

Ouvrages d'art



SOMMAIRE

Bulletin du Centre
des Techniques d'Ouvrages d'Art

OUVRAGES MARQUANTS

Reconstruction du pont sur la rivière Saint-Etienne

Choix de conception durables

Jean-Christophe Carlès, *CETE Méditerranée*

☛ P. 2

RÈGLEMENTATION, CALCULS

Durée de vie des ouvrages en béton : les apports du projet APLET

Christian Cremona, *Sétra*

☛ P. 16

TECHNIQUES PARTICULIÈRES

Renforcement par matériaux composites de poteaux en béton armé soumis à des solllicitations de type sismique

Raphaëlle SADONE, *CETE de Lyon*

Marc QUIERTANT, *IFSTTAR*

François TOUTLEMONDE, *IFSTTAR*

Emmanuel FERRIER, *Université Lyon 1*

☛ P. 30

INFORMATIONS BRÈVES

Nouvelle version du logiciel Mur 2.0

Aurore BRACH, *Sétra*

☛ P. 38

Nouvelle version du logiciel Carpe 2.0

Aurore BRACH, *Sétra*

☛ P. 40

LE KIOSQUE DU SÉTRA

Les dernières publications Ouvrages d'art

☛ P. 42

Directeur de la publication › Eric LE GUERN

Comité éditorial › Christian CREMONA (Sétra) - tél. : 01 60 52 32 56, Thierry KRETZ (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 81 29, Jean-Christophe CARLÈS (CETE Méditerranée) - tél. : 04 42 24 76 86, Benoît PORTIER (DIR Méditerranée) - tél. : 04 88 44 53 82, Bruno GODART (IFSTTAR) - tél. : 01 81 66 83 32, Gaël BONDONET (Sétra) - tél. : 01 60 52 32 81, Pierre PAILLUSEAU (CETE Sud-Ouest) - tél. : 05 56 70 67 03, Emmanuel BOUCHON, (Sétra) - tél. : 01 60 52 32 80, Jean-François BARTHÉLEMY (Sétra) - tél. : 01 60 52 30 27, Pierre De LACLOS (DIR CETE de l'Est) - tél. : 04 69 16 63 30 **Rédacteur en chef** › Antony Hervy (Sétra) - tél. : 01 60 52 30 31

Mise en page › Pascale Varache (Sétra)

Reconstruction du pont sur la rivière Saint-Etienne

Choix de conception durables

Jean-Christophe Carlès - CETE Méditerranée

Objet de l'article

Le 26 février 2007, le pont aval de la RN1 enjambant la rivière Saint-Étienne (île de la Réunion) s'est effondré lors du passage du cyclone Gamède (voir figure et photo n°1). Les services de la Direction Départementale de l'Équipement de la Réunion chargés de la reconstruction de l'ouvrage – services aujourd'hui transférés au conseil régional dans le cadre de la décentralisation – ont alors sollicité le CETE Méditerranée et le Séttra pour établir en urgence les études de projet et les assister dans le suivi de la réalisation du nouvel ouvrage.

Fortement marqués par l'épisode cyclonique ayant entraîné l'effondrement de l'ancien pont, les équipes de maîtrise d'œuvre et de conception ont fait le choix de concevoir le nouvel ouvrage en le dimensionnant aux eurocodes. Car le nouveau référentiel européen intègre en effet les dernières avancées scientifiques en matière de connaissance des actions, du comportement de matériaux, et des principes d'analyse de risques et de robustesse.

L'équipe a alors procédé à une analyse et une hiérarchisation de tous les aléas susceptibles de menacer la construction ou la durabilité du futur ouvrage : séismes, vents cycloniques, aléas hydrauliques... L'objet de cet article est de présenter ces aléas ainsi que les grands choix de conception de l'ouvrage qui en ont résulté. L'effet cumulé de l'abaissement du lit de la rivière et de la poussée du courant, a conduit notamment, à retenir des fondations quasi-circulaires, de conception très spécifique et particulièrement profondes, à limiter le nombre d'appuis rivière ainsi qu'à protéger la culée implantée en rive gauche par une large enceinte de parois moulées ancrées (voir paragraphe « La conception des appuis et des fondations », page 12).

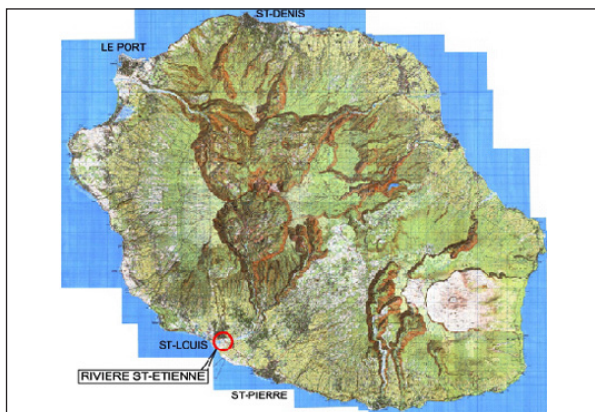


Figure 1 : plan de situation

Source : IGN



Photo 1 : l'ouvrage effondré

Source : DDE de la Réunion

Le contexte

L'effondrement du pont aval

Lors du passage du cyclone Gamède du 20 février 2007, le pont aval sur la rivière Saint-Étienne s'est effondré sur toute sa longueur, soit environ 520 mètres (voir photo 2). Ce pont assurait la circulation dans le sens Saint-Louis – Saint-Pierre sur deux voies avec un trafic journalier de l'ordre de 27 000 véh/jour.



Photo 2 : l'ouvrage aval effondré

Source : DDE de la Réunion

Les deux ouvrages, amont et aval, présentaient des morphologies quelque peu différentes :

- l'ouvrage amont, qui a pu rapidement être réouvert à la circulation après le passage du cyclone, est un pont caisson en béton précontraint à travées indépendantes (voir photo 3). Construit en 1977 sur des piles datant de 1937-1938 fondées superficiellement sur les alluvions de la rivière. Ces matériaux en dépit de leur caractère affouillable, présentent de bonnes caractéristiques mécaniques.



Photo 3 : l'ouvrage amont

Source : DDE de la Réunion

- l'ouvrage aval qui s'est effondré était un pont caisson en béton précontraint construit par poussage en 1992-1993 sur les anciennes piles du pont des Chemins de Fer réunionnais, réalisées entre 1879 et 1882, elles aussi fondées superficiellement. (voir photo 4 et figure 2)

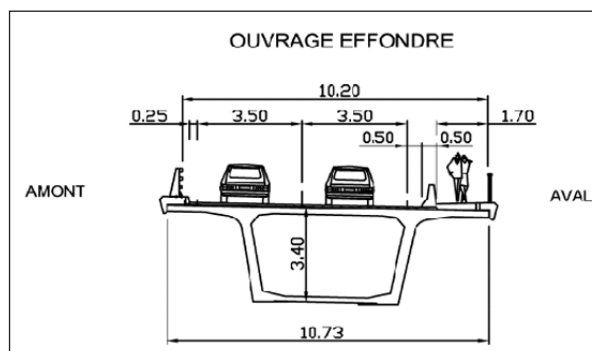


Photo 4 et Figure 2 : l'ouvrage aval effondré

Source : DDE de la Réunion

L'effondrement de l'ouvrage aval est lié à un affouillement de sa pile P4 (voir figure 10, page 9) lors des épisodes de crues particulièrement violents qui ont accompagné le passage du cyclone (voir photos 5 et 6). Il est consécutif d'une grande vulnérabilité de ses appuis, tous fondés superficiellement et à un manque de robustesse générale du tablier : la chute de la pile a entraîné l'effondrement des deux travées supportées, la rupture des câbles de précontrainte et l'effondrement en cascade de toutes les travées. La pile effondrée n'a pas été retrouvée, sans doute brisée et emportée par les flots jusqu'à l'embouchure proche !



Photos 5 et 6 : Affouillements des appuis

Source : DDE de la Réunion

Quelques jours après l'effondrement, une mission d'expertise conjointe Sétra/CETE Méditerranée menée sur le pont amont resté en place a permis de le remettre en service avec une exploitation à double sens. Dans les mois qui ont suivi, la construction de deux voies de circulation supplémentaires sur un radier busé fusible construit dans le lit de la rivière, à l'aval de l'ouvrage effondré, a permis de retrouver provisoirement une capacité d'écoulement du trafic. Les travaux de démolition et d'évacuation du pont effondré ont ensuite permis de supprimer le danger que constituaient pour le pont amont, les débris du pont aval, en créant potentiellement un obstacle à l'écoulement des crues. Le sol de fondation des appuis intermédiaires du pont amont a ensuite été renforcé par jet grouting afin de supprimer le caractère affouillable des alluvions sous les appuis.



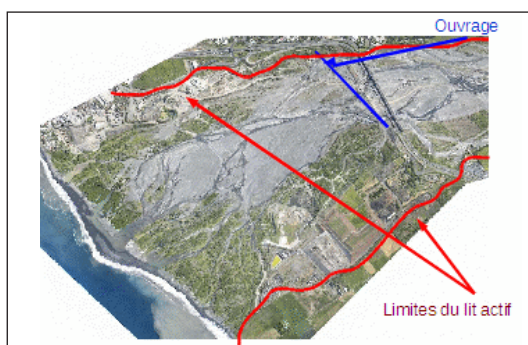
Photo 7 : Radier en cours de construction

Source : DDE de la Réunion

La brèche

Les ouvrages de franchissement permettent à la RN1 de relier la commune de Saint-Louis en rive droite à celle de Saint-Pierre en rive gauche. La rivière Saint-Étienne connaît de violents épisodes de crues notamment lors des passages des cyclones ; elle présente en période d'étiage plusieurs chenaux fluctuants au rythme des crues cycloniques. Le lit mineur actif est délimité en rive droite par une ancienne protection de berge. Il peut s'étendre

en revanche en rive gauche bien au delà de la limite des remblais actuels de la RN1 et de la zone d'implantation des culées des ouvrages existants (pont amont en service et pont aval démoli). (voir orthophoto 8)



Orthophoto 8 : Le lit actif de la rivière Saint-Etienne

Source : DDE de la Réunion - CETE Méditerranée

Les objectifs fonctionnels de l'ouvrage à reconstruire

Des objectifs d'amélioration d'une part de la fluidité du trafic, de la sécurité et du confort des usagers (vitesse aujourd'hui limitée à 60 km/h du fait d'un très faible rayon en plan du tracé routier côté Saint-Louis), et d'autre part d'intégration des modes doux, ont conduit la maîtrise d'ouvrage à décider de réaliser un nouveau pont supportant une chaussée à 2x2 voies, l'ouvrage amont assurant alors les déplacements des cyclistes et piétons dans les 2 sens, avec une voie de circulation consacrée à un éventuel TCSP (Transport en commun en site propre), ou à de la desserte locale.

Une implantation à l'aval du pont en service a été retenue. Elle présente l'avantage de pouvoir rectifier le tracé par l'allongement de l'ouvrage et d'améliorer ainsi le rayon de raccordement à la route nationale côté Saint-Louis. Le scénario arrêté consiste à réaliser un ouvrage d'environ 700 m de long pour une largeur utile de 20,10 m et une largeur totale de tablier de 21,40 m en section courante (voir figures 3 et 4). Le tablier retenu est, un bipoutre mixte à pièces de pont.

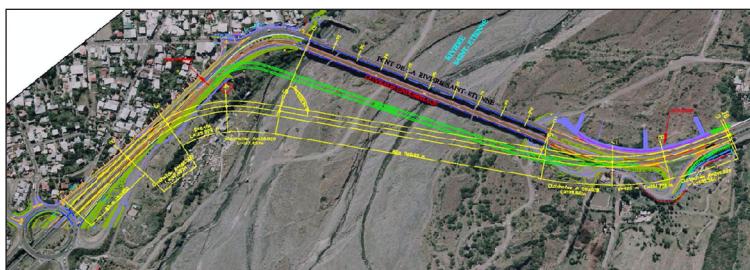


Figure 3 : Tracé de l'ouvrage à reconstruire

Source : DDE de la Réunion

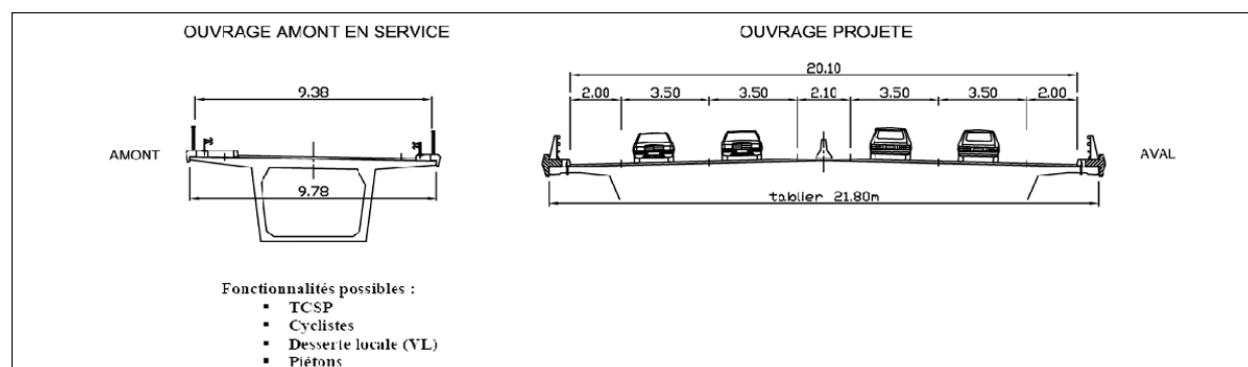


Figure 4 : Profils en travers de l'ouvrage amont et de l'ouvrage à reconstruire

Source : DDE de la Réunion

Les aléas

L'aléa sismique

L'île de la Réunion, à la date des études de projet était considérée comme de sismicité nulle. Le choix de l'équipe de conception a été d'anticiper la nouvelle réglementation sismique nationale parue en octobre 2010 (décrets relatifs à la prévention du risque sismique et à la définition des zones de sismicité) et en octobre 2011 (Arrêté d'application pour les ponts), en retenant une zone Z2 dite de faible sismicité en référence à la carte d'aléa sismique de la France publiée par le ministère de l'Écologie et du Développement Durable (voir figure 5). A également été pris en compte, en référence à l'eurocode 8, un coefficient d'importance d'ouvrage $\gamma_1 = 1,4$ correspondant à la catégorie la plus élevée pour les ponts. L'accélération de calcul AEd est ainsi de $0,98 \text{ m/s}^2$. La nature des sols de fondation, constitués principalement d'alluvions sur de très fortes épaisseurs conduit à majorer ensuite le spectre de réponse élastique en accélération d'un coefficient 1,35 (sols de catégorie B).

