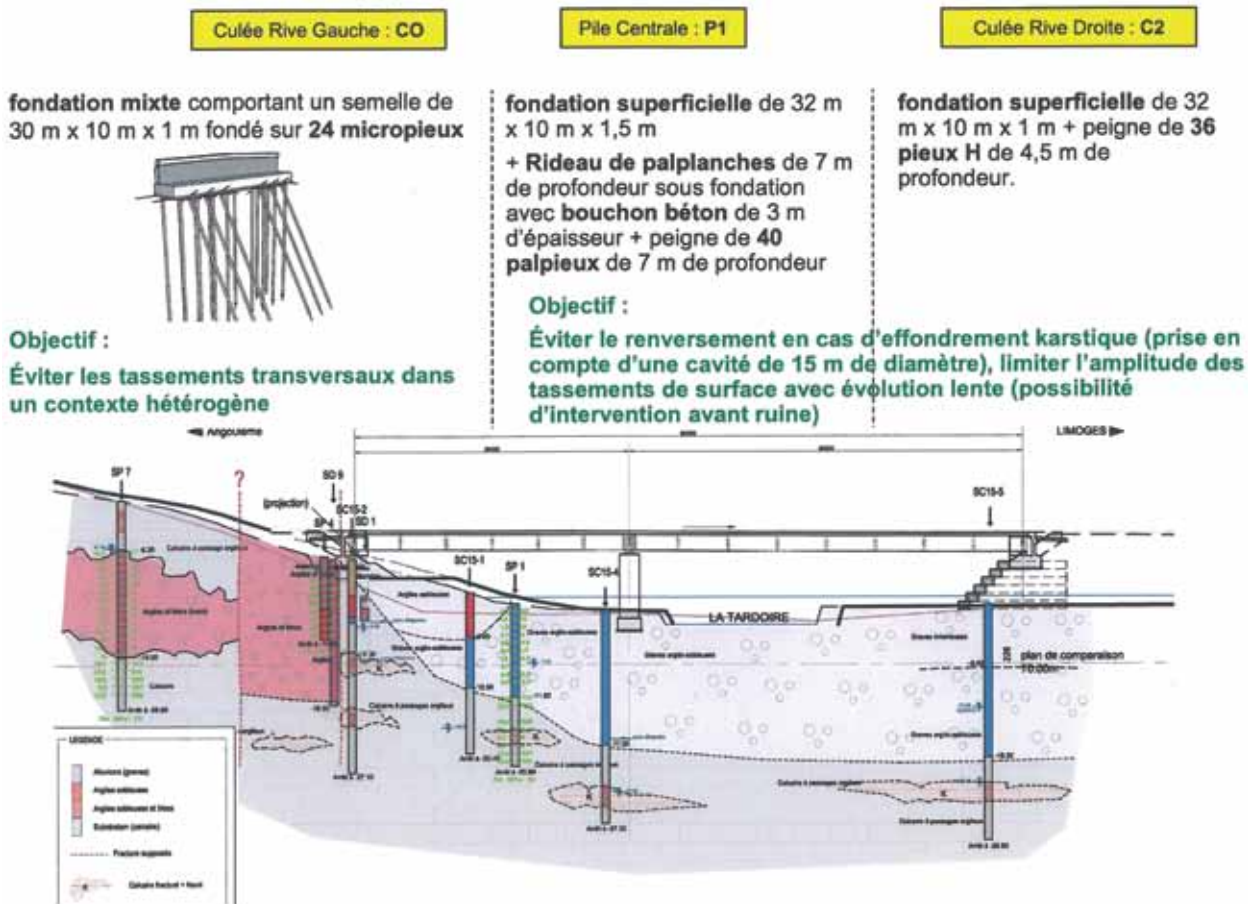


Figure 16 : le choix des types de fondations

D'autres solutions ont été envisagées en cours d'étude : ces dernières sont présentées pour mémoire dans la partie 3.2.2

Prise en compte de l'aléa - Robustesse

L'étude de risque a décrit l'aléa karstique comme fort dans la zone de l'étude et confirmé l'activité persistante du phénomène dans la zone de réalisation de l'ouvrage de la Tardoire. Dès lors, sa prise en compte dans la conception et le dimensionnement de l'ouvrage et plus particulièrement des appuis s'est avérée indispensable pour rendre le risque acceptable⁽³⁾. En effet, le risque résulte du niveau de l'aléa considéré (karstique en l'occurrence), de la robustesse de la structure et des enjeux (économiques et de sécurité). L'aléa et les enjeux étant forts, la diminution du risque karstique nécessite de diminuer la vulnérabilité de la structure, en agissant principalement sur la conception et le dimensionnement des appuis.

Définition d'une action karstique accidentelle

Avant d'envisager quelque renforcement que ce soit, la première difficulté a été de définir une action karstique accidentelle, représentative de l'aléa rencontré. Cette dernière n'est pas prévue par les Eurocodes ; et l'analyse de risques réalisée ne permet pas de définir une action caractéristique, au sens semi-probabiliste du terme, telle que définie par les Eurocodes pour chacune des actions qu'elle décrit.

³ Pour plus d'informations, se référer à :
 Guide Méthodologique – Maîtrise des risques – Application aux ouvrages d'Art
 De la collection les outils éditée par le Sétra

De ce fait, nous avons décidé de nous placer en sécurité en retenant l'action karstique de référence, celle correspondant à l'évènement d'avril 2007, c'est-à-dire un trou de 15 m de diamètre et 5 m de profondeur, soit des dimensions bien supérieures à tous les autres karsts documentés.

Les karsts les plus courants sont plutôt de l'ordre de 6 à 7 m, mais leur période de retour est très courte ; la prise en compte de l'aléa de référence nous garantit d'une période de retour plus grande, et dont on espère qu'elle se rapproche de celle d'événements accidentels destructeurs tels que le séisme (pour lequel $T=475$ ans aux Eurocodes).

Ce choix est également justifié par le fait que l'importance du diamètre de l'évènement de 2007 peut être due à la présence d'un gradient hydraulique entre les eaux de surface (inondation de la vallée) et la nappe alluviale ; on suppose en effet que ce dernier a pu amplifier la formation d'un effondrement karstique, par un phénomène de suffosion et soutirage des matériaux vers le bas. Nous avons jugé que c'est aussi ce qui pourrait se passer à proximité immédiate de la Tardoire.

Modélisation – Combinaison

Action karstique accidentelle retenue

L'aléa de référence considéré est un trou de 15 m de diamètre comme explicité ci-avant. Ce dernier est ramené à un vide de 10 x 12 m pour tenir compte des dimensions des semelles de l'appui.

Ce phénomène peut se produire n'importe où, on envisage donc les situations les plus défavorables suivantes :

- vide au centre de la semelle,
- vide en bord de semelle (semelle en console devant supporter son poids propre).

Cette action se définit comme une absence de sol et donc une réduction de la surface de portance de la structure.

Combinaison de charges

Dans les situations accidentelles, les paragraphes sur la fiabilité des structures définis dans l'Eurocode indiquent que la structure doit conserver une robustesse suffisante pour garantir la sécurité des usagers. En revanche, les critères ELS et ELU ne sont pas requis pour ces situations exceptionnelles.

Nous définissons donc une combinaison karstique unique, de type accidentelle, permettant de procéder à ces justifications.

La combinaison envisagée est la suivante :

$G + R + D + LM1fq + Eak$

Eak définissant la configuration karstique (vide sous la semelle).

Principales justifications

La prise en compte d'une remontée karstique correspond à un cas exceptionnel non prévu par les règlements. Il y a donc un vide réglementaire sur les justifications. Nous avons décidé de bâtir les justifications en conservant une forme réglementaire identique à celle du fascicule 62 titre V.

Les justifications particulières relatives à la combinaison karstique sont décrites ci-après :

Stabilité de l'appui

La stabilité de l'appui nécessite de justifier

- L'équilibre statique. Ce dernier n'a pu être garanti qu'en réalisant des semelles uniques (30 m de long) en P1 et C2.

- L'état limite de mobilisation du sol : $\sigma_{3/4} \leq \frac{q'_u - q'_0}{\gamma_q} \times i_\delta$
 - le critère est celui d'une justification réglementaire ELU
 - en considérant un coefficient $\gamma_q = 1,5$ correspondant à la valeur accidentelle sismique recommandée
 - i_β négligé malgré le vide
 - il s'agit là d'un choix convenu avec le Sétra pour donner une forme réglementaire à la justification.

Justifications des appuis en béton armé

- les appuis ont été dimensionnés en situation accidentelle avec cette combinaison.
- pour les semelles, la situation la plus défavorable correspond au cas où l'appui est en console sur 12 m de long. Tout le poids propre et une partie des descentes de charges sont retenus par la section d'encastrement => ferrailage supérieur de la semelle.
- l'autre configuration (trou au centre) dimensionne le ferrailage inférieur.

Simplifications considérées pour ces justifications

Après discussion avec le Sétra notamment, le parti pris pour la justification de cette situation accidentelle particulière a été de s'aligner le plus possible sur les critères réglementaires habituels.

Toutefois, le critère de mobilisation du sol pose problème car il est impossible de dimensionner quoi que ce soit avec le trou tel qu'il a été défini. En effet, le terme i_β serait nul du fait de la présence d'une paroi verticale.

En contrepartie, de nombreux éléments favorables à la stabilité de l'appui sont très difficiles à quantifier :

- moment résistant dû aux frottements du sol sur les batardeaux et le bouchon de gros béton en P1 ;
- effet portique en C2.

La justification finalement retenue repose sur le raisonnement suivant :

- le terme i_β est négligé ;
- en contrepartie, les effets favorables sont négligés également ;
- on considère que les effets favorables sont supérieurs aux effets défavorables car :
 - à court terme le sol a une cohésion, non prise en compte par le terme i_β ,
 - les choix de conception sont faits dans ce sens :
 - des pieux H permettent de solidariser le sol avec la structure pour un fonctionnement d'ensemble (effet peigne),
 - accrochage de la semelle au batardeau en P1,
 - accrochage des pieux H à la semelle avec des barres HA40 en C2,
 - plus les effets favorables décrits ci-avant,
 - finalement, la mise en rotation de l'appui concerne une épaisseur de sol très importante (environ 7 m avec les pieux H) ce qui mobilise des frottements très importants pour empêcher tout mouvement de l'appui.

Enfin, on a considéré que même si l'effet défavorable l'emportait sur le reste à moyen terme, la mise en rotation d'un appui serait très fortement ralentie, et laisserait le temps aux usagers d'évacuer l'ouvrage et aux équipes techniques d'intervenir pour couper l'accès au pont : la sécurité des usagers reste alors parfaitement assurée, ce qui est bien le principal objectif de toutes les mesures prises.

Impact sur la structure

Appuis

Les fondations retenues pour chacun des appuis et les raisons qui ont conduit à ces choix sont exposées dans le paragraphe 1.2.3. Le contexte karstique a également eu des impacts sur la conception et les dimensions des appuis.

Appui C0

En C0, le contexte karstique se traduit par un substratum calcaire affleurant très altéré et la présence de fractures profondes affectant le toit du substratum (zone d'effondrement à remplissage argileux appelée zone chaotique).



Figure 17 : interprétation des sondages destructifs en phase d'exécution
Profil en travers de la ligne arrière (LRPC de Bordeaux - juin 2009)

L'appui C0 repose sur des micropieux de type III ; la détermination des longueurs de chacun des micropieux a fait l'objet d'une démarche complexe :

- dimensionnement sur la base des sondages ;
- un sondage destructif \varnothing 73 mm par pieu avant réalisation (identification des sols et vérification de la qualité du substratum sous la pointe), soit un total de 24 sondages destructifs dont 6 inclinés à 30° ;
- recalibrage des longueurs de micropieux en fonction de ces sondages (longueur minimum par pieu en fonction des sols rencontrés et des efforts théoriques à reprendre + homogénéisation des longueurs des micropieux entre eux) ;
- réalisation des micropieux avec injection IRS éventuelle effectuée en plusieurs passes (présence de calcaire en partie basse ou pertes de coulis).

Pile P1

La pile P1 se situe dans un site exposé à un aléa karstique fort, amplifié par la présence de la nappe à proximité des appuis. Cela nous a conduit à écarter les solutions de type fondations profondes et à retenir des semelles superficielles puisque les caractéristiques géotechniques de la couche superficielle sont bonnes par ailleurs.

D'autres solutions techniques ont été envisagées (renforcements des sols, parois moulées...), mais les fondations superficielles sont apparues comme la meilleure solution technico-économique :

- l'action karstique retenue pour le dimensionnement impose le choix d'une semelle unique de 32 m de long pour assurer l'équilibre statique de l'appui ;
- la semelle a pour dimensions 32 x 10 x 1,5 m alors que deux semelles de 4 x 13 m auraient suffi sans la contrainte karstique !
- cette dernière a été réalisée sur un bouchon de gros béton de 1,5 m de hauteur, et à l'intérieur d'un batardeau pour protéger la Tardoire et travailler au sec. Ce bouchon a été maintenu, en l'absence d'eau pendant le chantier, pour l'effet indirect sur la stabilité de l'appui qu'il est susceptible d'engendrer (mobilisation de frottements) en cas de remontée de fontis ;
- par ailleurs, des pieux H sont ancrés dans le bouchon de gros béton de façon à ce que l'ensemble « **batardeaux - sol - béton - pieux** » forme un ensemble monolithique en cas de mise en rotation de la fondation sous l'effet d'un karst (effet peigne) ;
- la base du fût, de largeur importante, participe à la reprise des efforts (fonctionnement en T) dans le cas d'une remontée karstique, ce qui a permis de conserver une hauteur de semelle raisonnable ;
- le ferrailage nécessaire à la reprise des efforts de la combinaison karstique est très important ;
- la prise en compte des dispositions constructives sismiques s'est avérée d'autant plus contraignante que les longueurs de recouvrement et les quantités minimales dans les zones tendues dépendent respectivement du diamètre des aciers et des surfaces de béton, ce qui a généré un ferrailage extrêmement dense.

Culée C2

La situation de la culée C2 est tout à fait comparable à P1. Nous avons donc retenu le même type de fondations pour les mêmes raisons ; à l'exception du batardeau et du bouchon de gros béton qui ne se justifient pas du fait de l'éloignement plus important avec le lit de la rivière.

- l'action karstique retenue pour le dimensionnement impose le choix d'une semelle unique de 30 m de long pour assurer l'équilibre statique de l'appui ;
- la semelle a pour dimensions 30 x 10 x 1 m alors que deux semelles de 6 x 9 m auraient suffi sans la contrainte karstique !
- par ailleurs, des pieux H sont ancrés dans la semelle de façon à mobiliser l'effet peigne, en cas de survenue d'un karst ;
- un raidisseur de 5 m de largeur et 2 m de hauteur a été réalisé sur toute la longueur de la semelle pour reprendre les efforts engendrés dans la structure par la remontée d'un fontis. L'ensemble fonctionne en effet comme une semelle en T, ce qui permet de réduire l'épaisseur de la semelle à 1 m.

La prise en compte des dispositions constructives sismiques couplé au dimensionnement karstique a généré, comme en P1, des quantités de ferrailage très importantes.

Tablier

Comme nous l'avons vu dans le paragraphe précédent, les appuis sont dimensionnés pour un aléa de référence bien supérieur aux remontées karstiques les plus courantes. Un karst de 6 à 7 m de diamètre n'a alors aucun impact sur la structure. Dans le cas du karst de référence, les semelles sont dimensionnées pour reprendre la remontée de fontis sans déplacement, à court terme au moins ; un tassement ou la mise en rotation des appuis étant empêché par toutes les dispositions prises. Le tablier n'est donc pas impacté a priori par le risque karstique.

Toutefois, compte tenu du contexte et du côté qualitatif de la justification du sol (i_{β} négligé), la survenue d'un tassement forfaitaire de 20 cm au niveau de la pile P1 ou de la culée C2 a été prise en compte dans le dimensionnement de la charpente. L'impact de ces tassements sur les épaisseurs de tôle (et donc sur le prix de la charpente) est de l'ordre de 5 %.

Cette disposition a été prise, en accord avec le Sétra, car elle permet de donner une réserve structurelle à la charpente dans le cas où les appuis seraient légèrement déplacés par un effet karstique, malgré la conception retenue. Le coût supplémentaire est relativement faible en regard du prix total de l'ouvrage, pour un gain de robustesse générale très sensible.

Au niveau étude, la modélisation des tassements différentiels n'est pas prévue avec l'interface d'OM3. Le problème a été contourné par le recours à un calcul en fourchettes sur la valeur de la dénivellation d'appui.

Ceci est rendu possible par le fait que l'ouvrage est un deux travées : le tassement d'une culée est ainsi équivalent, en terme d'efforts, à un tassement sur pile (de sens opposé et d'intensité différente).

L'assimilation d'un tassement à une dénivellation s'avère quelque peu sécuritaire, mais la prise en compte d'un tassement est une disposition qualitative qui vise à donner une réserve structurelle à la charpente : le calcul en fourchettes va donc dans le même sens.

Concrètement, le tassement de 20 cm sur pile est donc assimilé à une dénivellation supplémentaire de 20 cm ($17 + 20 = 37$ cm) et le tassement de 20 cm en C2 correspond à une dénivellation de - 9 cm en P1 ($17 - 9 = 8$ cm), compte tenu des longueurs de travées.

Finalement, la flexion longitudinale a donc fait l'objet d'un calcul en fourchettes sur la valeur de la dénivellation, avec les valeurs extrêmes 8 et 37 cm.

Les descentes de charges ayant fait l'objet d'un modèle à barres 3D (ST1) spécifique, elles ont été déterminées précisément sur la base d'une dénivellation de 17 cm et de tassements indépendants.

Évolution de la conception du projet

Contexte

L'ouvrage dans la déviation routière, premiers enjeux

La traversée de La Rochefoucauld par la route nationale était devenue difficile, pour les usagers comme pour les habitants. La déviation supprime donc un point noir de la RCEA et rend un cadre de vie plus satisfaisant aux Rupificaldiens, en même temps qu'elle favorise le développement économique local.

Sur l'emprise de la déviation, les enjeux sont également importants. Il s'agit d'éviter des impacts défavorables sur les milieux fragiles qu'elle traverse. Les objectifs de préservation de l'activité socio-économique (agricole) et de l'environnement (émergences de nuisances, milieux naturels sensibles) sont clairement identifiés. Le pont sur la Tardoire est particulièrement concerné par le respect des contraintes hydrauliques, la préservation de l'acquière karstique et la qualité paysagère et architecturale.

Contexte hydraulique

Le contexte hydraulique constitue une contrainte forte du projet.

La Tardoire est un petit cours d'eau puisque le lit mineur est large d'environ 20 m. Il est sec plusieurs mois par an, mais la zone d'expansion de ses crues - la vallée entière, 600 m - est inondée sous 60 cm d'eau en crue centennale.

L'ouvrage de franchissement de la rivière est donc un ouvrage hydraulique et il est requis que son ouverture, hors appuis, soit de plus de 50 mètres et qu'elle soit sensiblement centrée sur le lit mineur. Ce débouché est à respecter également pendant les travaux.

Préservation de la ressource en eau

Le lit de la Tardoire communique avec l'aquifère karstique. L'une de ces communications, le gouffre de Pelle-Buze, est située à l'aval immédiat de l'ouvrage.

Il est impératif que les travaux de construction ne présentent à aucun moment un risque quelconque de pollution de la ressource en eau d'Angoulême qu'il contient.

Insertion paysagère et architecture

La qualité de l'architecture de l'ouvrage sur la Tardoire, édifié dans un site très préservé et principal ouvrage d'art de la déviation doit valoriser le patrimoine, lié à un enjeu culturel et économique important.

L'architecte des cinq ouvrages hydrauliques de la vallée est désigné à l'issue d'un concours.

La vallée de la Tardoire est très étendue. C'est une vaste plaine, constituée de prairies et de champs, sans haie, ni arbre, ni habitation. Elle est dominée à l'ouest par un plateau situé à une dizaine de mètres de hauteur. La Tardoire coule au pied du versant raide et boisé de ce plateau, situé en rive gauche. En rive droite la rivière est séparée de la plaine par une unique rangée d'arbres.

La longueur de l'ouvrage principal est modeste : entre 60 et 90 m selon les solutions envisageables, il sera peu visible, y compris pour les usagers, puisque situé contre le coteau à l'ouest, parmi les arbres – sauf conception particulière.



Première phase d'études

Les études préliminaires ont été entreprises alors que la connaissance du contexte karstique était encore limitée, en particulier dans les aléas qui lui sont associés.

En l'absence d'autre contrainte que celles qui viennent d'être indiquées, ces études avaient pu s'orienter vers des solutions présentant un caractère remarquable, pour l'architecture comme pour la technique. Pour l'ouvrage principal de la déviation, le parti était ainsi pris de « concevoir un ouvrage exceptionnel dans un site qui ne l'est pas moins ».

Ces premières intentions ont porté sur des solutions à tablier unique en caisson métallique, décliné dans un arc surbaissé, un bow-string, une poutre de hauteur variable et un pont à haubans. Cette dernière solution a fait l'objet d'une étude particulière.

Il s'agit d'un ouvrage à une travée, avec une nappe centrale de haubans fixée en tête d'un pylône incliné, autour duquel est dessinée la culée rive gauche de la Tardoire. Les câbles de retenue du mât sont ancrés, hors ouvrage, dans un massif en béton armé dont la stabilité est renforcée par des tirants d'ancrage.

Le contexte géologique, nouvelle contrainte

(La géologie complexe du site est décrite dans le chapitre 2)

L'existence de remontées de fontis dans les alluvions et l'importance du développement du caractère karstique du substratum, ont été mises en évidence en cours d'études.

La solution initialement projetée s'avère alors inadaptée et inadaptable dans ce nouveau contexte et doit être abandonnée. En effet, les ponts à haubans sont sensibles à des mouvements d'appuis même de faible amplitude, ils n'offrent donc aucune robustesse ; et celui-ci tout particulièrement, en raison de sa conception sophistiquée du pylône, des culées et du massif d'ancrage. .

La conception de l'ouvrage de franchissement de la Tardoire doit désormais être adaptée pour que les conséquences de la manifestation d'un aléa ne compromette pas la sécurité des usagers et perturbe le moins possible l'exploitation de la déviation. Cet aléa est devenu la contrainte principale de ce projet.