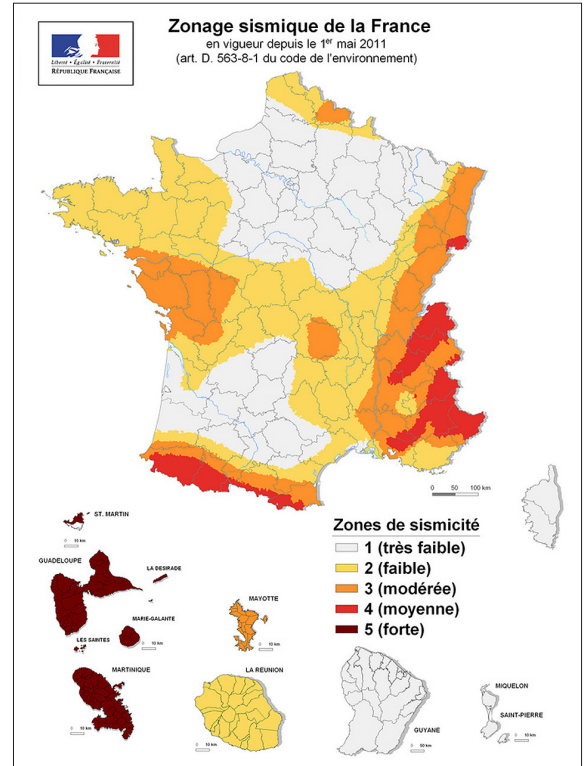


Figure 5 : Carte d'aléa sismique de la France
 Source : ministère de l'Écologie et du Développement Durable

La prise en compte de cet aléa sismique conduit bien sûr à adopter des dispositions constructives spécifiques. Mais, du fait de la structure du tablier retenue, du niveau d'accélération relativement faible, et surtout, de la prédominance des actions des autres phénomènes naturels, cet aléa ne s'est pas avéré dimensionnant.

L'aléa cyclonique

L'île de la Réunion est soumise à de violents cyclones tropicaux (voir photo 9). Ils se produisent principalement de janvier à mars. Il est d'usage de considérer pour des structures relativement rigides que les efforts de vent sont deux fois plus élevés que dans les régions non cycloniques. Les structures souples et plus vulnérables aux effets du vent nécessitent généralement un calcul dynamique. S'agissant du franchissement de la rivière Saint-Étienne, l'objectif assigné était de reconstruire au plus vite un ouvrage robuste et de morphologie classique. Pour cela, il a été considéré, en service, une pression de vent de 4000 N/m^2 ; les études de vent particulières réalisées sur les ouvrages exceptionnels de la route des Tamarins ont montré que cette valeur était en effet enveloppe pour les ouvrages suffisamment rigides.



Photo 9 : le cyclone Gamède

Source : wikimedia

Les efforts engendrés n'ont que de faibles répercussions sur le dimensionnement du tablier (principalement sur les cadres d'entretoisement), ils engendrent en revanche des efforts en tête de pile, qui nous le verrons, en les cumulant aux efforts hydrauliques, ont conduit à retenir une conception de fondation très spécifique.

L'aléa hydraulique

La rivière Saint-Étienne, comme la plupart des rivières alimentant les ravines réunionnaises, se caractérise par des crues torrentielles d'une violence extrême, et des vitesses d'écoulement très élevées. Les épisodes de crues sont fréquents en saison cyclonique ; ils sont caractérisés par le charriages de gros galets et blocs et surtout par des phénomènes cumulatifs d'abaissement régulier du lit et d'affouillements spectaculaires. Ce sont d'ailleurs ces phénomènes qui sont à l'origine de l'effondrement de l'ouvrage à reconstruire.

La hauteur de la lame d'eau en crue centennale a été évaluée à 6 m, avec une vitesse maximale de 12 m/s (conduisant à une valeur de pression sur les appuis de plus de 100 kN par mètre carré). S'y ajoutent une hauteur de 5 m d'affouillements généralisés (hauteur sur laquelle les matériaux du fond du lit sont mobilisés et les pressions hydrodynamiques de l'écoulement s'exercent également), et bien sur, le phénomène d'affouillement local, généré par l'obstacle que constitue l'appui, s'exerçant sur une hauteur évaluée à 2 ou 3 fois la largeur de l'appui (voir figure 6), mais sur laquelle la pression hydrodynamique ne s'exerce pas. A citer enfin la possibilité de chocs des blocs charriés.

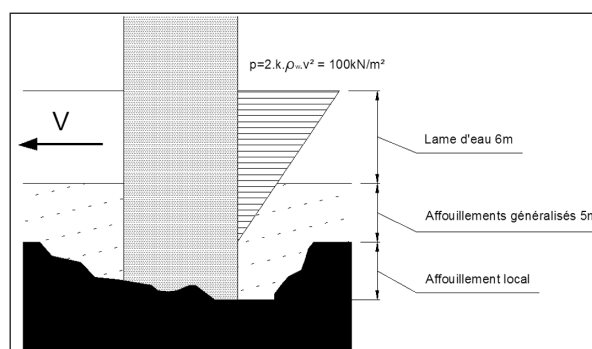


Figure 6 : Pression hydrodynamique

Dernier phénomène et non des moindres, l'abaissement régulier du fond du lit du fait des affouillements généralisés successifs (le lit de la rivière n'est pas en équilibre). A défaut d'étude hydraulique spécifique que l'urgence de la reconstruction ne permettait pas d'effectuer dans les délais impartis aux études de projet, l'hypothèse sécuritaire retenue par les hydrauliciens associés à la conception a été de considérer une pente moyenne « d'équilibre dynamique » des fonds extrêmes des chenaux d'écoulement jusqu'à la mer de 1 %. Cette valeur correspondant en effet à la limite entre une crue fluviale et une crue torrentielle. Du fait de la grande variabilité du niveau du



fond du lit actuel (plus de 15 m de différence d'altitude entre les chenaux les plus profonds et le terrain alluvionnaire en rive gauche), cette hypothèse a conduit à considérer un abaissement potentiel du fond du lit de 7 à 22 m, auquel est susceptible de s'ajouter le phénomène d'affouillement local).

Le schéma ci-contre (figure 7) synthétise l'ensemble des actions subies par l'appui dans les différentes configuration du terrain naturel. Nous n'avons pas considéré de concomitance de l'action sismique et de la poussée hydrodynamique lors des crues centennales.

En revanche, l'action sismique est concomitante avec l'abaissement global du lit de la rivière et les affouillements locaux au droit des appuis. Compte tenu du caractère fluctuant du niveau du terrain naturel au droit des piles, des calculs en fourchette ont été effectués vis-à-vis de l'ensemble des sollicitations (sismiques, hydrauliques, cycloniques, des charges d'exploitation...) qui consistent à prendre en compte le niveau du TN (terrain naturel) actuel et le niveau du TN correspondant à un abaissement maximal du lit.

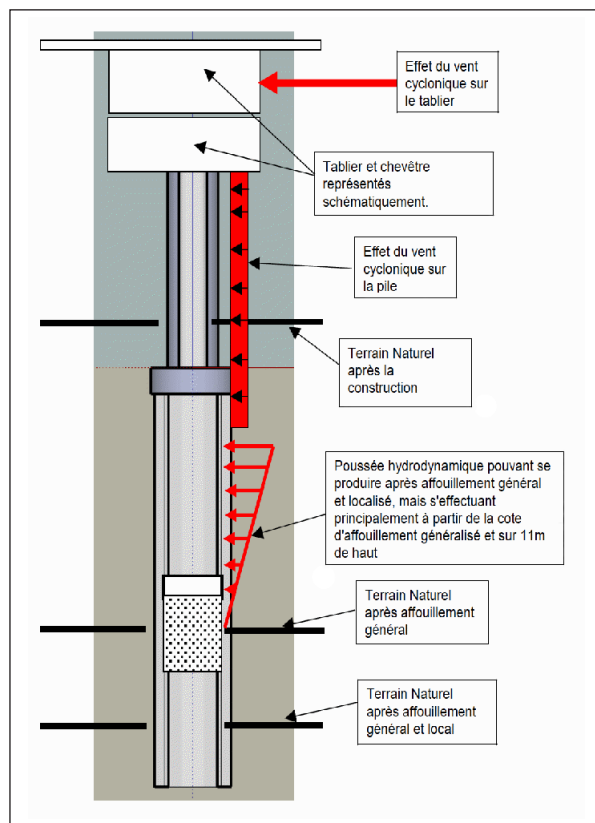


Figure 7 : Les actions sur l'appui

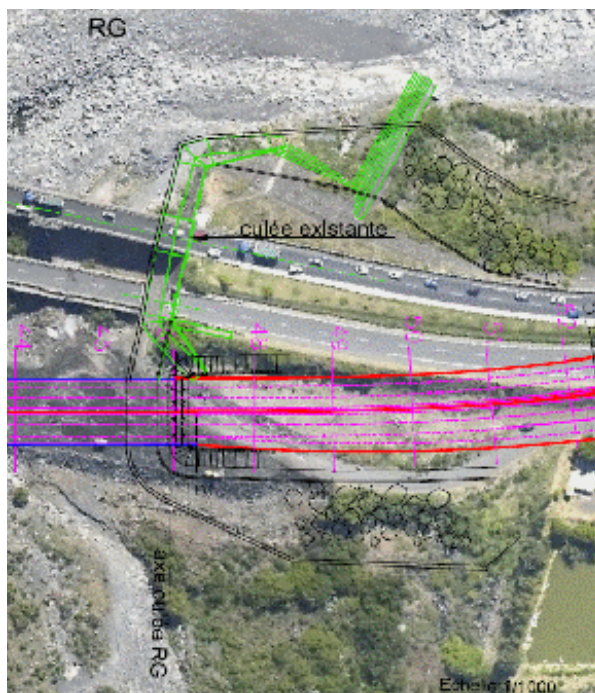
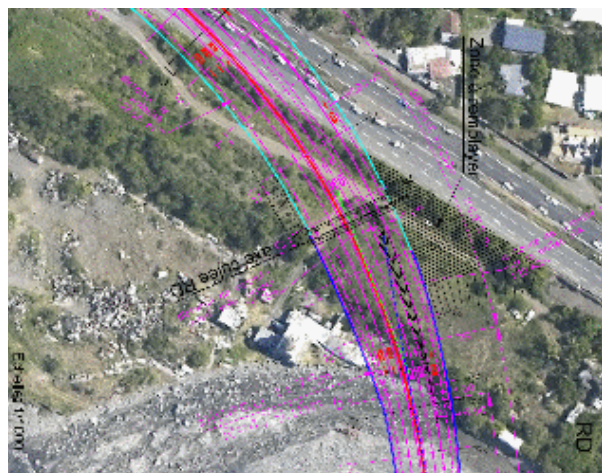
Source : Sétra

Pour donner quelques ordres de grandeur des sollicitations que doit supporter un appui, l'effort engendré par un choc de bloc a été évalué à 300 kN, celui du vent cyclonique à 1300 kN, celui de la poussée hydrodynamique à près de 4000 kN.

Les grands choix de conception

L'implantation des culées et des appuis

En rive droite, l'implantation de la culée paraît naturelle en arrière de la berge existante, en limite du lit actif ; en rive gauche, la question s'avère plus délicate car, comme nous l'avons vu précédemment, les culées des ponts actuels et le remblai de la RN1 sont dans le lit mineur. L'option retenue consiste à implanter la culée du nouvel ouvrage dans l'alignement des culées existantes et de mettre en œuvre une enceinte de protection entourant la culée du nouveau pont mais aussi celle de l'ancien resté en place. Après le renforcement du sol de fondation des appuis intermédiaires par jet grouting, cette enceinte finit ainsi de mettre en sécurité le pont amont en protégeant sa culée la plus exposée. Cette protection est constituée, dans les zones les plus sensibles, d'une paroi moulée ancrée, complétée dans les secteurs moins exposés, par des enrochements bétonnés (voir figures 8 et 9).



Figures 8 et 9 : Implantation des culées

Source : CETE Méditerranée

La structure du tablier

Le tablier est un bipoutre mixte à 9 travées de 694 m de long. Sa largeur est de 21,70 m en section courante, elle atteint 34 m au droit de la culée rive droite, du fait de la présence de bretelles d'entrée et de sortie à la ville de Saint-Louis. Les poutres sont de hauteur constante, les portées principales de 82 m (voir figure 10). Des pièces de pont réparties tous les 4 m supportent le hourdis en béton (voir figures 11, 12 et 13). Le choix de la travure résulte de la nécessité de limiter le nombre d'appuis intermédiaires compte tenu de la complexité et des difficultés de réalisation du système de fondation et de la nécessité de minimiser les obstacles aux écoulements.

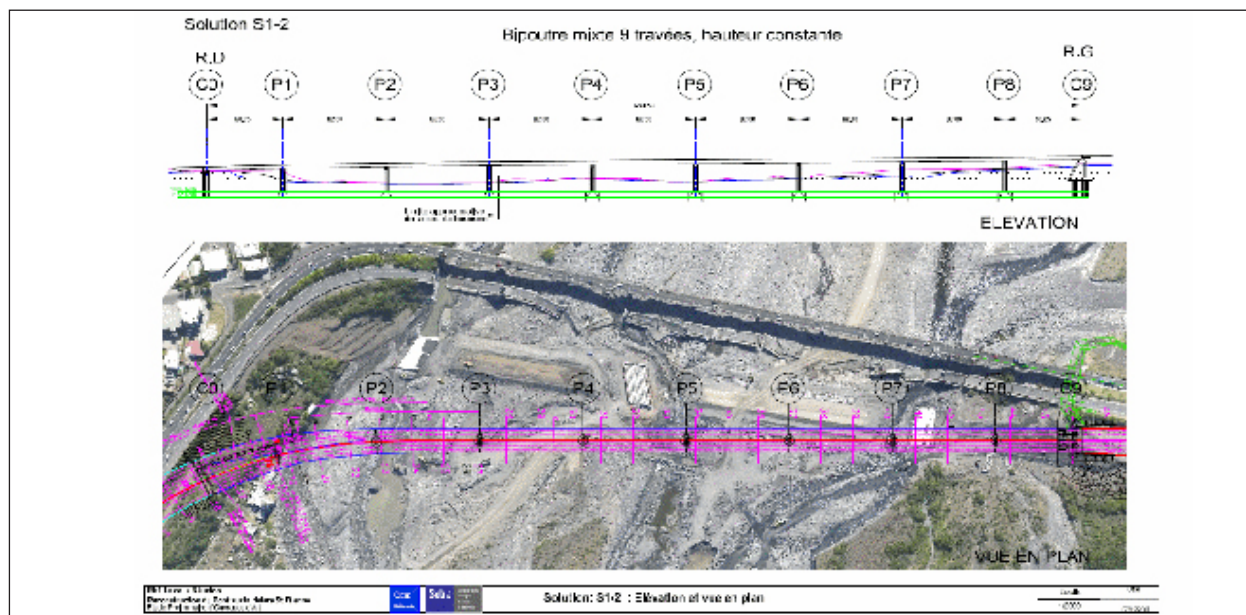


Figure 10 : Élévation et vue en plan du projet de l'ouvrage

Source : CETE Méditerranée

La partie située en alignement droit de la charpente métallique est assemblée par tronçons en rive gauche puis lancée, la partie courbe et de largeur variable est assemblée en rive droite puis posée à la grue. Le tablier est préfabriqué, les éléments de dalles posés à la grue sur le maillage constitué des pièces de ponts et de longerons longitudinaux additionnels, puis clavés sur la charpente métallique.