Positionnement d'une analyse de risques

Les déplacements internes et la décompression du sol qui accompagnent la propagation d'un fontis, la dépression ou l'effondrement qui signe son débouché à la surface du sol, peuvent avoir, dans le site, une ampleur suffisante (pouvant atteindre 10 à 15 mètres) pour provoquer des déplacements d'appuis importants, assez pour endommager la structure qu'ils supportent, voire pour provoquer sa ruine.

De telles conséquences interrompraient l'exploitation de la déviation. Les enjeux socio-économiques de la RCEA et du secteur de La Rochefoucauld alors mis en cause sont considérables. Elles pourraient aussi comporter des victimes, en particulier en cas de ruine soudaine du tablier, et cette éventualité n'est évidemment pas admise.

La possibilité de rencontrer l'aléa dans la zone de construction de l'ouvrage et pendant sa durée de vie impose que celui-ci soit intégré dans la conception de l'ouvrage. Cette conception doit assurer la même fiabilité pour l'utilisateur que tout autre ouvrage.

Une étude de risques a été réalisée, en fin d'étude préliminaire. Elle confirme la dimension de l'aléa de référence (diamètre de 15 m). Elle a également indiqué qu'un ouvrage à deux voies multi-travées ne prenant pas en compte l'aléa d'origine karstique serait exposé à un risque fort.

En raison de la nature du phénomène, il doit être considéré la manifestation la plus défavorable de l'aléa, tant dans ses dimensions que dans sa localisation par rapport aux fondations. C'est donc l'aléa le plus important inventorié qui doit être retenu pour l'étude de ce projet.

Le processus de choix au regard de l'aléa géologique

La prise en compte de l'exposition de l'ouvrage à un aléa géologique, n'est pas couvert par les principes généraux de conception des ouvrages ni par la normalisation.

La conception est commandée par la prise en compte de cet aléa puisque toute solution envisagée sera vérifiée avec le crible de la grande robustesse qui s'impose dans ce contexte. Elle établit un cadre de travail en interdisant pour certains - ou admettant pour d'autres - a priori certains matériaux, techniques ou structures.

Cependant, les autres contraintes sont maintenues, avec le même niveau d'exigence. Ainsi, les enjeux hydrauliques et environnementaux ne sont pas négociables.

Dans ce projet, la contrainte hydraulique a fortement influencé la recherche de solutions et les contraintes environnementales ont radicalement interdit d'envisager des travaux de fondation ou de traitement de sol, par le risque de pollution des nappes.

Principes de la démarche de recherches de solutions

La recherche de solutions en présence d'un aléa géologique fort, a été conduite dans l'objectif de définir des ouvrages de conceptions simples, rustiques pour que la qualité de réalisation soit facile à obtenir et ne pas nécessiter un entretien particulier. Ils doivent être avant tout très robustes.

Les échéances de mise en service de la déviation, potentiellement impactées par la reprise des études et les délais d'exécution des solutions, de même que le coût de l'ouvrage, ont été intégrées dans les critères de management de l'opération par le Maître d'Ouvrage.

La démarche nécessite l'assistance permanente de l'architecte dans l'équipe projet pour inspirer des solutions, en éliminer d'autres et mettre au point les meilleures candidates.

Les principes ainsi posés, quelques options de conception ont été établis dans un premier temps :

- le tablier a été étudié en même temps que les appuis, chaque partie apportant ses contributions à la solidité et à la robustesse de l'ouvrage ; la redondance de ces dispositions est effectivement recherchée ;
- la déviation sera portée non plus par un tablier unique mais par deux tabliers parallèles et indépendants. Cette disposition permet de recourir à des structures dont la conception et la réalisation sont plus simples, ainsi que souvent la surveillance et l'entretien. Elle facilite par ailleurs les opérations d'entretien et d'exploitation, chaque tablier pouvant le cas échéant être exploité sous circulation alternée ;
- les fondations sont par contre, communes pour les appuis des deux tabliers. En effet, il n'est pas possible, compte tenu de l'éventualité de fontis de plus de dix mètres de diamètre, de réaliser des fondations indépendantes. On peut même dire que si la déviation n'avait que deux voies de circulation et donc un tablier unique, les fondations devraient être semblables à celles qui correspondent à deux tabliers voisins.

Conception des fondations

L'aléa « rupture du toit rocheux d'une cavité karstique » ne concerne que de rares ouvrages et dans des circonstances différentes du cas de ce pont. Elles se distinguent par exemple par l'origine - les causes - du phénomène, par son ampleur, la nature des sols, la profondeur des cavités par rapport à la surface, les dimensions de ces cavités, par le contexte hydrogéologique, la sensibilité de

l'environnement, etc. Il n'était pas possible, pour ce projet, de reconduire ou s'inspirer de solutions précédemment réalisées et les dispositions retenues ici sont en cela originales.

Dans le cas de ce site, plusieurs campagnes de sondages ont été effectuées, mettant en œuvre des techniques courantes : pressiomètre et carottage en particulier. Les données ainsi recueillies ont été jugées suffisantes.

Il n'a donc pas été réalisé d'autres types de reconnaissances – géophysiques en particulier – comme cela est parfois le cas en zone karstique. En effet, les informations recueillies n'auraient pas constitué des éléments déterminants pour la recherche et la mise au point de solutions. Des travaux d'intervention sur les cavités (comblement, etc.) ou de fondation sur ou dans les calcaires sont d'emblée exclus : ces travaux comportent des risques d'atteinte à l'environnement (aquifère) et de fragilisation ou de rupture de cavités.

Notons d'ailleurs que, la zone à étudier étant située à plus de vingt mètres de profondeur, les reconnaissances géophysiques sont complexes et d'une précision insuffisante pour le projet.

L'examen des solutions habituelles de conception des fondations montre qu'elles ne peuvent pas être adaptées au contexte de site karstique de cet ouvrage, elles sont donc exclues :

- Fondations sur pieux.

L'hypothèse de rupture du toit calcaire ne permet pas de prendre en compte un effort de pointe dans le dimensionnement d'une fondation sur pieux. C'est une hypothèse pénalisante.

Par ailleurs, l'entraînement des matériaux alluvionnaires dans le développement d'un phénomène de fontis provoquerait des efforts horizontaux (cisaillement, flexion) et des frottements négatifs qui pourraient ruiner le pieu.

La réalisation des pieux peut, par elle-même, provoquer ou initier la rupture de la couverture d'une cavité.

- Fondations superficielles

La remontée d'un fontis sous une semelle de fondation superficielle annule localement la portance (pas de contact sol/semelle). Elle est d'ailleurs réduite à proximité du phénomène, le sol étant décomprimé ou moins apte à résister aux contraintes qui lui sont transmises. Le défaut de portance se traduira par des tassements et des rotations qui entraîneront l'appui et le tablier.

D'autres types de solution se sont également avérés inadaptés :

- Fondations sur parois moulées

Les barrettes offrent une bonne résistance aux problèmes de fontis puisqu'elles résistent mieux aux mouvements de sols (cisaillements, flexions, frottements négatifs). Elles présentent cependant tous les inconvénients associés à l'interface avec le substratum : si l'apport de charges concentrées sur le toit calcaire est moins problématique que dans le cas de pieux, elle conserve cependant une part de risques. En outre, les travaux mettant en œuvre des boues de forage et du béton, il existe un risque de pollution de la nappe karstique.

- Renforcement du sol

Les études ont acté également qu'il n'était pas possible de supprimer l'aléa (!) en intervenant sur le massif karstique ni de réaliser des traitements de sol (jet-grouting par exemple) qui pourraient soit s'opposer au développement de fontis soit lui donner des propriétés mécaniques qui le rendent non sensible à ces fontis. Des fondations superficielles auraient alors été réalisées dans des conditions habituelles de sécurité.

Cela est cité pour mémoire puisqu'à l'évidence les contraintes environnementales, l'ampleur des travaux, la faisabilité technique et le coût étaient rédhibitoires par nature ou parce que hors d'échelle pour ce projet.

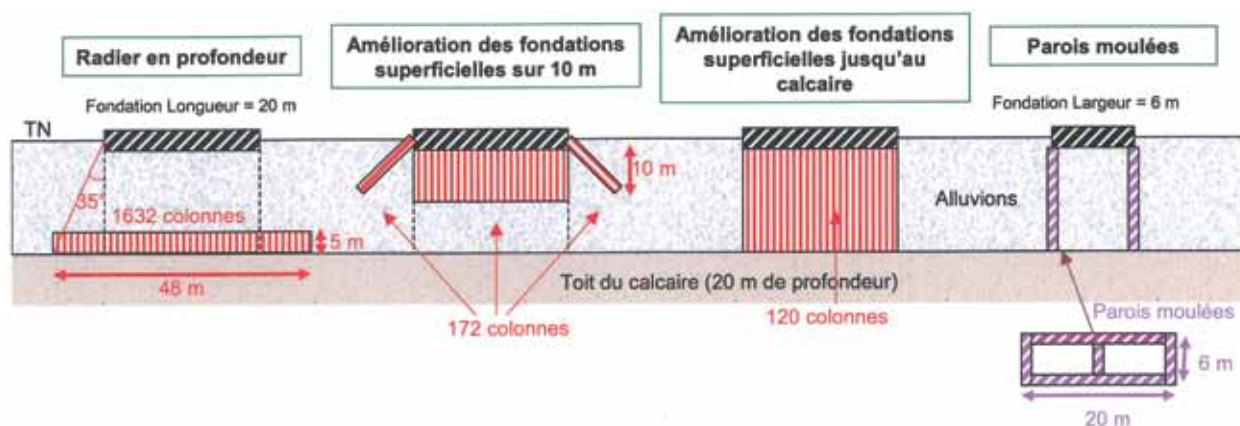


Figure 18 : exemple de solutions écartées

La solution, finalement retenue, est constituée d'un assemblage de plusieurs méthodes :

- une semelle superficielle unique pour la même ligne d'appui, ce qui permet de lui donner des dimensions telles que dans tous les cas de manifestation d'un aléa, la surface du contact résiduel avec le sol, soit supérieure à celle de l'aléa (critère de stabilité) et que la portance du sol soit suffisante ;
- la semelle est réalisée à l'intérieur d'un batardeau, sur un massif en béton qui permet la réalisation des travaux en présence de la nappe phréatique (compense la poussée hydrostatique) ;
- il coiffe un ensemble de pieux métalliques (pieux H). L'ensemble semelle - massif - pieux H - batardeau est ainsi largement surabondant et redondant en termes de portance dans les différentes manifestations de l'aléa dans le sol support ;
- le batardeau et les pieux assurent également la résistance aux mouvements d'inclinaison de l'appui en présence d'un fontis.

Cette solution ne présente aucun contact avec le substratum calcaire et ne met jamais en œuvre de matériaux dans des conditions qui présenteraient un risque de pollution de la nappe karstique.