La légèreté de la structure permet de minimiser les sollicitations en tête d'appuis notamment sous séisme. Le mode de construction permet de minimiser délais et aléas en phase travaux.

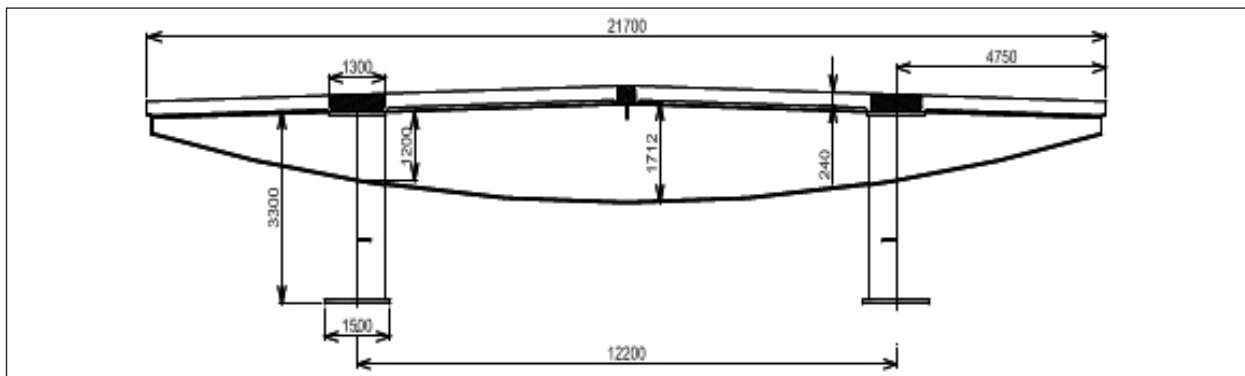


Figure 11 : Coupe en section courante en travée

Source : Sétra

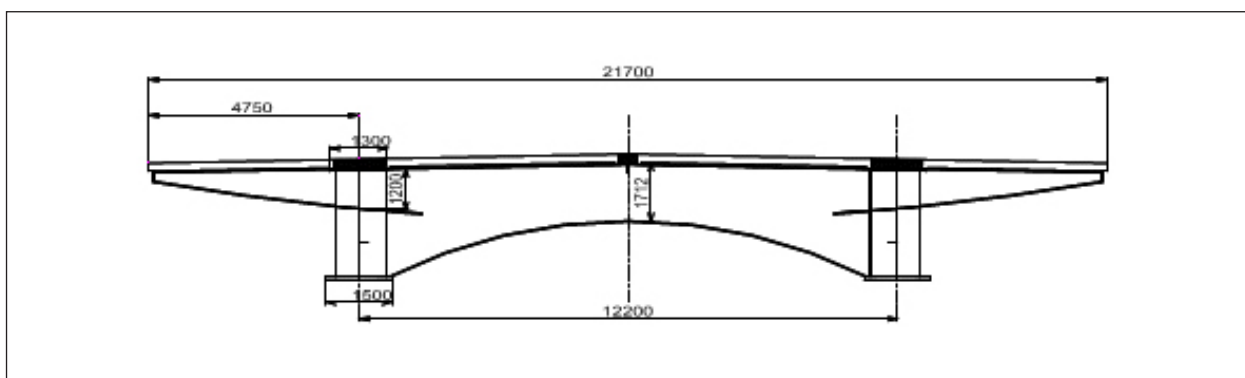


Figure 12 : Coupe en section courante sur appui

Source : Sétra

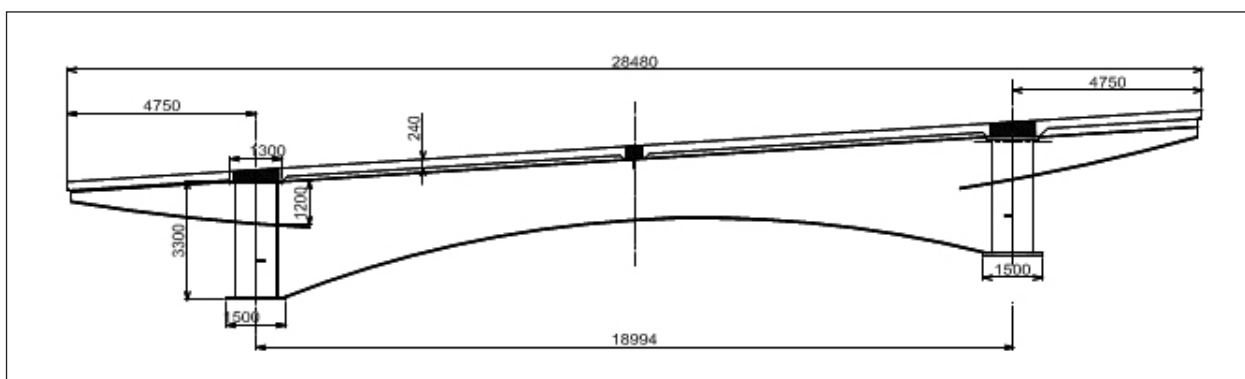


Figure 13 : Coupe en section courante sur pile P1

Source : Sétra



La culée et la protection rive gauche

La culée de l'ouvrage reconstruit est fondée sur une file de 5 barrettes de 5 m de long, 1,20 m de large et de 14 m de haut. Elle est protégée par l'enceinte de parois moulées ancrées qui se prolonge au droit de la culée du pont amont existant resté en place et la contourne. Des enrochements bétonnés complètent la protection du remblai routier attenant en amont et en aval (voir figure 14).

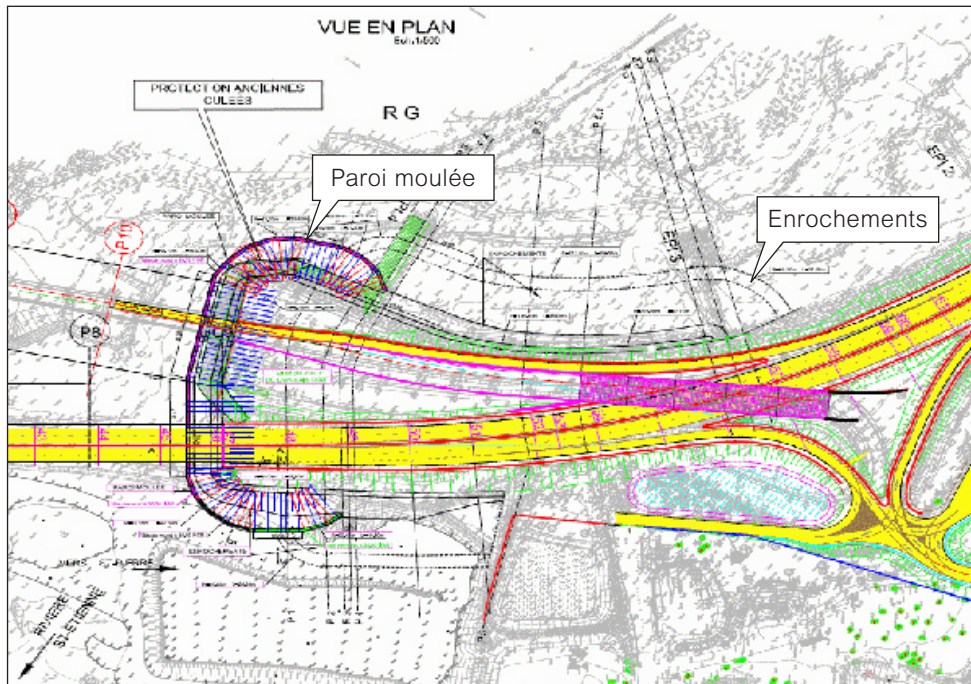


Figure 14 : Protection des culées et du remblais

Source : CETE Méditerranée

La paroi moulée est constituée de barrettes de 1,20 m de large et 5 m de long. Les panneaux sont ancrés en tête par un lit de tirants 12T15S espacés de 2,50 m transversalement (voir figure 15). Cet ancrage n'est toutefois pas suffisant pour assurer la résistance et la stabilité de la paroi après l'abaissement du fond du lit. Deux autres niveaux inférieurs sont prévus. A défaut de pouvoir les mettre en œuvre lors des travaux (ce qui aurait nécessité de gigantesques terrassements avec des risques de venues d'eau importants lors de l'exécution), l'implantation de ces futurs lits de tirants supplémentaires est soigneusement repérée et les parois moulées sont ferrillées en conséquence.

Les hydrauliciens ont estimé que lors d'un violent épisode de crue (événement maximal), un abaissement du lit de 5 m était possible, accompagné d'un affouillement général de 5 m également. Le choix de conception qui a été retenu consiste à positionner les tirants et à dimensionner les parois pour qu'elles résistent à l'état limite de service à cet événement extrême, et, à l'état limite ultime (ELU) fondamental, à deux événements consécutifs soit une hauteur de matériaux enlevés cumulée de 15 m. Les parois doivent aussi pouvoir supporter un séisme, à l'ELU accidentel, concomitant à un abaissement du fond du lit de 5 m. C'est en effet à partir de ce niveau d'approfondissement que le premier lit de tirants supplémentaires doit être réalisé. Les exigences de résistance de la paroi et d'abaissement maximal du fond du lit avant intervention sont alors reconduits jusqu'au dernier niveau de tirant.

Un programme de surveillance de l'abaissement du niveau du fond du lit doit donc être mis en place. Il permettra de programmer les travaux de mise en œuvre des lits de tirants inférieurs avant que l'approfondissement du lit ne mette en péril l'enceinte de parois moulées. Il a été estimé que les options de conception retenues conduisaient à un compromis acceptable entre l'impact financier lié au surdimensionnement de la paroi ancrée nécessaire pour supporter cet abaissement du terrain et au délai de réaction laissé au gestionnaire pour intervenir et réaliser les tirants.

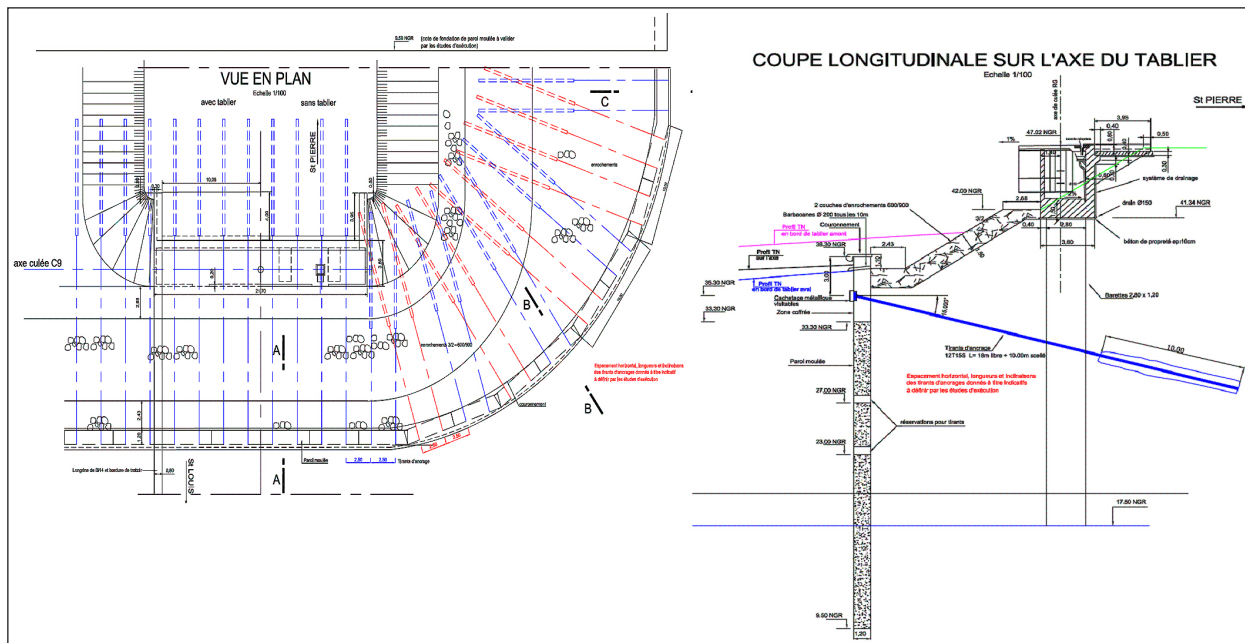


Figure 15 : Vue en plan et coupe transversale de la culée et de sa protection

Source : CETE Méditerranée

La conception des appuis et des fondations

C'est sans doute le point le plus spécifique de la conception de cet ouvrage. Plusieurs impératifs contradictoires s'imposent :

- réduire la largeur des appuis et des fondations pour minimiser l'obstacle créé aux écoulements torrentiels et réduire les efforts hydrodynamiques et les hauteurs d'affouillement localisés,
- privilégier les formes circulaires car la direction des écoulements peut s'avérer très variable,
- ancrer les fondations au delà du niveau maximal d'abaissement du fond du lit, majoré de la hauteur d'affouillements localisés,
- assurer enfin la résistance en flexion des piles et du système de fondation en toute situation.

Ces contraintes ont conduit à écarter les solutions de fondation de type « tabourets », constituées de pieux de gros diamètres coiffés par une semelle. Après abaissement du fond du lit, les files de pieux auraient constitué de trop larges obstacles à l'écoulement (du fait des risques de charriage de blocs et de la direction variable des écoulements), sans parler de l'esthétique déplorable lorsque les pieux seraient découverts. C'est pourquoi il a été retenu des fondations sur barrettes de forme octogonales.

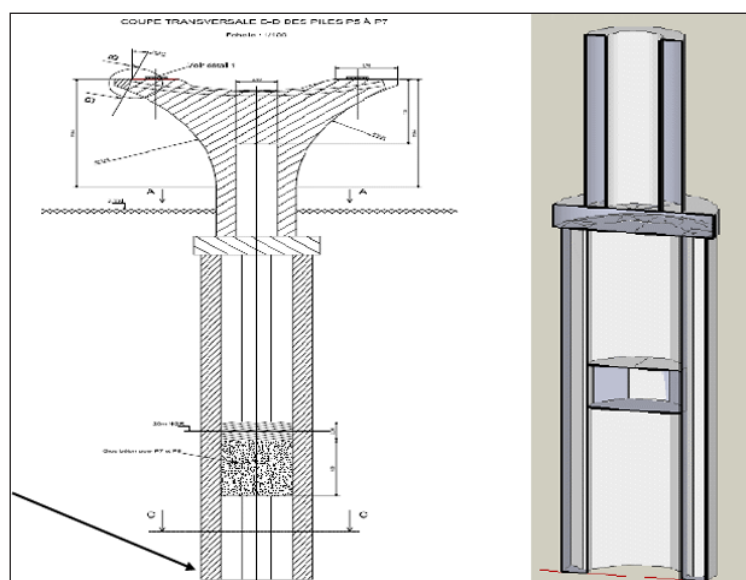


Figure 16 : Plan des appuis

Source : Sétra et CETE Méditerranée

Compte tenu de l'importance des efforts sollicitants, des barrettes totalement indépendantes les unes des autres fonctionnant en « touches de piano », n'offrent pas une rigidité suffisante pour assurer la résistance de la fondation après abaissement du fond du lit.

A défaut de pouvoir mettre en œuvre un ferrailage continu dans l'enceinte, les barrettes comportent des clefs de cisaillement qui permettent un fonctionnement d'ensemble. L'enceinte octogonale, de 6,60 m de large, comporte de petites barrettes primaires et des barrettes secondaires plus longues disposées dans le sens préférentiel des écoulements (voir figure 17). Toutes les enceintes sont fondées à la même cote de -4 m sous le niveau zéro. Pour les fondations les plus hautes (plus de 30 m), une semelle intermédiaire réalisée sur un bouchon de gros béton finit de conférer à l'ensemble la rigidité nécessaire.

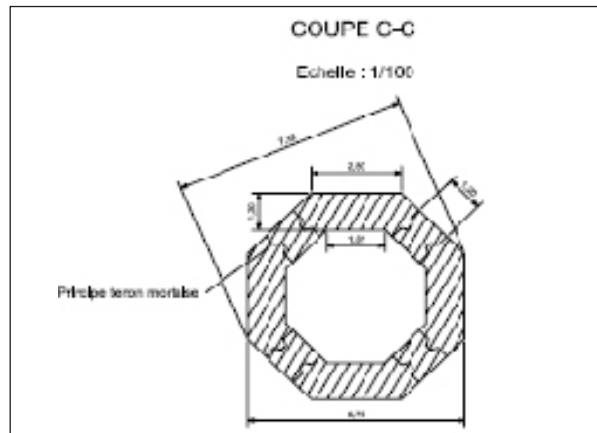


Figure 17 : Coupe transversale de l'enceinte

Source : Sétra

Le principe de construction est le suivant (voir figure 18) :

- excavation des panneaux des barrettes primaires sous boue bentonitique (voir photos 10 et 11),
- ferrailage, coffrage (voir photos 12 et 13) et bétonnage des barrettes primaires plus petites et comportant l'empreinte femelle des clefs de cisaillement,
- excavation des panneaux des barrettes secondaires,
- ferrailage et bétonnage des barrettes secondaires plus longues et comportant l'empreinte mâle des clefs de cisaillement,
- terrassement intérieur de l'enceinte et réalisation du bouchon de gros béton,
- épuisement des eaux, ferrailage et bétonnage de la semelle intermédiaire.

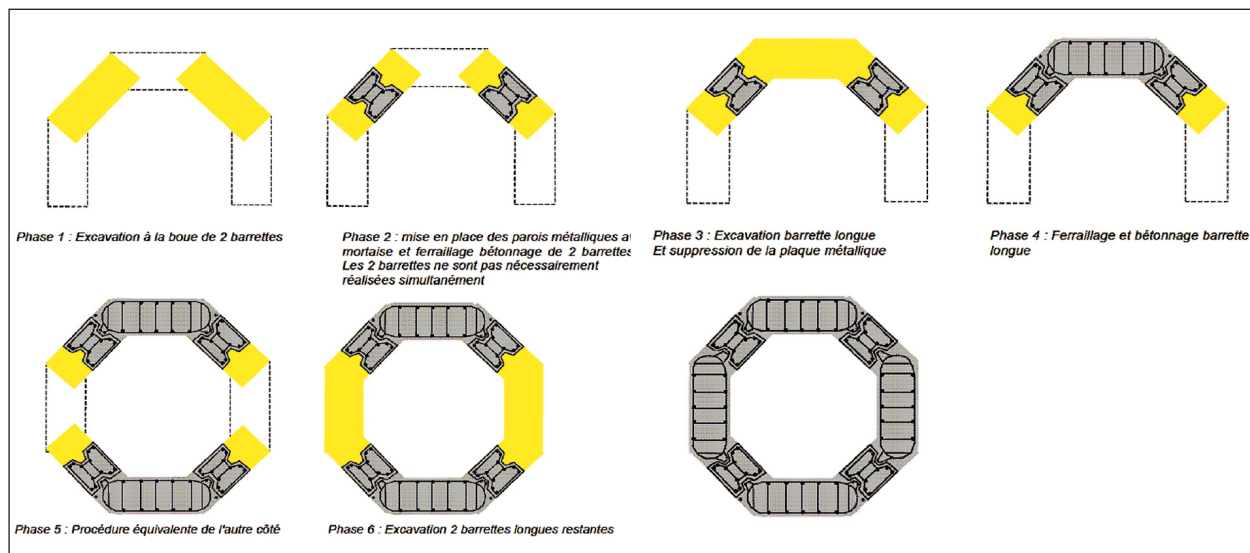


Figure 18 : Principe de construction des enceintes octogonales

Source : Sétra

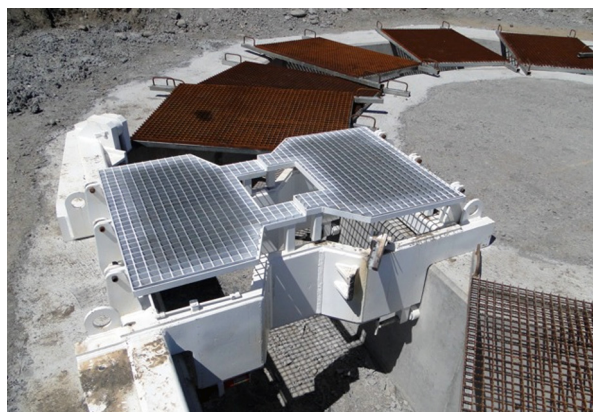


Photo 10 : Murettes guides en béton et photo 11 guide métallique du coffrage intérieur des barrettes primaires

Source : Conseil Régional de la Réunion



Photos 12 et 13 : Coffrage intérieur d'une barrette primaire

Source : Conseil Régional de la Réunion

Des profilés métalliques sont utilisés comme coffrage intérieur de la barrette primaire, les blocs de béton en pieds de profilés constituent des cales de positionnement dans le forage rectangulaire de la barrette. Pour le ferrailage et le bétonnage des barrettes secondaires, les blocs sont détruits par l'outil de forage et les profilés sont extraits.



Conclusion

Les eurocodes ont introduit les principe de robustesse et d'analyse de risque. Au delà des actions strictement règlementaires définies dans les textes, ces nouvelles normes européennes incitent les Maîtres d'Ouvrages à évaluer l'ensemble des aléas susceptibles d'affecter leur construction voire de mettre en danger les usagers. L'effondrement du pont aval témoigne, s'il en était besoin, de l'utilité d'une telle démarche pour une conception durable. Pour les études de projet, à défaut de cadre prédéfini et dans l'urgence de la reconstruction, l'analyse de risques menée s'est appuyée sur la connaissance très spécifique du site et l'expertise des différents acteurs de l'équipe de conception. Cette expérience pourra alimenter les réflexions en cours au Sétra pour l'élaboration d'une démarche méthodologique d'analyse et de maîtrise des risques structurée pour les ouvrages d'art.

Maîtrise d'ouvrage : État puis Conseil Régional de la Réunion

Maîtrise d'œuvre : Direction Départementale de l'Équipement de la Réunion Service des Grands Travaux puis Conseil Régional de la Réunion Direction des Grands Travaux

Études : Sétra Division des Grands Ouvrages - CETE Méditerranée Division Ouvrages d'Art, Service Hydraulique, Service Géotechnique et Mécaniques des Sols, Service Infrastructure et Environnement - Direction Départementale de l'Équipement de la Réunion, Service des Grands Travaux

Architecte : Strates

Entreprises : Dodin Campenon Bernard, SBTPC, Botte Fondations, Baudin-Chateauneuf, Berthold

Références :

[1] Le pont sur la rivière Saint-Etienne à la Réunion - revue Travaux n°888 mai 2012

[2] Christian BINET-TARBÉ de VAUXCLAIRS, (25 février 2007) - EFFONDREMENT DU PONT DE LA RIVIERE ST-ETIENNE SUR L'ÎLE de la RÉUNION



Durée de vie des ouvrages en béton : les apports du projet APPLET

C. Cremona - *Sétra*

Un des enjeux majeurs de la gestion des ouvrages en béton est la maîtrise de leur durée de vie avec une garantie de réponse optimale des exigences de performance. Cet objectif ne peut être atteint que par l'amélioration de la qualité et de la pertinence des données fournies par l'auscultation, par l'adaptation des modèles d'évolution de la dégradation aux conditions réelles que connaissent les ouvrages et par l'amélioration des outils d'analyse statistique. Disposer de tels modèles, méthodes et outils favorise une meilleure évaluation de la performance, et une prise de décision précoce pour des opérations d'entretien et de réparation. Une telle approche – prédictive, performantielle et probabiliste – s'appuie donc sur des modèles, des méthodes et des outils robustes et validés permettant ainsi des niveaux de démonstration élevés.

Telle a été l'ambition du projet APPLET. Proposé à l'appel d'offres « Programme Génie Civil & Urbain » (ANR-PGCU) en 2006, le projet APPLET, placé sous le pilotage de l'IFSTTAR, a bénéficié du soutien financier de l'Agence Nationale de la Recherche (ANR). Il s'est notamment structuré au travers de trois axes de travail :

- Étude de l'interaction béton/environnement
- Comportement des structures dégradées par corrosion
- Diagnostic électrochimique des ouvrages dégradés

Un Groupe de Travail des Utilisateurs Finaux, placé sous l'animation d'entreprises et de maîtres d'ouvrage, a eu pour mission de s'assurer que les besoins à destination des utilisateurs finaux étaient correctement pris en compte dans le projet, et de produire des recommandations finales. Ces recommandations ont fait l'objet d'une publication conjointe IFSTTAR-CERIB [1]. Le présent article insiste sur quelques apports du projet, utiles au domaine des ouvrages d'art, comme :

- les possibilités offertes par les modèles probabilistes pour apprécier la durabilité des ouvrages, au travers d'une analyse des spécifications données dans les normes (Eurocode, NF EN 206-1) pour les couples enrobage/béton ;
- la contribution au développement d'une approche performantielle comparative ;
- la compréhension de la fissuration induite par la corrosion et la modélisation des ouvrages en béton armé ;
- l'analyse des méthodes pour le diagnostic électrochimique des ouvrages.

Au travers de ces apports, les résultats scientifiques du projet APPLET franchissent une étape essentielle pour aborder l'analyse du cycle de vie des ouvrages en béton de manière plus efficace, rationnelle et pertinente.

Approches probabilistes pour l'étude de la durabilité

La durabilité des ouvrages a longtemps été considérée comme un phénomène secondaire par rapport aux problèmes de résistance mécanique, ceci en raison des plus faibles conséquences sociales qu'elle engendre. Ce point de vue a cependant évolué depuis que les maîtres d'ouvrages ont pris conscience que la réparation et la maintenance des ouvrages représentaient des coûts importants et croissants avec leur vieillissement, se traduisant alors par une amélioration significative des méthodes de dimensionnement vis-à-vis de la durabilité.

L'Eurocode 2 [2] représente un progrès notable par rapport aux dispositions antérieures. Son niveau de précision n'inclut pourtant pas de façon très détaillée les particularités de certains types de dégradation, de certains matériaux innovants, ou encore des processus de fabrication permettant d'accéder à des qualités de produits bien supérieures à celles sous-jacentes aux règles actuelles. Ces règles restent encore des prescriptions techniques ne faisant référence à aucun modèle de durabilité. L'intégration de modèles de durabilité dans un formalisme semi-probabiliste compatible avec les Eurocodes implique d'une part de retenir des modèles de durabilité, d'autre part de caractériser la variabilité des paramètres de ces modèles, mais aussi de clarifier une probabilité de défaillance acceptable pour un état limite de durabilité. Le projet APPLET s'est donc attelé à proposer des pistes de réponses à ces trois enjeux.

Choix d'une probabilité de dépassivation acceptable

L'Eurocode 2 [2] précise que la fissuration doit être limitée de telle sorte qu'elle ne porte pas préjudice au bon fonctionnement ou à la durabilité de la structure ou encore qu'elle ne rende pas son aspect inacceptable. Il précise également que la fissuration est normale dans les structures en béton armé soumises à des sollicitations de flexion, d'effort tranchant, de torsion ou de traction résultant soit d'un chargement direct soit de déformations gênées ou imposées. Les fissures peuvent également avoir d'autres causes telles que le retrait plastique ou des réactions chimiques conduisant à des phénomènes d'expansion interne du béton durci. L'ouverture de telles fissures peut atteindre des valeurs inacceptables mais leur prévention et leur maîtrise n'entrent pas dans le cadre de l'Eurocode. Deux prescriptions y sont cependant explicitées pour atteindre un objectif de durabilité ; il s'agit de la limitation des ouvertures de fissure en fonction des classes d'exposition, et de la détermination de l'épaisseur d'enrobage en relation avec les performances du béton la classe d'exposition. À l'exception des classes X0 et XC1, les ouvertures de fissure et les conditions d'enrobage de l'Eurocode 2 peuvent être interprétées comme des conditions nécessaires à l'amorçage et à la propagation d'une corrosion. Le non respect de l'une de ces deux conditions conduirait donc à une propagation de la corrosion engendrant des problèmes de fissuration inacceptable (F). Cette fissuration dépend notamment de la dépassivation des armatures (D). Ceci conduit pratiquement à exprimer la probabilité d'occurrence d'une fissuration inacceptable comme le produit de probabilités conditionnelles :

$$P(ELS_p) = P(D) \times P(F|D)$$

Si on retient pour $P(ELS_p)$ la probabilité acceptable donnée par les Eurocodes (correspondant à un indice de fiabilité acceptable de 1,5), l'équation montre que la probabilité acceptable de dépassivation $P(D)$ doit être supérieure à ce même seuil de l'Eurocode. Ceci conduit à un indice de fiabilité acceptable pour la perte de durabilité (dépassivation) que les études du projet APPLET ont évalué de l'ordre de l'unité [1].