Recherche de solutions pour le tablier

Plusieurs critères se croisent mais les impératifs de structure robuste, simple, de construction aisée, permettent d'établir dès le début des réflexions deux principes qui facilitent la recherche de solutions :

- la souplesse du tablier, donc son aptitude à supporter des tassements différentiels des appuis, est indispensable, pour ne pas faire porter toute la robustesse aux seules fondations. Cette contrainte de conception exclut de fait les solutions en béton, trop fragiles. Celles qui offriraient les meilleures aptitudes sont d'un coût de réalisation très élevé, parce que situées au-delà de leur domaine d'emploi. Les méthodes de construction ne sont d'ailleurs pas compatibles avec les contraintes du site, la plus importante étant l'impossibilité d'édifier des échafaudages provisoires (en raison du risque inondation). Les solutions étudiées seront dès lors des structures à poutres mixtes. Le recours à des caissons mixtes est une complication qui n'apporterait pas d'avantage significatif dans le contexte, ni pour le comportement ni pour l'esthétique. Le coût et les contraintes de chantier seraient par contre très sensibles.
- Les travées isostatiques pourraient présenter des facilités de construction par rapport à des tabliers continus et sont en principe moins sensibles à des dénivellations d'appuis selon un axe vertical que des tabliers à travées continues, car ces déplacements n'engendrent pas d'effort

supplémentaire dans le tablier. Cette caractéristique pourrait paraître intéressante compte tenu du contexte, mais elle n'est que théorique : les mouvements d'appuis ne sont pas idéalement verticaux et l'on n'obtient pas une robustesse du tablier satisfaisante.

En outre, dans le cas d'ouvrages isostatiques à plusieurs travées, ceux-ci comportent des joints de chaussée et une ligne supplémentaire d'appareils d'appuis au droit des piles. Ce sont des contraintes pour l'entretien. De plus, l'élargissement des piles n'est pas favorable à l'évacuation des crues et nuit à l'aspect de l'ouvrage.

Enfin, les hauteurs de poutres sont plus importantes que dans le cas de travées continues, ce qui est pénalisant pour l'intégration dans le site.

Un tablier à une seule travée comporterait les inconvénients ci-dessus mais présenterait l'avantage de ne pas avoir d'appui intermédiaire avec les problèmes de fondation qui lui sont associés.

Dans le cadre de ce projet, la longueur de la travée (en ossature mixte) serait de 72 mètres, avec une hauteur de poutres de 3,50 m, proche des limites du domaine d'emploi.

La reconstitution des poutres et leur mise en place (qui nécessite des palées intermédiaires provisoires) serait très compliquée et l'ouvrage aurait une allure très massive. L'aspect de l'ouvrage pourrait dans une certaine mesure être amélioré par une poutre de hauteur variable ou un caisson mais au prix d'une complication de réalisation et d'un surcoût. Les culées seraient très compliquées (grandes dimensions) et recevraient des efforts importants, peu opportuns dans le contexte.

À ce stade d'avancement de l'étude, il est décidé d'écarter la solution à une travée et de réaliser un ouvrage à plusieurs travées, continu.

La distribution des portées résulte de plusieurs contraintes :

- le débouché hydraulique de 50 mètres de largeur, à obtenir avec au plus deux travées (un seul appui intermédiaire) ;
- la géographie du site, avec la Tardoire qui coule en pied de coteau, ne permet pas de concevoir un ouvrage symétrique ;
- les culées ne peuvent pas être des culées « à mur de front » en raison des conditions de fondations plus complexes que celles des culées enterrées du fait de l'aléa d'origine karstique. Les talus des remblais, de plus de huit mètres de hauteur, allongent la portée des travées.

L'architecte et le technicien, chacun pour son compte, souhaitent limiter la dissymétrie de l'ouvrage, le déséquilibre des travées successives. Dans cet objectif, le technicien souhaite raidir le talus de la culée C2 pour limiter la longueur de la travée située côté plaine, la plus longue. L'architecte propose un habillage du talus dressé à 1/1 par des gabions disposés en terrasses.

Finalement, deux distributions de travées sont retenues. Elles conduisent à une longueur totale de franchissement de 85 mètres : deux travées continues de 35 et 50 m et trois travées continues de 20, 40 et 25 mètres.

Les études préliminaires établissent que les coûts des deux solutions sont semblables, en faveur du deux travées.

L'architecte met en avant la qualité de la perception de la solution à deux travées dont la transparence est bien supérieure aux trois travées dont le tablier est pourtant plus fin.

Pour l'équipe du maître d'œuvre, le tablier de l'ouvrage à trois travées dispose d'un plus haut niveau hyperstatique mais le gain de robustesse est nuancé par la création d'une ligne d'appui supplémentaire.

Le comportement du tablier à deux travées a été amélioré en dimensionnant la charpente pour supporter des dénivellations d'appuis très importantes sur la pile et sur la culée C2 (la culée C0 est ancrée au rocher), toutes deux situées dans la zone où l'aléa peut se produire.

Au terme de l'instruction de l'étude préliminaire, le Maître d'Ouvrage a retenu la solution à deux travées.

L'ouvrage a été réalisé conformément aux dispositions projetées. Les conditions rencontrées par le chantier ont été conformes aux hypothèses établies lors de la conception.

Suivi de l'ouvrage - Instrumentation

L'ouvrage est réalisé dans un site dans lequel les manifestations d'un aléa d'origine géologique peuvent être importantes. Certaines peuvent affecter les fondations de l'ouvrage.

Il est important que, malgré les dispositions prises pour la conception et la réalisation de cet ouvrage, ces manifestations géologiques particulières soient identifiées. Cela permettra, le cas échéant, d'intervenir pour rétablir un environnement plus sain des fondations, ou adapter les mesures d'exploitation de la route, par précaution.

La détection des aléas est idéalement simple quand ces derniers se manifestent à la surface du sol. La réflexion réalisée pour savoir s'il était utile et possible de les identifier avant qu'ils ne débouchent en surface a conclu que, pour cet ouvrage, très robuste, un tel dispositif n'est pas pertinent. En effet, la connaissance du phénomène ne pourra être que très fragmentaire et non exploitable. Quant aux matériels de détection, les tassomètres, inclinomètres, etc. qui pourraient être mis en œuvre lors de la construction, ils seraient hors d'usage en quelques années, et non remplaçables. Or, l'éventualité du phénomène n'est pas concentrée sur les premières années de mise en service de l'ouvrage.

Les incidences du phénomène sur l'ouvrage consisteraient, s'il était suffisamment intense, en des mouvements des fondations et, par suite, de l'appui et des tabliers.

De tels mouvements signeraient un aléa de très forte ampleur compte-tenu de la conception et de la qualité de réalisation des fondations. Il se situerait à proximité immédiate de l'appui - il est alors visible - ou entièrement sous la fondation.

La détection de phénomènes de cette importance est possible par plusieurs moyens simples qui sont en cours d'installation :

- l'observation du site, à l'occasion des patrouilles régulières des personnels d'exploitation, des visites IQOA et des visites d'inspection de l'ouvrage ;
- le contrôle visuel des équipements : alignement des barrières et glissières de sécurité, joints de chaussée, réalisé dans les mêmes circonstances ;
- levés topographiques, en coordonnées relatives, effectué avec les moyens actuels qui permettent une grande précision, de l'ordre de quelques dixièmes de millimètre. Il faut observer les mouvements de chaque appui dans toutes les directions et les mouvements des appuis entre eux ;
- mesures à la nivelle micrométrique des rotations des appuis (pile et culée C2) si les moyens topographiques ne sont pas concurrents (précision de 10-4 rad). Les mesures très faciles à réaliser peuvent être faites par le personnel d'exploitation.

La détection de phénomènes de moindre amplitude qui ne débouchent pas en surface et ne provoquent pas de mouvements d'appuis, est impossible ; sauf peut-être par la mise en place d'un dispositif que nous avons appelé « tuyaux d'orgue » : les deux appuis P1 et C2 ont ainsi été dotés de ces dispositifs permettant de constater la présence éventuelle d'un vide sous les massifs de fondation. Cela consiste simplement à disposer des tubes de 120 mm de diamètre sur le pourtour de la semelle. Ces tubes traversent la semelle et le béton d'assise jusqu'au sol ; des barres en



acier HA50 équipent ces tubes et permettent de sonder la présence du sol ou son enfoncement éventuel par mouvement différentiel par rapport aux tubes. La valeur de telles observations est assez modeste, mais elles offrent des informations fiables, rapides et en temps réel. En outre, les tubes permettent, en cas de doute, de glisser un endoscope, de procéder à des sondages sous la fondation elle-même ou de réaliser des injections, etc...

Toutes ces mesures font appel à des moyens simples, fiables, peu coûteux et d'une mise en œuvre aisée. Il est important cependant de réaliser régulièrement les différentes observations et de noter précisément les résultats. Elles seront exploitées par recoupements des résultats. Le plus difficile sera de ne pas renoncer à ces vérifications sous prétexte qu'aucune évolution n'ait été détectée les premières années !



Autres particularités de l'ouvrage

Eurocodes

L'ouvrage de la Tardoire a été dimensionné et justifié aux Eurocodes. Au sein du ministère, la transition vers le règlement Eurocodes s'est opérée depuis environ six ans. Des formations internes ont en effet été organisées par le Sétra en 2004, et la prise en compte dans la conception des projets s'est mise en place progressivement depuis. Le début des études de la Tardoire a débuté en 2007, ce qui en fait un des premiers ouvrages dimensionnés aux Eurocodes par le CETE du Sud-Ouest.

Les études aux Eurocodes ont coûté un peu de temps, mais globalement, elles se sont déroulées sans difficulté particulière. La transition est en effet largement facilitée par l'utilisation des guides mis en place par le Sétra.

Sismicité

L'ouvrage de la Tardoire est implanté dans une zone de sismicité 0 au sens de la carte sismique française, encore en vigueur au moment du projet. Toutefois, l'application des Eurocodes nous a incités à utiliser par anticipation la nouvelle carte sismique recommandée par les Eurocodes et dont la prise en compte entre en vigueur en 2011.

Avec cette carte, l'ouvrage se situe alors sur une zone de sismicité faible, ce qui nécessite de procéder aux justifications relatives au séisme avec une accélération nominale de $0,7 \text{ m/s}^2$. Concrètement, les conséquences de ce dimensionnement sont faibles, ce sont surtout les dispositions constructives qui se sont avérées contraignantes, notamment les sections minimales des armatures tendues dans les appuis et les longueurs de recouvrement

En effet, compte tenu des efforts importants liés au risque karstique, les diamètres des armatures sont importants, les longueurs de recouvrement de $100 \varnothing$ en face supérieure des semelles sont donc très grandes : 3,20 m !

Des butées longitudinales et latérales ont également été réalisées sur les chevêtres des appuis.

Écobilan

L'OH de la Tardoire a fait l'objet d'un écobilan, ce qui en fait un ouvrage pionnier dans ce domaine.

L'écobilan est le nom donné à l'évaluation du « coût carbone » d'un ouvrage.

Cette opération s'inscrit dans la volonté de pouvoir estimer la consommation en carbone nécessaire à la réalisation d'un ouvrage (construction + destruction), afin d'ajouter cette donnée dans le champ des critères de choix d'une structure, au même titre que le coût, l'esthétique et les critères environnementaux.

Cet objectif ambitieux nécessite une phase transitoire de collecte des données afin de préciser la consommation en carbone de chacune des phases de chantier. C'est le Sétra qui se charge de cette tâche, en concertation avec les CETE et les DIR, pour l'application sur des chantiers en cours.

Le Sétra fournit des recommandations pour procéder à cette collecte de la manière la plus complète, mais aussi la plus simple possible. L'attention est portée sur les données propres du chantier et particulièrement sur des matériaux et techniques encore peu référencés. Par contre, n'entre pas dans le cadre des prestations de recherche des coûts carbone d'éléments tels que le laminage des poutres ou la fabrication du béton, connus par ailleurs.