Caractérisation probabiliste des caractéristiques physiques des bétons

Dans le cadre du projet APPLET, une campagne expérimentale a été menée afin de caractériser la variabilité de différentes caractéristiques physiques des bétons et de déterminer les corrélations entre ces grandeurs (Fig.1). Les éprouvettes de béton testées sont issues de centrales à béton opérationnelles sur deux chantiers de Vinci Construction (Tunnel duplex de l'A86 entre Rueil-Malmaison et Jouy-en-Josas d'une part et viaduc de contournement de Compiègne d'autre part). Les variabilités observées tiennent donc compte à la fois des variabilités intrinsèques des matériaux mais également des aléas liés à la vie d'un chantier (approvisionnement des matériaux, variations météorologiques...). Ces données sont donc représentatives de bétons dans les conditions de chantier à la différence de béton de laboratoire pour lesquels les conditions de mise en œuvre et les quantités fabriquées sont spécifiques. Les différents paramètres caractérisant les bétons ont été la résistance à la compression à 28 jours (chantier et laboratoire), le module d'Young, le coefficient de Poisson, la perméabilité intrinsèque, la résistivité électrique, la masse volumique, la porosité selon différentes méthodes avec étuvage à 60, 90 et 105 °C, les profondeurs lixiviées à 28, 56, 98 et 120 jours, la profondeur carbonatée à 28 et/ou 90 jours, et le coefficient de diffusion des ions chlorures.



a) Tunnel A86 (site A1)



b) Viaduc de Compiègne (site A2)

Figure 1 : Chantiers étudiés dans le cadre des activités du projet APPLET

Selon le paramètre étudié, la taille de l'échantillon statistique varie de 10 à plus de 120 mesures : en dépit des moyens expérimentaux importants mis en œuvre et des contraintes temporelles, le nombre de données disponibles pour caractériser les différents paramètres reste souvent limité pour une analyse statistique exhaustive (20 à 40 données). Dans le but de réaliser des calculs de durée de vie liés à la durabilité sur la base d'approches probabilistes en fiabilité, il a été nécessaire de caractériser la variabilité des différents paramètres par des lois de distribution statistique et donc de disposer de données expérimentales [1]. D'un point de vue pratique, il a été jugé judicieux d'utiliser des lois simples avec des paramètres facilement calculables. Ainsi, la loi lognormale est souvent apparue comme l'une des plus adéquates avec les lois gamma, gumbel et normale. La Fig.2 donne une comparaison entre densités de probabilité expérimentales et théoriques pour deux paramètres étudiés.

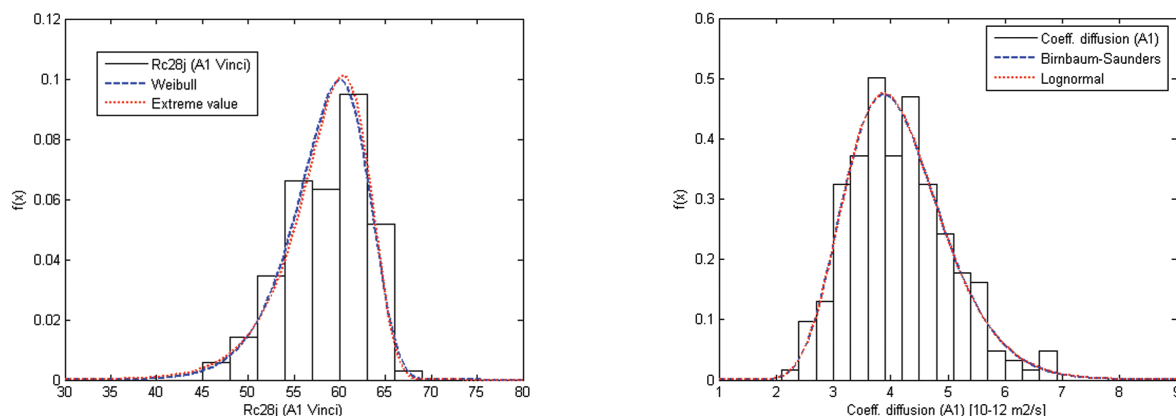


Figure 2 : Densités de probabilité expérimentales et théoriques pour la résistance à la compression à 28 jours (chantier 1 - taille de l'échantillon : 116) et pour le coefficient de diffusion des ions chlorures (chantier 1 - taille de l'échantillon : 206)

Modèles simples et fiables utilisables pour la carbonatation et les chlorures en milieu saturé

Les modèles utilisables ont pour objectif de fournir un indicateur adéquat lié à la dépassivation de l'armature (chute du pH, teneur limite en chlorures...). La prise en compte de tous les phénomènes physico-chimiques influents conduit inévitablement à proposer des modèles complexes de transferts multi-espèces en milieux réactifs saturés ou non saturés qui ont peu de chance d'être utilisés par l'ingénieur. Des modèles physiques et robustes faciles à renseigner et à appliquer dans le cadre d'un bureau d'étude ont donc été recherchés dans le cadre du projet APPLET [1].

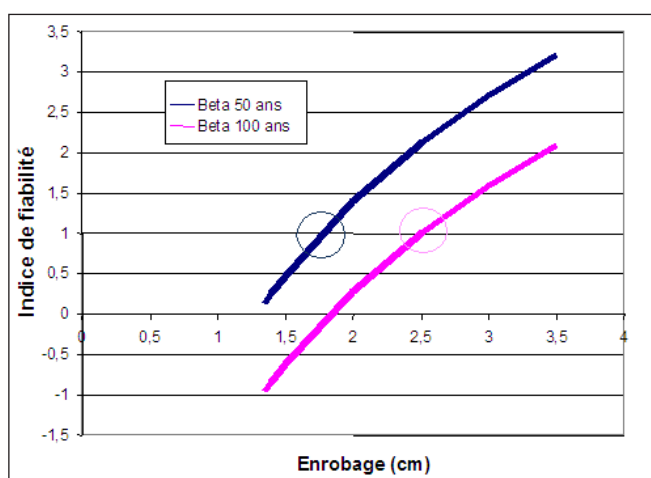


Figure 3 : Indice de sécurité en fonction du de l'enrobage et détermination de l'enrobage optimal (amorçage par carbonatation)

À titre d'exemple, sur la base des caractérisations probabilistes issues des chantiers suivis, pour diverses profondeurs d'enrobage, il est possible de calculer les indices de fiabilité de l'amorçage de la corrosion par pénétration des chlorures (Fig.3). Les épaisseurs d'enrobage nécessaires pour avoir un indice de fiabilité de 1,0 (considéré comme un indice de fiabilité acceptable pour 50 ou 100 ans) à l'échéance considérée, sont respectivement de 1,8 cm à 50 ans et 2,5 cm à 100 ans. Sur la base des développements précédents, il est alors tout à fait possible d'apprécier la pertinence des épaisseurs d'enrobage définies par l'Eurocode 2 pour la classe XC3 et une durée de vie visée au moins égale à 50 ans. On observe dans le Tab.1 qu'en ne considérant pas la possibilité de diminuer la classe structurale d'une unité supplémentaire en raison d'un enrobage compact, les durées de vie obtenues à l'aide du modèle sont bien supérieures à 50 ans, sauf dans quelques cas correspondant à l'utilisation d'un béton de classe C20/25, C25/30 ou C30/37 (sans traitement thermique).

Les résultats obtenus [1] suggèrent donc que les enrobages définis dans l'Eurocode 2 ne sont donc pas homogènes. Les valeurs semblent en effet plus sécuritaires pour les bétons compacts.

| | Résistance mécanique sur cubes (MPa) | | | Classe de résistance | Classe structurale | Traitement thermique | Enrobage (mm) | | | Durée de vie (année) pour C_{nom} respectant les Eurocodes $\beta = 1,0$ |
|----------------|--------------------------------------|----------|--------------------|----------------------|--------------------|----------------------|-----------------|------------------|-----------------|---|
| | f_{cm10} (*) | σ | f_{ck15} (**) | | | | C_{nim} BA | ΔC_{dev} | C_{nom} BA | |
| Cas 0 (témoin) | 62,6 | 2,9 | 55,9 | C45/55 | S2 | $K_p = 0,66$ | 15 | 5 | 20 | 103 |
| Cas 1 | 62,6 | 6 | 50,8 | C40/50 | S2 | $K_p = 0,66$ | 15 | 5 | 20 | 95 |
| Cas 2 | 40 | 2,9 | 33,7 | C25/30 | S4 | $K_p = 0,66$ | 25 | 5 | 30 | 42 |
| Cas 3 | 62,6 | 2,9 | 55,9 | C45/55 | S2 | $K_p = 1,00$ | 15 | 5 | 20 | 68 |
| Cas 4 | 62,6 | 2,9 | 55,9 | C45/55 | S2 | $K_p = 0,66$ | 15 | 2 | 17 | 87 |
| Cas 5 | 40 | 6 | 28,6 | C20/25 | S4 | $K_p = 0,66$ | 25 | 5 | 30 | 39 |
| Cas 6 | 62,6 | 6 | 50,8 | C40/50 | S2 | $K_p = 1,00$ | 15 | 5 | 20 | 62 |
| Cas 7 | 40 | 2,9 | 33,7 | C25/30 | S4 | $K_p = 1,00$ | 25 | 5 | 30 | 28 |
| Cas 8 | 50 | 2,9 | 43,7 | C30/37 | S3 | $K_p = 1,00$ | 20 | 5 | 25 | 63 |
| Cas 9 | 50 | 2,9 | 43,7 | C30/37 | S3 | $K_p = 1,00$ | 20 | 5 | 25 | 41 |

* f_{cm10} résistance moyenne sur cubes 10 cm

** f_{ck15} résistance caractéristique sur cubes 15 cm. Selon la norme NF EN 206-1 :

$$f_{ck15} = f_{cm10} \times 0,97 \text{ si } f_{cm10} \geq 50 \text{ MPa et } f_{ck15} = f_{cm10} - 1,5 \text{ si } f_{cm10} < 50 \text{ MPa. } f_{ck} = f_{cm} - 1,65 \sigma$$

Tableau 1 : Durées de vie calculées pour différents couples béton dispositions constructives. En considérant les enrobages actuellement définis dans les Eurocodes pour les éléments armés

Approche performantielle comparative de la durabilité

L'approche performantielle consiste à appréhender la durabilité des bétons en considérant non pas les seules données liées à la formulation mais certaines caractéristiques ou propriétés du matériau dont on sait qu'elles présentent un intérêt pour prévoir l'évolution de celui-ci lorsqu'il est exposé à des conditions environnementales données. Différents concepts sont aujourd'hui développés afin de pouvoir mettre en œuvre une approche performantielle de la durabilité. Les deux principaux concepts correspondent, d'une part, à la méthode basée sur des indicateurs de durabilité et, d'autre part, au système reposant sur l'utilisation des essais de performance. Notons que ces concepts ne sont pas opposés ni contradictoires, mais au contraire très

complémentaires. Certains textes couramment cités dans les cahiers des charges des maîtres d'ouvrage, telles que les recommandations du LCPC pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel [3] et la prévention des désordres liés à l'alcali-réaction [4] utilisent de manière conjointe ces deux concepts ainsi que certaines obligations de moyens, on parle alors d'approche mixte.

Pour définir et prescrire un béton, trois approches prévues par la norme NF EN 206-1 sont à la disposition du prescripteur :

- l'approche prescriptive, en application des tableaux NAF1 ou NAF2 de la norme NF EN 206-1 qui vise une durée de vie d'au moins 50 ans (dans des conditions d'entretien anticipées), complétée pour les ouvrages d'art par les dispositions du fascicule 65 qui vise une durée de vie de 100 ans ; cette approche définit des spécifications essentiellement en terme de moyens (nature et dosage des constituants) ;
- le concept de performance équivalente du béton (prévu à l'article 5.2.5.3 de la norme NF EN 206-1 et son annexe E) ; il permet de modifier les exigences prescriptives en ce qui concerne le dosage minimal en liant équivalent et le rapport maximal eau/liant équivalent sous réserve de prouver que le béton a une équivalence de performance avec celle d'un béton de référence, en particulier pour ce qui concerne son comportement vis-à-vis des agressions de l'environnement et sa durabilité, conformément aux exigences des classes d'exposition concernées ;
- la méthode de conception performantielle (prévue à l'article 5.3.3 de la norme NF EN 206-1 et son annexe J) ; elle définit des spécifications en terme de résultats et donc de performances. La possibilité du recours à une telle approche est aussi prévue dans le fascicule 65 (article 8.1.2.2) et dans la norme NF EN 1992-1-1/NA (tableau 4.3NF note 1 clause 4.4.1.2 (5)).

La fiabilité de l'approche performantielle de la durabilité repose sur l'utilisation de modes opératoires adaptés et reproductibles. Elle nécessite également de concevoir des méthodologies complètes et précises. Il s'agit en particulier de définir quels sont les indicateurs de durabilité à utiliser en association les uns aux autres en fonction des classes d'exposition et autres facteurs déterminants pour le vieillissement de l'ouvrage. Dans le cas de l'approche performantielle comparative (Fig.4a), la définition du béton de référence est un point essentiel. Pour l'approche performantielle absolue (Fig.4b), toute la difficulté réside dans le choix des seuils. Trop peu exigeants, ils conduiraient à une moindre durabilité. Trop sévères, ils induiraient un surcoût inutile et diminuerait de fait la portée de l'approche performantielle et son intérêt dans le contexte du développement durable.