Ce travail a abouti à la mise au point d'un document de type tableur, définissant l'ensemble des six champs de recueil de données.

Ce document qui a été optimisé sur la base d'une discussion avec l'entreprise, s'est avéré relativement simple à renseigner pour l'entreprise, qui bénéficie déjà, de la majorité des informations requises, dans ses bilans personnels.

Par exemple, le kilométrage et la consommation des poids lourds qui ont été utilisés sur le chantier sont parfaitement connus.

Ce travail n'apparaît donc pas comme une contrainte importante pour l'entreprise, qui est elle-même soucieuse de ces questions vertes, pour le compte de son activité.

Récapitulatif

L'aléa d'origine géologique qui s'est manifesté dernièrement en 2007 par un effondrement de plus de dix mètres de diamètre n'est pas couvert par les calibrages des règles et normes de conception et de calcul des ouvrages d'art.

Il n'est pas fréquent de rencontrer des aléas dus à des karsts dans l'environnement d'un pont et ceux du type qui se produisent dans la vallée de la Tardoire sont un cas d'espèce.

Pour pallier l'absence de norme et assurer à ce pont, donc à ses usagers, le niveau de sécurité de tous les ouvrages, sa conception intègre l'aléa en définissant des conceptions dotées de la plus grande robustesse, largement redondantes dans les fondations et dans les tabliers.

Les techniques de construction ne sont pas nouvelles, les matériaux utilisés non plus. Le parti était pris en effet d'utiliser des moyens connus et bien maîtrisés pour ne pas ajouter un facteur d'incertitude en faisant appel à des conceptions ou à des moyens innovants.

La prise en compte de ce contexte inhabituel a eu une incidence sur les quantités de matériaux mises en œuvre pour les fondations et pour la charpente métallique ; pour le reste l'ouvrage est identique aux ouvrages du même type. Les enjeux de la déviation sont ainsi préservés, y compris celui d'ajouter nouvel édifice au patrimoine de La Rochefoucauld.

Intervenants

Maîtrise d'ouvrage :

DREAL Poitou-Charentes représentée par la Division maîtrise d'ouvrage (DMO)

Maîtrise d'œuvre générale :

DIR Atlantique représentée par le SIR Poitou-Charentes assisté du Pôle ouvrages d'art du SIR Aquitaine.

Architecte :

Fabrice Néel, Architecture Néel (Paris)

Assistant à la maîtrise d'œuvre :

CETE du Sud-Ouest (Division ouvrages d'art, Laboratoire)

Contrôle extérieur des études :

CETE du Sud-Ouest (DOA)

Contrôle extérieur des travaux :

CETE du Sud-Ouest, cellule locale d'analyse DDT16

Chiffres - quantités

Charpente :

Longueur totale de poutres : 340 m (= 4 x 85 m)

Longueur des éléments de poutres assemblées sur place: 5 m à 15 m

Longueur de l'avant bec : 10 m

Quantités et ratios :

- Hourdis amont et aval :
 - Béton : 682 m³
 - 154 tonnes d'armatures, soit 225 kg/m³
- Culée C0 :
 - Béton : 265 m³
 - 30,04 t d'armatures soit, 113 kg/m³
- Pile P1 :
 - Béton : 840 m³
 - Armatures : 107 tonnes, soit 127 kg/m³
 - Béton de bouchon : 463 m³
- Culée C2 :
 - Béton : 868 m³
 - Armatures : 125 tonnes, soit 144 kg/m³
- Dalles de frottement et de transition :
 - Béton : 69 m³
 - Armatures : 11,7 tonnes soit 170 kg/m³
- Charpente métallique :
 - Poids : 376 tonnes,
 - Peinture : 2955 m²
- Batardeau P1 :
 - 85 ml de palplanches de type PU8 battus, soit 734 m² (longueur initiale : 8,9 m)
 - Poids total : 92 tonnes

Durée des travaux :

Batardeau P1 : 1 mois

Charpente amont : 1,5 mois (assemblage et lançage)

Charpente aval : 1 mois (assemblage et lançage)

Hourdis amont : 2,5 mois

Hourdis aval : 2 mois

Le nouveau guide de conception des ponts mixtes acier-béton

Seconde partie :
Dimensionnement des bipoutres aux eurocodes

Daniel LE FAUCHEUR (Sétra/CTOA/DGO, désormais retraité)

Préliminaire

Cet article fait suite à l'article de Daniel de Matteis et Renaud Léglise publié dans le précédent numéro de cette revue sur le nouveau guide de conception des ponts mixtes acier-béton du Sétra. Il commente les règles de prédimensionnement des bipoutres mixtes données dans le chapitre 3 de ce guide.

La problématique des prédimensionnements

Lors d'une phase d'études préliminaires ou d'avant-projet d'un ouvrage de type bipoutre mixte, on a souvent besoin de déterminer rapidement la hauteur des poutres, la coupe transversale et le tonnage approximatif de la charpente. Ces éléments sont en effet des points importants pour qui cherche à mettre au point un profil en long, à apprécier l'esthétique d'une solution ou à estimer un ouvrage.

Le remplacement des règlements français (fascicule 61 titre II, BAEL 99, circulaire sur les ponts mixtes acier-béton, etc.) par les Eurocodes ne permet plus d'utiliser les éléments de dimensionnement du guide Ponts Mixtes édité par le Sétra en octobre 1985. En effet, dans le cas des bipoutres, les études déjà menées avec les Eurocodes font apparaître une augmentation de la quantité d'acier de charpente dépassant parfois les 15 %, principalement du fait de la très forte intensité des charges à prendre en compte sur la voie 1, mais aussi, dans une moindre mesure, du fait d'une sécurité accrue vis-à-vis des instabilités. Les caissons sont peu affectés par l'augmentation des charges sur la voie 1 car le flux de torsion uniforme généré dans la charpente permet d'équilibrer la répartition des charges.

Dans le cadre de l'élaboration du nouveau guide ponts mixtes acier-béton, nous avons ainsi mis au point de nouvelles formules de prédimensionnement applicables aux ouvrages de type bipoutre de hauteur constante et calibrées en fonction des Eurocodes. Ces formules permettent en outre de mieux prendre en compte la largeur du tablier.

Dans la suite de cet article, nous rappelons tout d'abord ces formules et nous en donnons les limites d'emploi. Nous expliquons ensuite leur genèse, pour que l'utilisateur puisse les adapter dans le cas d'un ouvrage particulier, par exemple en fonction de l'élancement choisi. Nous rappelons aussi les éléments qui ont permis d'estimer le poids des entretoises et l'épaisseur de la dalle en béton.

Rappel des formules proposées par le nouveau guide

Soit X la portée déterminante, LT la largeur totale du tablier.

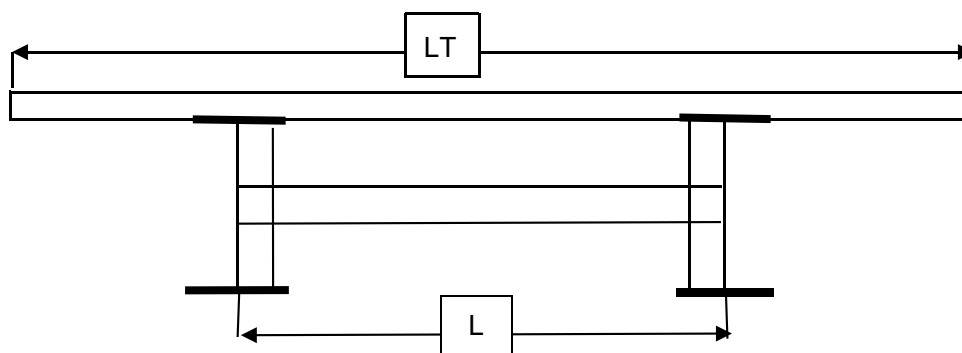


Figure 1a Bipoutre à entretoises

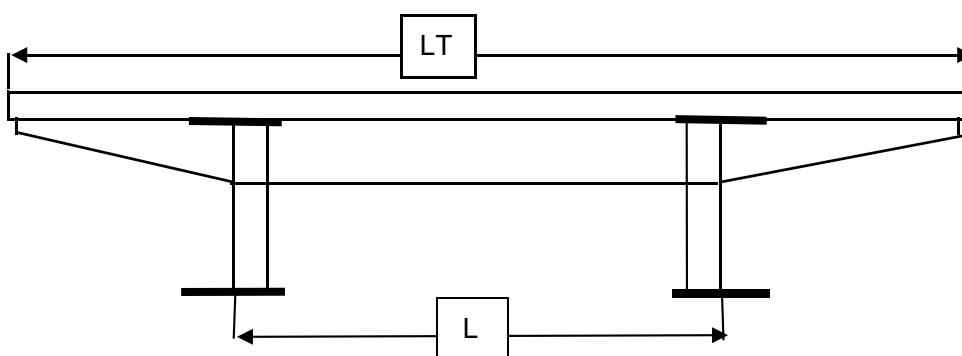


Figure 1b Bipoutre à pièces de pont

bipoutre à entretoises

Hauteur des poutres (en m)	$\text{Max} \left(\frac{X}{28} \left(\frac{LT}{12} \right)^{0,45} ; 0,40 + \frac{X}{35} \right)$
Entraxe des poutres	$L = \text{environ } 0,55 LT$
Largeur semelle inférieure B_{inf} (en m)	$\left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125} \right) \left(0,92 + \frac{LT}{150} \right)$
Largeur semelle supérieure B_{sup} (en m)	Binf – 0,10 pour un tablier à 2 voies Binf – 0,20 pour un tablier à 4 voies
Tonnage d'acier de charpente (en kg/m ²)	$63 + 0,9 X^{1,2} \left(1,34 - \frac{LT}{40} \right) + 0,25 X$
Épaisseur de la dalle (en m)	$0,13 + \frac{(LT - L)}{26}$ au droit des poutres $0,12 + \frac{L}{50}$ au centre du tablier

bipoutre à pièces de pont

Hauteur des poutres (en m)	$Max\left(\frac{X}{28}\left(\frac{LT}{12}\right)^{0,333}; 0,40 + \frac{X}{35}\right)$
Entraxe des poutres	$L \geq 0,55 LT$
Largeur semelle inférieure Binf (en m)	$\left(0,25 + \frac{LT}{40} + \frac{X}{125}\right)$
Largeur semelle supérieure Bsup (en m)	Binf – 0,10 pour un tablier à 2 voies Binf – 0,20 pour un tablier à 4 voies
Tonnage d'acier de charpente (en kg/m ²)	$65 + 0,9 X^{1,2}\left(1,43 - \frac{LT}{30}\right) + 2B + 0,22 X$
Épaisseur de la dalle	24 à 26 cm

Formules de prédimensionnement des bipoutres à entretoises et à pièces de pont

Limites d'emploi et méthode de calibration des formules

Ces nouvelles formules sont applicables, en l'absence de dénivellations des appuis, à des ouvrages classiques de hauteur constante présentant les caractéristiques suivantes :

- ouvrages de type bipoutre portant une chaussée de type autoroutier, donc avec BAU et sans trottoir, (il est rappelé que les convois de fatigue ne circulent pas sur la BAU), ajouter une explication sur l'impact de la BAU sur la position des charges
- trafic de classe 2 au sens de la norme NF EN 1991-2,
- charpente entièrement en acier S355.

Pour les ouvrages présentant une distribution de portées régulières, X est la portée maximale de l'ouvrage.

Pour les ouvrages présentant des travées inégales, la portée déterminante X dépend principalement de la portée de la plus grande travée l_i et de la portée $l_{i\pm 1}$ de la travée voisine, le guide propose $X = (2l_i + l_{i\pm 1})/3$. Il précise, que pour appliquer cette formule, les longueurs des travées de rive sont multipliées par 1,25. Lorsque la travée voisine est la travée de rive, il convient de majorer de 25% sa portée. Les limites d'emploi de cette formule sont précisées dans la suite du texte.

Présentation générale de la méthodologie suivie

Afin de disposer d'un échantillonnage d'ouvrages suffisant, nous avons tout d'abord étudié avec le nouveau logiciel OM3 du Sétra la charpente métallique de dix ouvrages, avec entretoises ou pièces de pont avec consoles, pour couvrir l'essentiel du domaine d'emploi.

Nom	Longueur totale et portées (0,8 l - l - l - 0,8 l)	Largeur totale	Structure
OM1	108 = 24 + 30 + 30 + 24	12 m	entretoises
OM2	216 = 48 + 60 + 60 + 48	12m	entretoises
OM3	324 = 72 + 90 + 90 + 72	12 m	entretoises

OM4	432 = 96 + 120 + 120 + 96	12 m	entretoises
OM5	216 = 48 + 60 + 60 + 48	21,60 m	pièces de pont
OM6	324 = 72 + 90 + 90 + 72	21,60 m	pièces de pont
OM7	432 = 96 + 120 + 120 + 96	21,60 m	pièces de pont
OM8	216 = 48 + 60 + 60 + 48	21,60 m	entretoises
OM9	324 = 72 + 90 + 90 + 72	21,60 m	entretoises
OM10	432 = 96 + 120 + 120 + 96	21,60 m	entretoises

Type et travure des ouvrages bipoutres considérés dans les calculs OM3
(Les structures OM7, OM10 voire OM9 sortent du domaine d'emploi des bipoutres mixtes)

Ces calculs de calibration sortent du domaine d'emploi des structures considérées

Des simplifications ont dû être faites pour obtenir un poids total de charpente sans effectuer l'intégralité des vérifications réglementaires exigées par les Eurocodes et notamment les justifications au déversement des poutres. Le caractère acceptable de ces simplifications a toutefois été validé par trois études détaillées effectuées sur les solutions OM2, OM3 et OM6 par trois ingénieurs des CETE de Rouen et Bordeaux et du Sétra, qui ont trouvé des tonnages équivalents à ceux obtenus avec la méthode simplifiée.

	OM1	OM2	OM3	OM4	OM5	OM6	OM7	OM8	OM9	OM10
X portée (en m)	30	60	90	120	60	90	120	60	90	120
h hauteur poutre	1257	2143	3214	4286	2607	3910	5214	2792	4188	5585
b semelle inf	800	1030	1270	1510	1270	1510	1750	1351	1607	1862
t_{max} semelles	80	103	127	151	127	151	175	135	151	186
t_{min} semelle inf	45	45	50	55	50	55	60	50	55	60
t_{min} semelle sup	25	28	32	35	28	32	35	28	32	35
t_{min} âme	18	18	18	18	20	20	20	21	21	21
t_{max} âme	24	22	22	22	30	32	32	28	28	28

Tableau des principales dimensions adoptées ou obtenues en mm

Note 2 : le tableau ci-dessus fait apparaître des épaisseurs de semelles parfois très importantes (de 150 à 186 mm). Ces épaisseurs sont des épaisseurs théoriques qui ne servent qu'à déterminer un tonnage de charpente. Dans la pratique, elles sont difficilement réalisables, très coûteuses et déconseillées car pouvant nécessiter l'utilisation de semelles additionnelles.

Pour ce dimensionnement, nous avons retenu les principales hypothèses suivantes :

- il n'est prévu aucune dénivellation d'appui ;
- pour les ouvrages de 12 m de largeur et de portée supérieure ou égale à 60 m, on a adopté un élancement égal au vingt-huitième de la portée déterminante ;
- les semelles supérieures et inférieures ont la même épaisseur près des piles ; compte tenu de l'absence d'instabilité élastique en fibre supérieure (présence de la dalle) et de la participation des aciers passifs de la dalle, il en résulte qu'on peut adopter des largeurs de semelles supérieures plus faibles (d'au moins 10 cm pour les ouvrages dont la largeur est voisine de 10 m et d'au moins 20 cm pour les ouvrages dont la largeur est voisine de 20 m) ;

- pour tous les ouvrages, un rapport de 10 entre la largeur de la membrure inférieure et son épaisseur sur appui ;
- pour une portée donnée, l'augmentation de la largeur totale du tablier et donc celle du moment sur appui est reprise par trois accroissements : la hauteur de la poutre, la largeur de la semelle et son épaisseur.

Analyse des hypothèses retenues et résultats obtenus

Les formules donnant la largeur de la semelle inférieure et le tonnage d'acier de charpente ont été ajustées à partir des 10 calculs OM3 précédemment décrits.

Pour une section transversale donnée, on constate, qu'à l'ELU, le moment sur appui est parfaitement proportionnel au carré de la portée. Le poids de la charpente croît plus vite que le carré de la portée, tandis que l'effet de la charge TS croît moins vite, mais on note que le cumul de toutes les charges croît comme le carré de la portée avec une précision excellente puisque inférieure à un pour cent.

Du fait de la constatation précédente, il en résulte que lorsque la hauteur de la poutre varie proportionnellement à la portée, la section de la semelle inférieure sur appui varie aussi proportionnellement à la portée. Pour le calibrage, nous avons choisi de faire varier chacune de ses dimensions avec la racine carrée de cette portée. De même, la hauteur de l'âme varie proportionnellement à la portée et le maintien de l'épaisseur de l'âme conduit à la conservation de la contrainte de cisaillement sur appui.

Il en résulte aussi que, sur appui, la section de la poutre et donc la quantité de matière par mètre linéaire varient aussi linéairement avec la portée. Mais du fait de la prise en compte de la réduction de la limite élastique avec l'augmentation de l'épaisseur des tôles (grandes travées) et de la prise en compte de la fatigue (petites travées), la loi d'augmentation de la quantité de matière présente une légère courbure aux deux extrémités. Nous avons donc proposé des formules d'estimation du poids d'acier de charpente incluant une puissance 1,2. Les formules ci-dessous montrent la décomposition de la formule globale donnée dans le guide Ponts Mixtes.

Pour les poutres :

- Ouvrages à entretoises : $50 + 0,9 X^{1,2} (1,34 - LT/40)$ en kg/m²
- Ouvrages à pièces de pont : $50 + 0,9 X^{1,2} (1,43 - LT/30)$ en kg/m²

Pour les éléments transversaux et les raidisseurs :

- Ouvrages à entretoises : $13 + 0,25 X$ en kg/m²
- Ouvrages à pièces de pont : $15 + 2 LT + 0,22 X$ en kg/m²

Cette estimation comprend une provision pour des raidisseurs longitudinaux, sur la moitié de la longueur pour les plus grandes travées (120 m) et une quantité moindre pour les portées intermédiaires. Ces raidisseurs évitent un épaississement de l'âme.

De la hauteur des poutres

Nous pourrions avoir intérêt à retenir des poutres un peu moins élancées que celles proposées dans le guide en remplaçant, dans la formule donnant la hauteur, le terme « $X / 28$ » par « $0,25 + X / 30$ », tout en conservant le même tonnage d'acier et les mêmes largeurs de semelles. Les raisons en sont les suivantes :

- le dimensionnement en fatigue des petites portées nécessite une augmentation d'épaisseur des semelles pour une hauteur donnée. L'alternative est alors d'augmenter la hauteur de la poutre ;

- pour les moyennes portées, l'économie globale du projet conduit à épaissir l'âme afin d'éviter son raidissage longitudinal. Le gain d'acier résultant de l'augmentation de la hauteur de la poutre est affecté à cette augmentation d'épaisseur ;
- pour les grandes portées (à partir de 105 m), la nouvelle formule donne la même hauteur de poutre que la précédente, car l'âme est toujours raidie.

Évidemment, dans les deux premiers cas, l'hypothèse selon laquelle l'épaisseur de la semelle inférieure égale au 1/10 de sa largeur est légèrement remise en cause.

Sur les semelles et les âmes

Pour les portées supérieures ou égales à 60 m, les épaisseurs des semelles déduites des calculs OM3 sont environ :

- pour la semelle supérieure : $20 + X / 8$ mm,
- pour la semelle inférieure :
 - $35 + X / 6$ mm pour une largeur de 12 m,
 - $40 + X / 6$ mm pour la largeur de 21,6 m.

Ces épaisseurs qui ne figurent pas dans le guide sont fournies à titre indicatif. En effet, d'une part, pour les ouvrages modestes, la position de la voie lente a une grande influence sur l'épaisseur minimale de la semelle inférieure : pour la portée de 30 m, les vérifications à la fatigue (avec bande d'arrêt d'urgence de 2 m) ont conduit à augmenter la hauteur des poutres et à donner une épaisseur minimale de 45 mm à la semelle inférieure. D'autre part, le phasage de bétonnage de la dalle et le poids des matériels utilisés influencent l'épaisseur minimale de la semelle supérieure. Un contrôle sur trois ouvrages, nous a permis de vérifier qu'avec une cinématique de construction courante, la prise en compte de ces actions était compatible avec le dimensionnement retenu.

Près de l'appui, les variations des épaisseurs de la semelle inférieure enveloppent un triangle ayant pour base $0,2 X$ et pour hauteur l'épaisseur de la semelle sur appui (figure 2) lorsque les travées de part et d'autre sont équilibrées. Cette constatation est fort utile pour préparer la répartition de matière en l'absence de dénivellations d'appuis. Les ouvrages étudiés comportaient respectivement 1, 2, 3 puis 4 épaississements des semelles, situés dans une même section tous les 4,5 ou 5 m, pour les portées de 30, 60, 90 et 120 m.

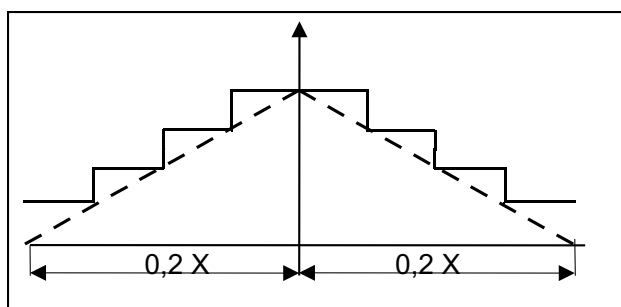


Figure 2 : principe d'arrêts des tôles des semelles inférieures sur appuis

Ces variations rapprochées ne sont pas économiques ni recommandées pour des raisons de fatigue. Les calculs correspondent plutôt à l'utilisés de tôles profilées en long.

On constate que l'épaisseur des âmes varie d'environ :

- 16 - 18 mm en travée à 22 - 24 mm sur appui, pour une largeur de 12 m,
- 20 mm en travée à 30 - 32 mm sur appui, pour une largeur de 21,6 m.

Ces valeurs sont fournies à titre indicatif car elles dépendent du raidissage mis en place.