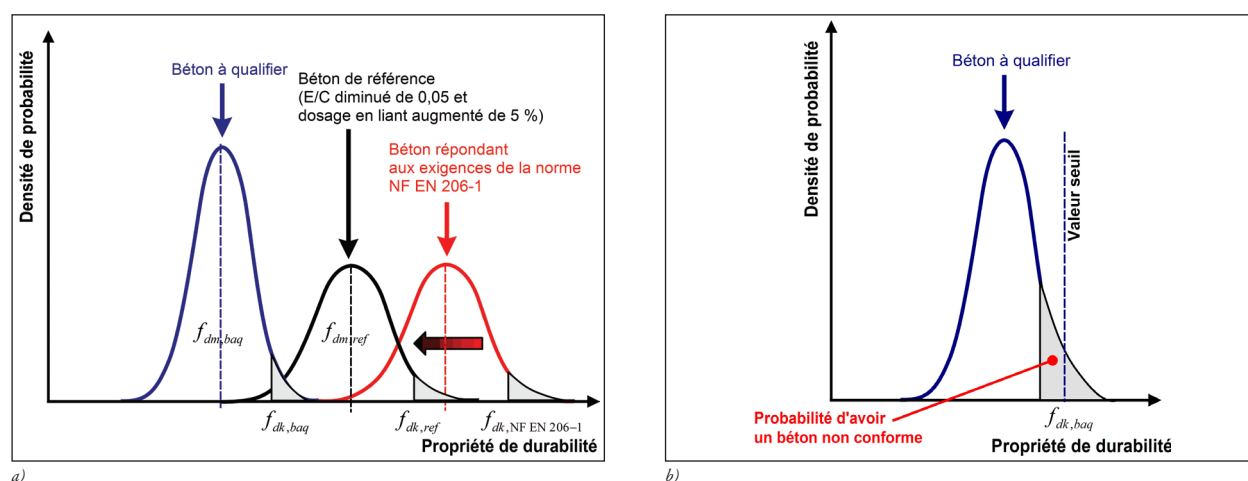


Figure 4. Approches performantielles (a) comparative et (b) absolue

Le principe de l'approche performantielle doit être fondé sur une phase préparatoire de mise au point des bétons qui permette de ménager une marge de sécurité suffisante entre la performance moyenne et la performance spécifiée. Ceci est nécessité par la durée importante des essais de durabilité qui ne peut permettre une réaction suffisamment rapide en cours de construction si une dérive est détectée.

La variabilité des propriétés de durabilité des bétons conformes aux prescriptions de composition de la norme NF EN 206-1 résulte principalement des facteurs suivants :

- variabilité des constituants (dans les limites permises par leurs normes de référence) ;
- variabilité de composition liées aux incertitudes de dosage (dans les limites permises par la norme NF EN 206-1).

Pour ce qui concerne les ouvrages d'art, des exigences complémentaires s'appliquent concernant la variabilité des constituants et les précisions de dosage. En outre, l'étude de formulation des bétons prévoit la vérification de sensibilité des propriétés aux variations de dosage.

Il est donc souhaitable que l'utilisation de l'approche performantielle soit accompagnée de dispositions spécifiques concernant la surveillance de la régularité des constituants et de constance de la composition, détaillées dans la documentation correspondante du système qualité mis en place. Ceci signifie que, dans le cadre de la mise en œuvre d'une approche performantielle de la durabilité des bétons, il convient de porter une plus grande attention à la variabilité et le cas échéant de la restreindre, parallèlement à l'amélioration des propriétés moyennes de durabilité. Cette démarche doit permettre un progrès considérable par rapport à l'approche prescriptive, permettant dans une phase transitoire d'accepter les incertitudes liées à la détermination quantitative des variations de propriétés de durabilité. A terme, il convient toutefois de favoriser un large retour d'expérience sur cette question et dans cet esprit il est utile d'accompagner l'utilisation de l'approche performantielle d'une exigence de contrôle en cours de réalisation de l'ouvrage des propriétés de durabilité des bétons.

Le contrôle consiste a priori en la mesure des indicateurs faisant l'objet de spécifications. Il est toutefois intéressant d'essayer d'accompagner ces essais d'essais « indirects », plus simples à réaliser et dont la réponse est plus rapide, pour lesquels une corrélation pourrait être au préalable établie avec les propriétés de durabilité spécifiées.

Les résultats des essais de résistance en compression ne sont pas bien corrélés avec les diverses propriétés de durabilité ; cependant ils constituent un premier garde-fou vis-à-vis d'écarts marqués de qualité du béton. Il est ainsi évident que, pour une formulation donnée, une dérive significative du rapport eau sur liant équivalent aurait à la fois des conséquences fortes sur la résistance et la durabilité. On peut, sur les éprouvettes de compression, procéder en outre à des essais non destructifs de type essais de résistivité. Mais, à l'heure actuelle, les éventuelles corrélations avec d'autres indicateurs de durabilité restent à établir au cas par cas.

Une fois les concepts de la méthodologie définis (référence à des seuils ou utilisation d'un béton de référence), il est nécessaire de disposer d'une base de données étoffée de manière à quantifier les paramètres utilisés. Les résultats expérimentaux acquis dans le projet APPLLET apportent déjà des éléments. Une méthode pour définir rigoureusement les caractéristiques du béton de référence comparativement au béton conforme aux exigences minimales de la norme NF EN 206-1 est également proposée [1].

Fissuration due à la corrosion et comportement mécanique des ouvrages corrodés

L'évaluation des éléments de structure dégradés par corrosion est une problématique de plus en plus d'actualité. Son importance est en effet renforcée de nos jours étant donné le caractère vieillissant de la majorité des ouvrages en béton armé du parc national. En outre, le phénomène de corrosion des armatures du béton armé est clairement reconnu comme l'un des facteurs majeurs favorisant la perte de performance des ouvrages existants.

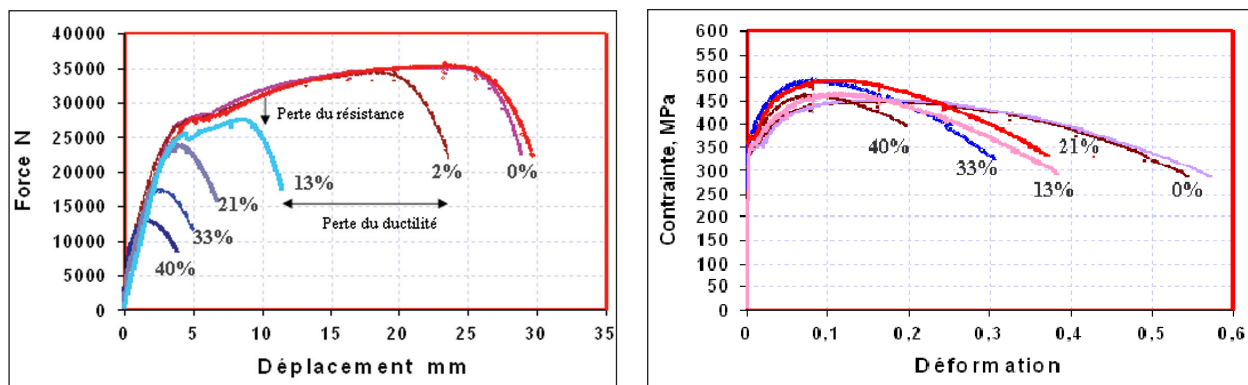
Les effets dus à la corrosion se manifestent de la manière suivante :

- une variation d'adhérence entre l'acier et le béton. En effet le développement des produits de corrosion produit en premier lieu, une augmentation du confinement à l'interface jusqu'à un seuil entraînant une amélioration de l'adhérence (pour de faibles degrés de corrosion) suivie d'une chute de ce confinement donnant lieu également à une dégradation de l'adhérence ;
- la fissuration du béton due à l'accroissement des produits de corrosion créant une pression sur le béton entourant l'acier jusqu'à atteindre et dépasser la résistance en traction du béton ;
- une réduction de section d'acier. Cette réduction de section se traduit de manière différente selon le type de corrosion. Dans le cas d'une corrosion par carbonatation, il s'agit d'une corrosion uniforme des aciers, c'est-à-dire une perte de section quasi uniforme. Dans le cas de la corrosion par pénétration d'ions chlorure, il s'agit d'une corrosion par piqûres (localisée) ce qui entraîne une perte de ductilité.

Problématique de l'adhérence et de la ductilité

Deux des principaux effets de la corrosion (accélérée et naturelle) ont pu être confirmés dans les études du projet APLET : la variation d'adhérence à l'interface entre le béton et l'acier et la perte de ductilité de l'acier [1].

Les résultats obtenus sur la corrosion naturelle d'éléments de structure confirment l'influence majeure de la perte d'adhérence acier/béton due à la corrosion sur la capacité portante de structures corrodées. Les essais d'adhérence ont permis de corroborer le fait que la corrosion n'est néfaste qu'à partir d'un certain seuil, sinon elle améliore la résistance de l'interface, les barres nervurées offrant une meilleure adhérence que des barres corrodées ou même lisses. Les essais de traction ont permis de constater une perte de ductilité et une diminution du pic de force avec l'augmentation du taux de corrosion (Fig.5a). La déformation plastique à la rupture des barres corrodées est plus faible que celle des barres saines et la contrainte ne varie pas significativement avec l'augmentation du degré de corrosion (Fig.5b).



a) Figure 5 : Courbes (a) Force/Déplacement et (b) Contrainte/Déformation sur des essais de traction uniaxiale

Influence des fissures mécaniques sur le processus de corrosion

Une série d'études sur de petits échantillons préalablement fissurés a été entreprise dans le cadre du projet APLET. Pour cela, un dispositif original, appelé cœur expansif, a été conçu (Fig.6). Ce dispositif permet de générer une fissuration radiale de largeur quasi-constante par une pression diamétrale interne. Pour étudier la corrosion en présence de fissures, une armature annulaire haute adhérence a été ajoutée. Les éprouvettes sont ensuite plongées dans une solution salée et subissent des cycles d'humidification/séchage pour évaluer l'influence des fissures (et de leur ouverture) sur la corrosion. Les fissures générées varient entre 0 m et 1 000 m.

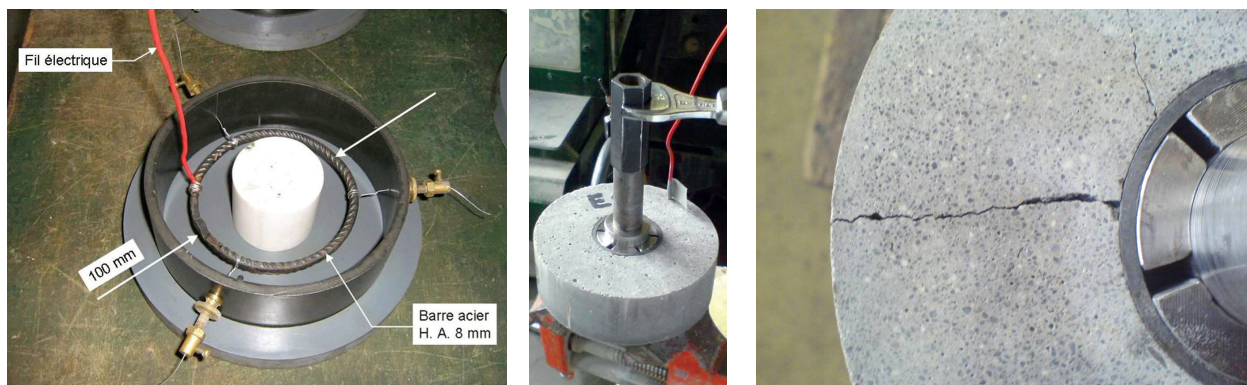


Figure 6 : Vue du moule avec armature, du cœur expansif et de la fissuration radiale résultant de l'application de la pression

La corrosion s'amorce généralement en fond de fissure et conduit à la formation d'une zone d'oxydes entre le mortier et l'acier. A court terme, la présence de la corrosion correspond à la présence des fissures engendrées par le cœur expansif. Après environ 1 année de conservation, les premières fissures de corrosion sont apparues ce qui se traduit ensuite par une généralisation de la corrosion le long de toute l'armature comme on l'avait constaté sur les poutres (Fig.7).

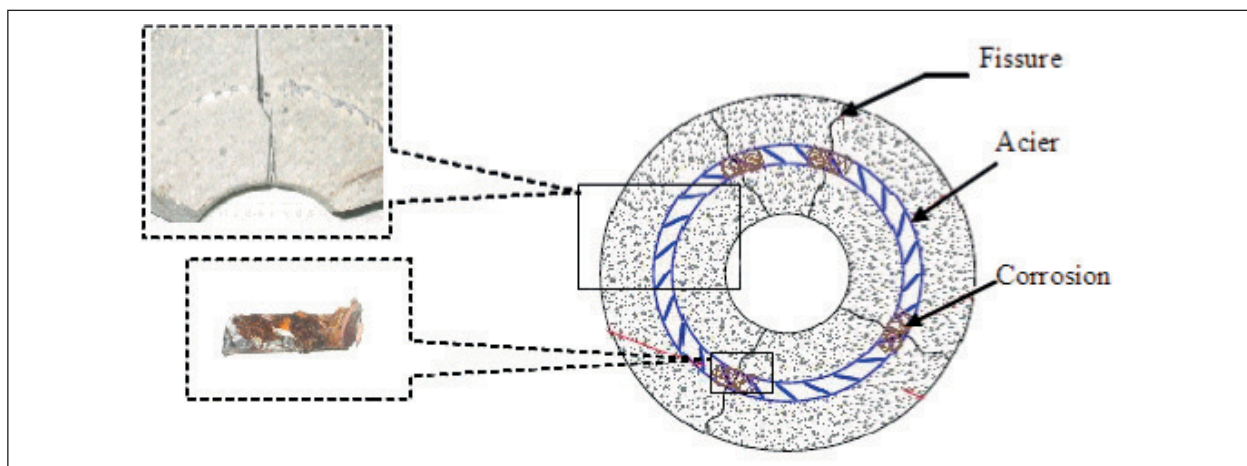


Figure 7 : Autopsie d'un cœur en béton armé

Les résultats expérimentaux obtenus sur le cœur expansif (fissures d'ouvertures comprises entre $0 \mu\text{m}$ et $1\,000 \mu\text{m}$) ont donc permis de préciser le processus de corrosion en présence de fissures d'origine mécanique [1,7] :

- quelle que soit l'ouverture de la fissure, les chlorures atteignent rapidement l'armature au niveau de son intersection avec la fissure. La corrosion se propage alors le long de l'interface acier/béton sur quelques millimètres dans la zone qui est endommagée par la création de la fissure et la reprise des efforts de traction du béton vers l'acier. L'intensité de la dégradation est liée à la poursuite du chargement mécanique avec l'augmentation de l'effort de traction dans l'acier au niveau de la fissure et donc des efforts transférés de l'acier au béton (tension-stiffening) qui sollicitent l'interface acier/béton ;
- le développement des oxydes dans la zone d'interface acier/béton autour de l'intersection entre la fissure et l'armature conduit à la génération de contraintes de traction supplémentaires dans le béton qui est déjà sollicité par la pression interne appliquée par le cœur expansif et donc logiquement à la création de fissures de corrosion à l'intrados de l'échantillon (initiées au niveau de la fissure mécanique) où les contraintes de traction mécaniques sont les plus fortes. La quantité

d'oxydes nécessaires pour fissurer l'échantillon est très faible (environ 2 % de perte de masse suffisent). Il semble que l'ouverture de la fissure joue un rôle direct ou indirect. Le rôle direct peut être celui lié à la restriction du renouvellement des chlorures, de la durée de séchage et de l'accès en oxygène dans les fissures pour les fissures en deçà du seuil d'interaction mécanique voisin de $40\ \mu\text{m}$. Ainsi les échantillons avec les fissures d'ouvertures les plus faible autour de $20\ \mu\text{m}$ ne sont pas encore dans cette phase : il y a de la corrosion le long de l'interface en fond de fissure mais non suffisant pour fissurer l'interface. En revanche les échantillons avec des fissures autour de $30\ \mu\text{m}$ et plus âgées d'un an présentent des fissures de corrosion ;

- la création des fissures de corrosion modifie l'environnement local au niveau de l'interface
- acier/béton par création d'un endommagement et favorise également l'intrusion des chlorures ; il s'en suit alors progressivement une généralisation de la corrosion le long de toute l'armature avec un accroissement de la longueur et de l'ouverture de fissures de corrosion.