Après ce premier prédimensionnement, l'optimisation de la répartition des matières se poursuit de façon itérative au moyen de calculs électroniques, en fonction de la coupe transversale réelle et des différentes longueurs des travées. Dans un premier temps, pour la semelle inférieure, il semble raisonnable de conserver une marge d'environ 10 % près des appuis et surtout au droit des changements d'épaisseur pour prendre en compte le déversement transversal de la semelle inférieure et la concomitance moment fléchissant/effort tranchant. La quantité de matière estimée ne doit pas être fortement majorée sans justifications. En effet, avec les cinématiques de construction courantes, l'optimisation nous a permis de respecter la quantité prévue sur tous les cas étudiés.

De la portée déterminante

Nous allons ci-après commenter le choix de la formule proposée pour estimer la portée déterminante X . La consommation d'acier étant plus importante sur appuis, cela nous a conduit à privilégier le moment sur appui dans le choix de X . En effet, sur appuis, les épaisseurs des semelles sont plus importantes qu'en travée (pour les grandes travées : environ trois fois plus pour la semelle inférieure et beaucoup plus pour la semelle supérieure du fait de la participation de la dalle en travée).

D'abord, nous considérons un ouvrage de section constante comprenant une grande travée de longueur l encadrée de part et d'autre par un nombre infini de travées de portée l_1 ($l_1 = \alpha l$).

Du fait de la symétrie, il suffit d'écrire une fois l'équation des trois moments :

$$b_i M_{i-1} + (c_i + \alpha_{i+1}) M_i + b_{i+1} M_{i+1} = - p(l^3 + l_1^3) / 24EI$$

Après avoir constaté : $M_i = M_{i+1} = - p l_1^2 / 12 + Y$ et $M_{i-1} = - p l_1^2 / 12 - \varphi Y$

avec $\varphi = 2 - \sqrt{3}$, on déduit

$$\frac{l_1}{6} \left(- p \frac{l_1^2}{12} - \varphi Y \right) \left(\frac{l_1}{3} + \frac{l}{3} + \frac{l}{6} \right) \left(- p \frac{l_1^2}{12} + Y \right) = - \frac{p}{24} (l^3 + l_1^3)$$

$$Y \left(\frac{1}{2} + \alpha \left(\frac{1}{3} - \frac{\varphi}{6} \right) \right) = - p \frac{l^2}{12} \left(\frac{1 - \alpha^2}{2} \right)$$

$$Y = - p \frac{l^2}{12} \left(\frac{1 - \alpha^2}{1 + \alpha / \sqrt{3}} \right)$$

$$M = - p \frac{l^2}{12} \left(\alpha + \frac{1 - \alpha^2}{1 + \alpha / \sqrt{3}} \right) = - p \frac{l^2}{12} \left(\frac{1 + \alpha^3 / \sqrt{3}}{1 + \alpha / \sqrt{3}} \right)$$

La portée équivalente X à celle d'une poutre à n travées égales est donc fournie par la relation

$$X^2 = l^2 \left(\frac{1 + \alpha^3 / \sqrt{3}}{1 + \alpha / \sqrt{3}} \right) = (k l)^2.$$

balancement α	1,0	0,9	0,8	0,7	0,6	0,5	0,4
k	1,0	0,9670	0,9414	0,9236	0,9140	0,9121	0,9177
Formule du guide $(2 + \alpha) / 3$	1,0	0,966	0,933	0,900	0,866	0,833	0,800
Nouvelle formule $(3 + \alpha) / 4$	1,0	0,975	0,950	0,925	0,90	0,875	0,85

Le tableau ci-dessus montre que la formule du guide conduit à une sous-estimation de la portée déterminante lorsque les travées sont très inégales. Nous proposons alors de retenir, lorsque

les longueurs des travées varient fortement ($\alpha < 0,8$), la formule $X = (3I_i + I_{i\pm 1})/4 \geq 0,91I_i$, qui approche mieux la valeur théorique. Mais dans ce cas, le choix de poutres à hauteur variable est souvent préférable. Un calcul analogue montre que la formule précédente s'applique encore sur la première pile, si on majore de 25% la longueur de la travée de rive.

Du balancement des travées

Il est possible de réduire la portée équivalente X en réalisant, ce qui a pour effet de le moment négatif sur appui. En présence d'une travée de rive longue ($> 0,85 l$) une dénivellation d'appui sur culée permet de réduire le moment négatif sur la pile. Elle conduit donc à une réduction de la portée équivalente X en ce qui concerne son effet mécanique (la section sur appui), d'où une plus grande homogénéité des sections des tôles, mais elle ne permet guère de réduire la quantité de d'acier car le métal économisé sur cet appui est disposé dans les travées voisines.

Il convient aussi de rappeler que dans le cas d'un ouvrage de section constante, la longueur de la travée de rive αl qui fournit le même moment sur la première pile que sur les piles suivantes est fourni par la relation $\rho \frac{(\alpha l)^2}{8} = \rho \frac{l^2}{12}$ soit $\alpha = \sqrt{2/3} = 0,8165$.

Du fait de la prise en compte du retrait du béton, on peut démontrer que le balancement optimal est voisin de 0,80 pour les ouvrages mixtes⁽¹⁾. C'est la raison pour laquelle, dans tous les calculs, nous avons choisi ce rapport de 0,8 et nous avons ensuite pu constater que le moment ultime sur la pile centrale était égal, voire légèrement inférieur aux moments sur les piles de rive, ce qui démontre le caractère optimum de ce choix.

Un fort déséquilibre des travées avec présence d'une grande travée conduit à épaissir localement les semelles au milieu de cette travée en raison de la flexion maximale, et les dans les travées voisines en raison des sollicitations de fatigue limitent la réduction d'épaisseur dans les travées voisines. Par contre, lorsque les travées sont bien équilibrées, la section de clé est en général conservée sans réduction jusqu'aux sections renforcées sur les appuis, pour faciliter le lançage.

Lorsque les travées sont très inégales, pour des raisons esthétiques et pour optimiser la quantité de matière, il est conseillé de choisir des poutres de hauteur variable. Par exemple, on pourra choisir :

- une plus grande hauteur sur les deux appuis bordant la grande travée ;
- une plus grande hauteur sur un appui situé entre deux grandes travées ;
- une hauteur linéairement variable dans les travées de rive d'un ouvrage à trois travées avec des travées de rive courtes. La hauteur constante dans la travée centrale rendra efficaces les dénivellations d'appuis.

La variation de hauteur des poutres qui n'est pas envisagée dans cette étude permet d'atténuer les variations d'épaisseur des semelles et de l'âme. La variation de hauteur des poutres peut conduire à accroître la hauteur moyenne des poutres $((h_{\text{appui}} + h_{\text{travée}})/2)$ et à réduire la quantité de matière, voire les largeurs des semelles ; mais au niveau du prédimensionnement on peut admettre que ces quantités ne sont pas affectées par la variation de hauteur.

Revenons sur les poutres à hauteur constante, le déséquilibre des longueurs des travées de part et d'autre d'un appui conduit à réduire plus rapidement les épaisseurs des semelles du côté de la plus grande travée car cette réduction est proportionnelle à la variation de moment de flexion, donc à l'effort tranchant. Il convient au moins de permuter les longueurs des travées par exemple prévoir $0,2 I_{i\pm 1}$ sur la travée de portée I_i et $0,2 I_i$ sur la travée de portée $I_{i\pm 1}$ (figure 3).

¹ A noter que pour les ouvrages en béton précontraint, du fait du moment hyperstatique de précontrainte, le balancement optimal vaut plutôt 0,85, voire 0,90 lorsque le centre de gravité de la section est assez haut.



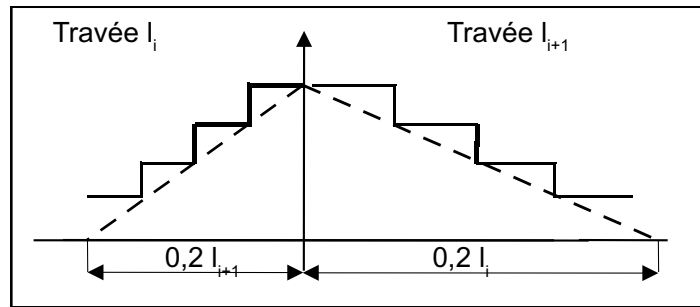


Figure 3 : effet du déséquilibre des travées sur les arrêts des tôles des semelles inférieures

Dans tous les cas, pour estimer les quantités de matière, il convient de partager l'ouvrage en sous-ensembles de même portée déterminante, par exemple la grande travée et les travées voisines d'une part et les autres travées d'autre part.

De la hauteur des poutres et du mètre

Des discontinuités dans le découpage des tôles apparaissent lorsque la portée varie de façon continue : nombre d'épaississements des semelles sur appuis, ainsi que la présence ou non de raidisseurs d'âme. Le tonnage d'acier indiqué suppose un découpage suffisamment fin de la structure, mais l'augmentation du nombre des soudures génère un coût. Pour les portées légèrement inférieures à celles étudiées, le découpage moins fin de la structure peut alors conduire à un léger supplément de matière. L'augmentation du nombre des travées, qui accroît le rapport nombre d'appuis intermédiaires sur le nombre des travées, peut aussi conduire à un supplément de matière.

Les âmes ne représentent qu'environ 30 % de l'acier des poutres, un accroissement de la hauteur des poutres conduit donc souvent à une réduction du tonnage d'acier du fait de la réduction des sections des semelles qu'elle permet, surtout en présence d'un grand nombre de travées ayant la portée déterminante X . Pour les portées inférieures à 60 m, dimensionnées par la fatigue, il a été jugé préférable d'augmenter la hauteur des poutres pour éviter des semelles de section trop importante. Une légère augmentation de la hauteur des poutres, peut être envisagée dans tous les cas, mais elle semble plus intéressante pour les portées intermédiaires. Par exemple la formule unique $0,25 + X/30$ au lieu de $X/28$ permet de conserver la même hauteur pour les petites portées (30 m) et pour les grandes portées (105 m), la majoration de hauteur est alors au maximum de 5 %, pour la portée de 60 m.

De la taille des entretoises

Pour estimer les poids d'acier de charpente, il était nécessaire de choisir la taille des entretoises. L'utilité principale des entretoises étant d'éviter le déversement des poutres pendant le lançage et près des appuis en service, nous avons choisi ce dernier critère pour prédimensionner les entretoises.

Nous considérons une semelle inférieure de largeur b et d'épaisseur t , qui supporte un effort normal $F_u = \sigma_u b t$ maximum, donc σ_u est voisin de la limite d'élasticité de l'acier par exemple $\sigma_u = 0,9 f_y$. La stabilité de cette semelle est assurée par des entretoises distantes de a qui se comportent comme des appuis élastiques de rigidité C_d . La formule d'Engesser fournit la force critique de flambement :

$$N_{cr} = 2 \sqrt{E c} \quad \text{avec} \quad c = \frac{C_d}{a}$$

On choisit $N_{cr} = k F_u$ (avec k constant de l'ordre de 10 au moins).

Pour obtenir un dimensionnement homogène, il convient de conserver une valeur constante pour k lorsque la portée de l'ouvrage varie. On note que le fait de ne pas avoir pris en compte le tiers

de la partie comprimée de l'âme pour le calcul de la force F_u revient à réduire la valeur de k pour une valeur de N_{cr} donnée.

La résolution des équations précédentes conduit à :

$$N_{cr} = 2\sqrt{EI} c = 2\sqrt{E \frac{tb^3}{12}} c = kF_u = k\sigma_u bt$$

$$C_d = \frac{3k^2}{E} \alpha \sigma_u^2 \frac{t}{b}$$

Lorsque la distance a entre les cadres est fixée, la rigidité de ces cadres est indépendante de b et t mais dépend seulement du rapport b/t et de la nuance de l'acier par l'intermédiaire de σ_u . Dans la section sur appui, nous avons choisi dans tous les cas $b/t = 10$, donc lorsqu'on se limite à l'acier S355, on peut admettre que C_d est indépendant de b et t .

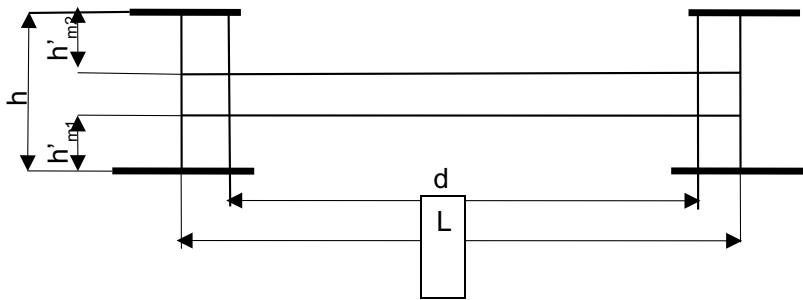


Figure n° 3 : coupe transversale

On suppose que l'entretoise est située à mi-hauteur de la poutre de hauteur h et que la distance entre les deux montants vaut d . En reprenant les notations du guide méthodologique « Calculs des ponts mixtes selon les Eurocodes 3 et 4 », les distances au-dessus et au-dessous des entretoises sont alors égales et valent $h'_{m1} = h'_{m2} = h'$, et les inerties de l'entretoise et des montants valent I_e et I_m .

Pour le calcul de la souplesse ($\delta_1 = 1/C_d$) on néglige les déformées d'effort tranchant :

$$\delta_1 = \frac{h^3}{3EI_m} + \frac{1}{3} \frac{d}{2} \frac{h^2}{EI_e} + \frac{h^3}{3EI_m}$$

$$\delta_1 = \frac{h^2}{3EI_m} \left(2h' + \frac{d}{2} \left(\frac{h}{h'} \right)^2 \frac{I_m}{I_e} \right)$$

$$\delta_1 = \frac{2h^2}{3EI_m} (h' + \alpha d) \text{ avec } \alpha = \left(\frac{h}{h'} \right)^2 \frac{I_m}{4I_e}$$

I_m est inférieur à I_e mais du même ordre de grandeur, h/h' est supérieur à 2 donc α est voisin de 1. Le second terme est le seul terme qui fait intervenir l'inertie de l'entretoise ; d'autre part, ce terme est toujours prépondérant par rapport au premier, même lorsque les poutres deviennent hautes. Ceci nous a conduit à admettre l'approximation suivante :

$$\delta_1 = \frac{1}{3} \frac{d}{2} \frac{h^2}{EI_e} \text{ qui conduit à } I_e \cong \frac{1}{2} \left(\frac{k\sigma_u}{E} \right)^2 \frac{t}{b} a d h^2$$

Donc, pour α donné, on peut admettre que I_e est proportionnel à $L h^2$ car d est voisin de L .

Lorsque les poutres deviennent hautes, il convient de s'assurer que l'inertie des montants verticaux reste au moins du même ordre de grandeur que celle de l'entretoise pour que les termes correspondants ne deviennent pas trop importants et donc pouvoir conserver l'approximation précédente.

D'autre part, on constate que l'inertie du profilé varie comme le cube de sa hauteur, un peu plus vite pour les IPE et un peu plus lentement pour les HEA.

Si on admet que le dimensionnement choisi dans le guide sur les Eurocodes 3 et 4 est optimum, cela nous conduit à retenir pour la hauteur h_e du profilé :

IPE $h_e = 0,160 \sqrt[3]{L h^2}$ en m (attention aux notations : le premier h est la hauteur du profilé)

HEA $h_e = 0,140 \sqrt[3]{L h^2}$ en m. (attention aux notations : le premier h est la hauteur du profilé)

En général, pour assurer la stabilité en service, les entretoises de part et d'autre de l'appui sont renforcées et les entretoises courantes sont alors dimensionnées par le lançage. Le calcul ci-dessus perd son intérêt, cependant la loi de variation obtenue peut être conservée. Il ne convient pas d'accorder une plus grande importance à ce calcul dont le seul but était d'obtenir une loi de variation pour estimer la quantité de matière. L'ordre de grandeur des modules des entretoises semble conforme à la pratique courante, par contre avec des poutres en acier S460, il convient d'augmenter ces modules.

Quelques remarques sur les ponts à entretoises

En partie courante, il semble conseillé de placer l'entretoise à mi-hauteur des poutres pour améliorer la stabilité au lançage. Le contrôle de la stabilité au vent conduit alors à éviter de rester en appui sur une zone de faible section lorsque le porte à faux est important. Pour les grandes portées une travée de rive trop courte conduit à un avant bec plus long et accroît les difficultés de lançage.

Par contre, en service, l'onde du premier mode de déversement, qui est un mode antisymétrique du fait de la forte inertie de l'entretoise sur appui, règne sur environ le cinquième de la travée ce qui est homogène avec la décroissance proposée pour l'épaisseur des semelles. Il est donc fortement intéressant d'augmenter la rigidité du premier cadre d'entretoisement après l'appui, par exemple en augmentant la hauteur de l'entretoise, jusqu'à 30 % vers le bas pour conserver la même face supérieure, mais aussi en épaississant d'environ 50 % la semelle du montant en T. L'ajout de puissants goussets aux nœuds de jonction peut aussi être envisagé. Un abaissement de l'entretoise à proximité de l'appui est favorable. La position optimale dépend de la rigidité de la dalle, qui est négligée dans le guide, par exemple entre $h/3$ et $0,4h$.

Cette entretoise renforcée sera disposée si possible au sommet de l'onde de flambement (environ au dixième de la travée). Pour les grandes portées, il peut être intéressant de prévoir une seconde entretoise renforcée après l'appui. D'autre part, il convient d'éviter de placer une entretoise immédiatement après le premier épaississement, pour ne pas réduire la classe de fatigue de la semelle supérieure au début de sa zone d'épaisseur minimale.

La formule d'Engesser a permis d'obtenir une loi de variation pour les entretoises, mais pour un ouvrage réel, il convient soit d'effectuer un vrai calcul au second ordre, soit de déterminer les premiers modes au moyen d'un modèle linéaire car aucune des conditions d'emploi de cette formule n'est respectée :

- l'effort normal n'est pas constant mais varie linéairement,
- la section n'est pas constante mais varie par paliers,
- en général, une seule entretoise se trouve effectivement dans la zone concernée.

Pour les ouvrages à pièces de pont, la seconde pièce de pont est plus efficace que la première, ce qui conduit à renforcer deux pièces de pont de part et d'autre de l'appui. Mais dans ce cas, le problème du déversement est moins contraignant car les pièces de pont sont en général dimensionnées par le moment de console et l'ajout d'un simple gousset devient suffisant, le lecteur pourra se reporter aux articles sur le pont d'Avignon (BOA n° 62 et 63).

Nous n'avons envisagé que le cas des ponts droits ; pour les ponts courbes, l'entretoise devra reprendre la discontinuité du moment de torsion qui est le produit du moment fléchissant par la portée angulaire entre deux entretoises. Pour réduire les flexions dans la membrure inférieure, il est alors avantageux de rapprocher les entretoises.

Épaisseur de la dalle

Ouvrages à pièces de pont

La distance α entre les pièces de pont est habituellement voisine de 4 m. Pour cette distance, l'épaisseur courante de 0,24 m peut être conservée, c'est la valeur que nous avons utilisée dans les calculs, mais une épaisseur de 0,25 m est conseillée lorsque l'enrobage des aciers longitudinaux est augmenté (comme précisé précédemment).

Ouvrage à entretoises

Pour une dalle en béton armé, l'épaisseur proposée est (en m) :

- sur les poutres, en fonction de la portée L_1 de la partie en encorbellement :

$$h_{d1} = 0,13 + \frac{L_1}{13} = 0,13 + \frac{LT - L}{26} \text{ pour un ratio de ferrailage de } 0,7 \text{ \% ;}$$

- au milieu de la dalle, en fonction de la distance L entre les poutres :

$$h_{d2} = 0,12 + \frac{L}{50} \text{ pour un ratio de ferrailage de } 1 \text{ \% .}$$

Pour les formules ci-dessus, attention à utiliser les mêmes notations que dans le tableau de formules. Pour un ratio de ferrailage transversal différent, la hauteur est pondérée par le rapport $\sqrt{r_0/r}$, par exemple $h_{d2} = 0,12 + \frac{L}{43}$ au milieu de la dalle pour un ratio de 0,8 %. Les ratios choisis (0,7 % et 1 %) permettent d'obtenir sensiblement les mêmes sections d'acier en fibre supérieure sur les poutres et en fibre inférieure entre les poutres pour $L1 = 0,4 L$.

Ces épaisseurs ont été obtenues avec les hypothèses enveloppes suivantes :

- charges de l'EC1 en classe 2 (LM1 abaques de S. Brisard, dans le BOA n°54) avec réservation d'une bande de 0,65 m en rive pour la longrine de BN4 ;
- rapport des portées transversales 0,4 – 1 – 0,4 ($L1 = 0,4 L$)
- épaisseur de la dalle :
 - en rive, variation linéaire avec 0,24 m à l'about,
 - entre les poutres, goussets linéaires sur le quart de la portée de chaque coté ;
- superstructures
 - $24 \times 0,11 \times 1,4 = 3,7 \text{ kN/m}^2$ sur la largeur chargeable
 - Pour la BN4, la longrine, et la corniche caniveau : 9 kN/m à 0,2 m du bord pour le moment de console et 5 kN/m à 0,3 m du bord pour le moment au centre ;
- Calcul à l'ELU, aciers B500B, béton C35/45,
 - bras de levier du couple élastique : $z = 0,9 d$ (0,88 pour 1% d'acier, pivot B)
 - enrobage des aciers supérieurs 3 cm : $d = 0,95 h - 0,03$ sur les poutres
 - enrobage des aciers inférieurs 3,5 cm : $d = 0,95 h - 0,035$ pour le moment au centre.

Pour les grandes largeurs on a admis que la précontrainte transversale permet de réduire les épaisseurs d'environ 10 %.

Conclusion

Nous espérons que cette présentation des études à la base des formules de prédimensionnement proposées dans le guide pont mixte permettra de les appliquer avec plus de discernement et de les adapter plus facilement à chaque ouvrage. Car un ouvrage d'art est toujours un exemplaire unique qui nécessite une analyse spécifique, c'est l'art du concepteur.

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 46 11 32 78

Jean-Claude HIPPOLYTE
Sétra/CTOA/DM
Tél. : 01 46 11 33 57

Thierry KRETZ
Sétra/CTOA
Tél. : 01 46 11 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 46 11 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 : **BOA66**

*Couverture - crédit photos : CETE ; DDE 973 (Sétra) ;
vignettes : Fernando Dias (Sétra), CETE Méditerranée - Sétra, Gérard Forquet (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
© 2011 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.*



**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**