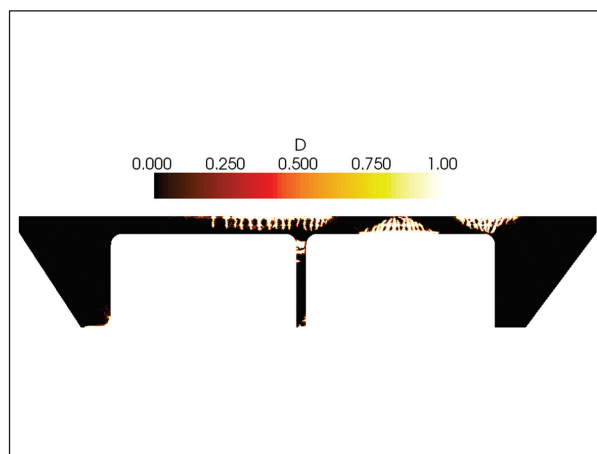
On peut donc conclure que les fissures d'origines mécaniques jouent un rôle qui facilite l'amorçage de la corrosion en fond de fissures et le long de l'interface acier/béton sur la zone endommagée par la création de la fissure, l'intensité de la sollicitation mécanique ayant alors une influence importante. La création des fissures de corrosion supprime progressivement l'influence des fissures mécaniques qui devient négligeable à long terme. Cependant ici encore le transfert de contraintes ente le béton et l'acier qui résulte de la propagation des fissures de corrosion fait que l'intensité de la sollicitation mécanique joue encore un rôle important.

Vers la modélisation des ouvrages dégradés par corrosion

La mise en place d'un modèle robuste avec de faible coût de calcul, capable de prendre en compte de manière satisfaisante et pertinente le comportement de structures en béton armé dégradées par corrosion, n'est pas tâche délicate. Les approches numériques 3D développées dans le cadre du projet APPLET (Fig.8) apportent des réponses à ce besoin de modélisation (Fig.9), mais à des temps de calcul et des niveaux de complexité du maillage qui peuvent s'avérer prohibitifs si ce module est appliqué sur des structures complexes en béton armé [7]. L'obtention des ouvertures de fissures peut alors se faire par un post-traitement adéquat. Pour pallier cet handicap, une version simplifiée a été mise au point (modélisation multifibre) ce qui rend possible de traiter des structures complexes avec des temps de calcul raisonnables. L'inconvénient de cette version simplifiée est la perte d'informations locales (ouverture de fissures, faciès de fissuration).



a)



b)

Figure 8 : Essai de chargement (a) du pont d'Örnsköldsvik (Suède) et cartographie d'endommagement (b) obtenue pour un déplacement imposé égal à 100 mm

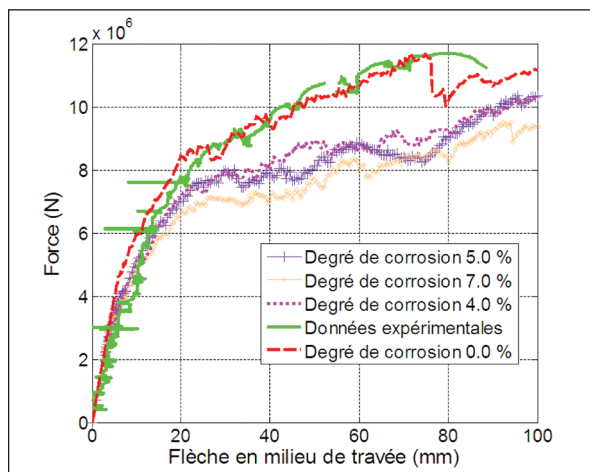


Figure 9 : Courbe force/flèche obtenue numériquement et comparaison avec les données expérimentales

Diagnostic de la corrosion du béton armé

Le projet APPLET s'est appuyé sur un programme expérimental de grande ampleur pour approfondir la connaissance et la fiabilité des contrôles de diagnostic électrochimique. Il s'agissait notamment de répondre aux questions suivantes :

1. Comment mieux qualifier le comportement de corrosion du béton armé en fonction, d'une part, de l'agression (béton sain, chloruré ou carbonaté) et, d'autre part, des conditions environnementales (température et humidité) ?
2. Comment évaluer l'évolution de la corrosion dans le temps ?
3. Quelle validité attendre des mesures de diagnostic de corrosion sur ouvrages ?

Pour répondre à ces questions, trois types de corps d'épreuve de dimensions différentes ont été confectionnés avec respectivement pour nombre et pour dimensions : 4 dalles (60 x 60 x 7 cm), 56 dallettes (30 x 30 x 5 cm) et 160 prismes (15 x 15 x 5 cm). Les corps d'épreuve sont soumis à plusieurs ambiances agressives et ont été soumis à un protocole de vieillissement (Fig.10).



Figure 10 : Corps d'épreuves étudiés pour les mesures de diagnostic électrochimique

Les mesures du diagnostic électrochimique devant toutes être appréciées en relatif, il est nécessaire de pratiquer des diagnostics de corrosion dès le début de la vie d'un ouvrage afin d'être capable de distinguer l'état passif de l'état actif de corrosion des aciers. C'est bien le caractère évolutif

de la corrosion qui permettra de proposer une action telle que maintenance ou réparation. Une mesure ponctuelle effectuée sur un ouvrage présentant des pathologies avancées présente de nombreux risques de minimiser le niveau réel de corrosion (non-détection) et de fausser les décisions prises par la suite ou bien au contraire de surestimer le niveau de corrosion (après un épisode de pluie par exemple).

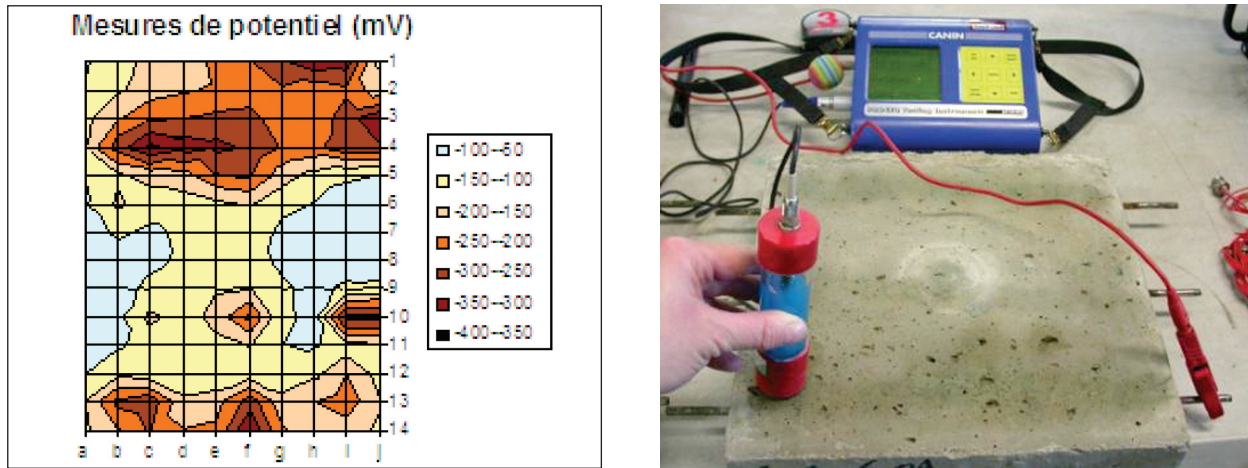


Figure 11 : Exemple de cartographie de potentiels et mesure par matériel Canin©

Le projet de recherche APPLET [1,7] a permis de clarifier le domaine d'utilisation des mesures présentées plus haut. Il en ressort notamment que les valeurs de potentiel apportent une information sur la probabilité de corrosion mais ne permettent pas de quantifier le phénomène de corrosion. La répétabilité des mesures de densité de courant de corrosion dépend fortement du matériel utilisé et les mesures sur les bétons carbonatés sont plus difficiles à interpréter. Enfin la valeur de densité de courant de corrosion renseigne sur l'activité de corrosion d'une armature à un instant donné (Fig.11). De fait, l'utilisation des vitesses de corrosion instantanées issues des mesures électrochimiques sur sites est à proscrire dans le cadre de modèles d'estimation de la durée de vie résiduelle d'ouvrages en béton armé. S'il est possible de mesurer des courants de corrosion faibles et ainsi de relever une évolution de corrosion non encore visible à l'œil nu, il n'est pas encore possible de discerner une initiation, d'un amorçage ou d'une propagation de la corrosion (excepté si le diagnostic est réalisé de manière continue en fonction du temps).

La surveillance de la corrosion est une composante essentielle d'une maintenance planifiée. Elle peut aussi servir à évaluer l'efficacité des systèmes de réhabilitation tels que les revêtements ou les inhibiteurs de corrosion. La pratique de plus en plus développée de tels contrôles non destructifs (notamment les mesures de potentiel) reflète le besoin des maîtres d'ouvrages pour de tels dispositifs de surveillance. Mais il convient de compléter ces contrôles par des essais physico-chimiques (pénétration de chlorures, carbonatation) et micro-structuraux pour caractériser les bétons en vue de préconiser une réparation appropriée.

Couplé à des modèles numériques de vieillissement, le diagnostic peut permettre d'évaluer les risques d'apparition de dégradations, et donc de prendre en amont des mesures préventives moins onéreuses que des travaux de réparation. A titre d'exemple, le « Long Term Bridge Performance Program » (LTBP) [5] de la U.S. Federal Highway Administration inscrit cette logique dans ses travaux en développant des moyens d'auscultation rapide (notamment de cartographie de potentiel). Ces techniques devraient prendre un essor certain comme outils de diagnostic, en complément d'autres techniques non destructives permettant de détecter des éléments internes (pachomètre, radar, impact echo...) ou d'apprécier le vieillissement des matériaux [6].

Conclusions

L'ensemble des travaux réalisés dans le projet APPLET constitue un apport important en termes de réponses et perspectives pour l'évaluation et la gestion des ouvrages en béton. La contribution porte sur une meilleure connaissance des phénomènes, une analyse des modes opératoires pertinents pour la durabilité du béton armé, des propositions pour intégrer davantage l'approche probabiliste dans les normes, une réflexion sur les méthodologies (approche performantielle, diagnostic électrochimique) dont l'intérêt est croissant pour les maîtres d'ouvrage, et la réalisation d'une base de données.

Une plus grande maîtrise des risques implique une bonne connaissance des phénomènes physicochimiques et mécaniques. Les recherches menées au sein d'APPLET auront permis de mieux comprendre un certain nombre de mécanismes et de préciser le poids de certains paramètres. Le projet APPLET s'est attelé à développer une démarche performantielle, probabiliste et prédictive de la durée de vie des ouvrages en béton. Pour cela, de nombreux essais ont été réalisés en utilisant des modes opératoires existants tels quels, en les faisant évoluer parfois, ou en en développant de nouveaux.

L'apport d'APPLET se situe au niveau du développement de modèles prédictifs et de méthodologies. Les réflexions menées au sein du projet APPLET mettent en avant le fait qu'il est nécessaire d'intégrer dans l'approche performantielle un volet probabiliste. Elles ont également permis d'attirer l'attention des utilisateurs sur ce qu'il était possible de faire à partir des mesures de diagnostic électrochimique pour la gestion des ouvrages et les erreurs d'interprétation à ne pas commettre. Les programmes expérimentaux menés dans le projet APPLET comportent de nombreux résultats sur des indicateurs de durabilité obtenus sur des bétons réalisés sur chantier. Outre la large gamme d'indicateurs quantifiés (porosité, perméabilité, sorption/désorption, carbonatation, migration des chlorures, résistivité...), l'originalité est d'avoir collecté ces valeurs pour différentes gâchées de béton réalisées en fonction de l'avancement des chantiers. Ces caractérisations permettent d'avoir une vue inédite sur la variabilité des propriétés du béton déterminantes pour la durabilité.

Les résultats scientifiques du projet APPLET franchissent donc une étape essentielle pour aborder l'analyse du cycle de vie des ouvrages en béton de manière plus efficace, rationnelle et pertinente [7].

Références

- [1] IFSTTAR-CERIB, Durée de vie des ouvrages en béton armé : Approche prédictive, performantielle et probabiliste, Recommandations du projet APPLET, Presses de l'IFSTTAR, Paris, France.
- [2] Eurocode 2, 2005, Calcul des structures en béton, Partie 1-1 : Règles générales et règles pour les bâtiments, NF EN 1992-1-1, AFNOR.
- [3] LCPC, 2003, Recommandations pour la durabilité des bétons durcis soumis au gel, Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, Presses du LCPC, Paris, France.
- [4] LCPC, 1994, Recommandations pour la prévention des désordres dus à l'alcali-réaction, Presses du LCPC, Paris, France.

- [5] LTBP, 2012, Long Term Bridge Performance Program, Federal Highway Administration, <http://www.fhwa.dot.gov/research/tfhrc/programs/infrastructure/structures/ltpb/index.cfm>
- [6] SENSO, 2009, Non destructive inspection for the monitoring of concrete structures, ANR-2005-PGCU-007, <http://www-lmdc.insa-toulouse.fr/SENSO/accueilSENSO.htm>
- [7] CREMONA C. (Editor), 2012, Probabilistic and predictive performance-based approach for assessing reinforced concrete structures' lifetime, European Journal of Environmental and Civil Engineering, Vol. 16, Nos 3-4, March-April 2012.



Renforcement par matériaux composites de poteaux en béton armé soumis à des sollicitations de type sismique

Raphaëlle SADONE - *CETE de Lyon*
Marc QUIERTANT - *IFSTTAR*
Emmanuel FERRIER - *IFSTTAR*
François TOUTLEMONDE - *Université Lyon 1*

Introduction

Les structures sont parfois soumises à des sollicitations extrêmes telles que des chocs et des séismes, dont les conséquences peuvent être désastreuses. La réduction de la vulnérabilité au séisme du bâti existant est un enjeu de société important. En France, le nouveau zonage sismique national lié à l'Eurocode 8, implique le reclassement de certains ouvrages/bâtiments construits dans des zones dont le niveau de sismicité a été relevé ; une réévaluation et, si nécessaire, une réhabilitation. De ces structures peut donc se révéler nécessaire. Une remise à niveau partielle peut constituer une obligation réglementaire lorsqu'une modification importante est prévue sur un bâtiment (Arrêté du 22 octobre 2010 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux bâtiments de la classe dite à « risque normal »). Concernant les Ouvrages d'Art, aucune exigence n'est réglementée et le libre-arbitre est laissé au Maître d'Ouvrage ; néanmoins, le guide « Diagnostic et renforcement sismiques des ponts existants » (à paraître, Sétra) propose une méthode pour agir sur les ouvrages identifiés les plus sensibles stratégiquement, permettant d'abaisser le niveau de risque pour l'ouvrage et son environnement. Le renforcement d'éléments structuraux par collage de matériaux composites (ou Polymères Renforcés de Fibres - PRF) agissant comme des armatures externes offre une solution intéressante, mais les règles de dimensionnement d'une telle technique pour le renforcement parasismique n'ont pas encore toutes été clairement établies.

Dans ce contexte, le projet ANR-INPERMISE (INgénierie PERformantielle pour la MISE en SEcurité des Ouvrages par matériaux composites), impliquant des partenaires industriels (Freyssinet International et Vinci Construction France) ainsi que le LGCIE (Laboratoire de Génie Civil et d'Ingénierie Environnementale, Villeurbanne), le CSTB (Centre Scientifique et Technique du Bâtiment, Champs-sur-Marne) et l'IFSTTAR (Institut Français des Sciences et Technologies, des Transports, de l'Aménagement et des Réseaux), a été élaboré afin d'y développer des essais de qualification puis de proposer des méthodes de calcul et de dimensionnement compatibles avec la réglementation (les Eurocodes notamment) dans le cas du comportement en flexion composée ou en compression-cisaillement de poteaux ou de voiles en béton armé (BA) ou maçonnés.

L'IFSTTAR s'est ainsi impliqué dans le développement d'essais et de méthodes de calculs relatives au renforcement de poteaux en BA, ces éléments étant certes critiques dans la tenue des bâtiments aux séismes, mais également vis-à-vis de la stabilité des ponts.

Les essais qui ont été menés visent à caractériser le comportement de poteaux en BA renforcés par matériaux composites et sollicités en flexion composée alternée, sollicitation représentative de l'action sismique. Il s'agit dans cette campagne expérimentale de quantifier l'influence du paramètre « renforcement » en testant différentes configurations et différents types de renforcement externe et de déterminer les effets de tels renforcement en termes de modification des modes de rupture, de gains de charge ultime et d'énergie dissipée ou encore de modification de la ductilité.

Description du programme expérimental

Corps d'épreuve

La campagne expérimentale porte sur 8 corps d'épreuve de grandes dimensions (poteaux de section rectangulaire $0,25 \times 0,37 \text{ m}^2$, de hauteur $2,50 \text{ m}$) liés à un massif de semelle de section 1 m^2 et de hauteur $1,25 \text{ m}$ en pied de poteau qui simule l'encastrement (Figure 1). Un certain nombre de réservations ont été effectuées dans ce massif de semelle afin de pouvoir brider le corps d'épreuve sur la Plate-Forme d'Essais des Structures de l'IFSTTAR, et de permettre l'application de l'effort axial. Le taux de ferrailage longitudinal est de $0,5 \%$, soit 6 HA10 (dimensionné selon les règles minimales du BAEL) ; le ferrailage transversal est quant à lui composé de cadres HA6 espacés de 150 mm (les cadres ont été rapprochés pour présenter un espacement de 75 mm en tête de poteau afin de mieux confiner le béton et rendre cette dernière plus résistante vis-à-vis de l'effort latéral, voir Figure 1).

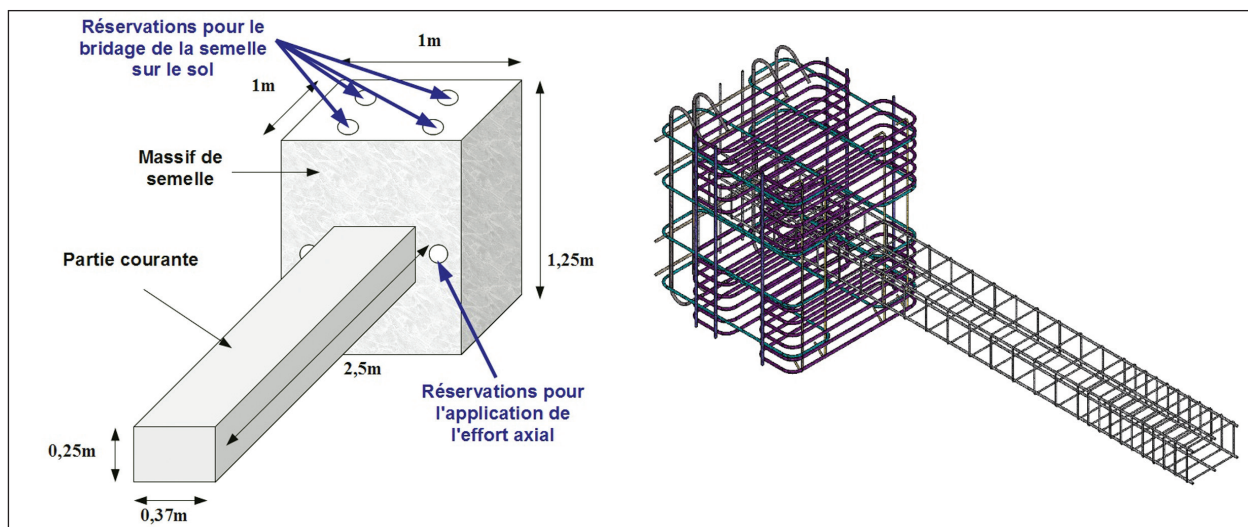


Figure 1 : Description des corps d'épreuve

Les corps d'épreuve ont été fabriqués à l'IFSTTAR avec un béton approvisionné par malaxeur-pompe (béton de classe de résistance C30/37 et de classe de consistance S4).

Matériaux et configurations de renforcement

Plusieurs types de PRF et plusieurs méthodes de mise en oeuvre de ces PRF existent actuellement pour renforcer des éléments structuraux tels que les poteaux en BA. Une application largement répandue consiste à confiner l'élément avec un PRF à base de tissu de fibres de carbone ; ce confinement de la section de béton permet d'en améliorer la résistance en compression et donc de renforcer l'élément vis-à-vis de diverses sollicitations. Les lamelles pultrudées en carbone peuvent également s'appliquer sur les faces tendues d'un élément sollicité en flexion.

Ces deux techniques sont de plus en plus souvent combinées. Cependant, il existe à ce jour peu de données expérimentales permettant de distinguer l'apport vis-à-vis d'un chargement sismique des renforts longitudinaux (lamelles) de l'apport du tissu de confinement lorsqu'un poteau est renforcé de manière hybride, c'est à dire par une configuration de renforcement combinant confinement et lamelles. D'autre part, la zone d'encastrement étant potentiellement la plus fragile, il semblait nécessaire d'y assurer la continuité des renforts longitudinaux. Un système d'ancrage innovant a donc été conçu et testé dans le cadre de ce projet de recherche.

Le système d'ancrage mis au point est fabriqué à partir d'une lamelle pultrudée à base de fibres de carbone, dont la dénomination commerciale est « lamelle LFC » (produit Foreva®LFC de Freyssinet). Les principales caractéristiques de cette lamelle sont résumées dans le Tableau 1.

Tableau 1 : Caractéristiques mécaniques des lamelles Foreva®LFC

| | |
|-------------------------------|-------------|
| Épaisseur | 1,2 mm |
| Largeur | 50 mm |
| Module | 160 000 MPa |
| Déformation ultime | 0,007 |
| Résistance en traction | 3 000 MPa |

Pour créer l'ancrage, l'extrémité de la lamelle a été modifiée : la largeur du plat diminue progressivement pour se terminer en un cylindre constitué de l'intégralité des fibres de la lamelle, qui auront préalablement été dépultrudées sur une longueur d'environ 13 cm puis matricées de nouveau pour prendre la forme de l'ancrage cylindrique. Le système d'ancrage fait ainsi partie intégrante de la lamelle (Figure 2). Le cylindre d'extrémité constitue la partie destinée à être scellée dans la semelle en béton. L'angle de scellement (noté θ sur la Figure 2) constitue notamment un paramètre ayant évolué au fur et à mesure des optimisations apportées au système (l'introduction d'un angle θ s'est en effet révélée indispensable pour des raisons de mise en oeuvre et de réalisation du trou de scellement à la perceuse).

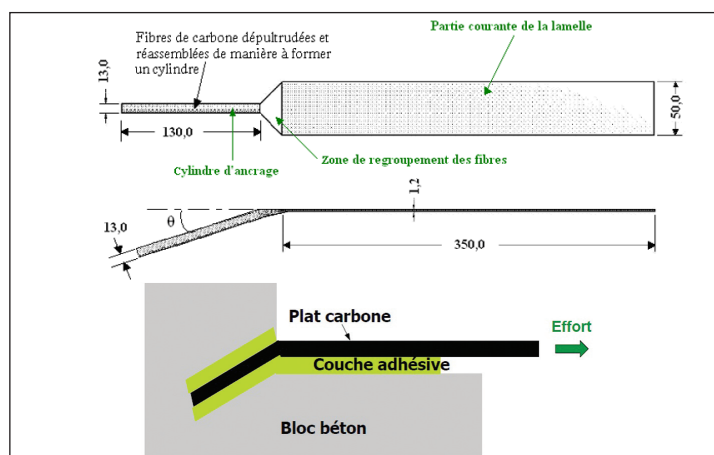


Figure 2 : Géométrie des ancrages développés

Ce procédé d'ancrage des lamelles de fibres de carbone a été testé au Département Laboratoire d'Autun du CETE de Lyon ([Sadone et al., 2010]). Des essais de cisaillement/arrachement ont été menés sur des blocs supports en béton équipés d'ancrage de taille réelle. Ils ont démontré que ce dispositif innovant pouvait offrir de nettes améliorations en termes de ductilité et de reprise d'effort. Les résultats expérimentaux ont notamment permis de constater que la partie scellée joue un rôle d'ancrage, fonctionnant après le décollement de la partie courante et offrant des performances supérieures aux lamelles simples (non ancrées). L'ancrage permet donc ainsi d'augmenter la sécurité du renfort.

La validation du procédé d'ancrage débutée sur des corps d'épreuve de taille réduite s'est ensuite poursuivie sur structures réelles. Afin d'être en mesure de mener une analyse pertinente et quantifier directement l'apport de ce système, des essais ont été menés simultanément sur des corps d'épreuve munis de lamelles ancrées ; sur des corps d'épreuve munis de lamelles non ancrées et enfin sur des corps d'épreuve sans lamelles. Tous ces poteaux ont été identiquement confinés par PRF.

Les configurations de renforcement ont été choisies de telle sorte qu'un seul paramètre ne varie d'une configuration à l'autre, ceci afin d'en évaluer simplement l'efficacité. Le diagramme de la Figure 3 résume ainsi la logique de la campagne expérimentale.

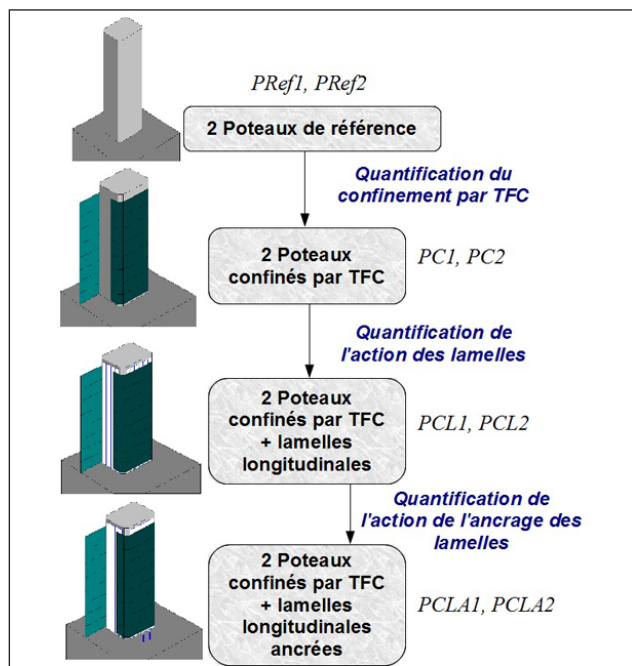


Figure 3 : Configurations de renforcement appliquées aux poteaux

Les caractéristiques des matériaux composites appliqués sur les corps d'épreuve sont indiquées dans le Tableau 1 (voir également l'avis technique Foreva - TFC 3/07-540 délivré par le CSTB) et le Tableau 2.

Tableau 2 : Caractéristiques du tissu de fibres de carbone imprégné (TFC©) utilisé pour le confinement des poteaux

| | |
|--------------------|--------------------------------------|
| Épaisseur | 0,48 mm |
| Largeur | Bandes prédécoupées de largeur 300mm |
| Module | 105 000 MPa |
| Déformation ultime | 0,01 |

Montage d'application des efforts

Le montage expérimental combine un effort axial, voulu représentatif de la descente de charge et un effort latéral simulant la sollicitation sismique. L'effort axial est appliqué en tête du poteau par six câbles de précontrainte T13 (Figure 4) qui maintiennent ainsi une charge constante de 700 kN (soit une contrainte de 7,5 MPa). L'effort latéral est quant à lui exercé suivant des cycles alternés d'amplitude croissante par une application de l'effort en poussée ou traction. Plus exactement, le poteau est sollicité latéralement durant 2 cycles à un même niveau de déplacement alterné, puis le ratio flèche/hauteur (et donc l'amplitude des cycles) est augmenté pour la série de deux cycles qui suit. Cette séquence d'amplitude croissante est reproduite jusqu'à rupture. réalisation de tels cycles est rendue possible par l'espace libre (50 cm) entre le poteau et la surface de la dalle d'essai (à l'état initial le poteau posé sur sa semelle se trouve placé à l'horizontale à une hauteur de 50 cm), le type de vérin à double effet et la transmission de l'effort latéral par l'intermédiaire d'un casque avec roulement intégré spécialement conçu pour que la direction de l'effort reste contrôlée alors que l'extrémité du poteau tourne et glisse.

Un nombre important de capteurs (force, déplacement et déformation) a été déployé lors des essais afin de suivre l'évolution du comportement des corps d'épreuve.

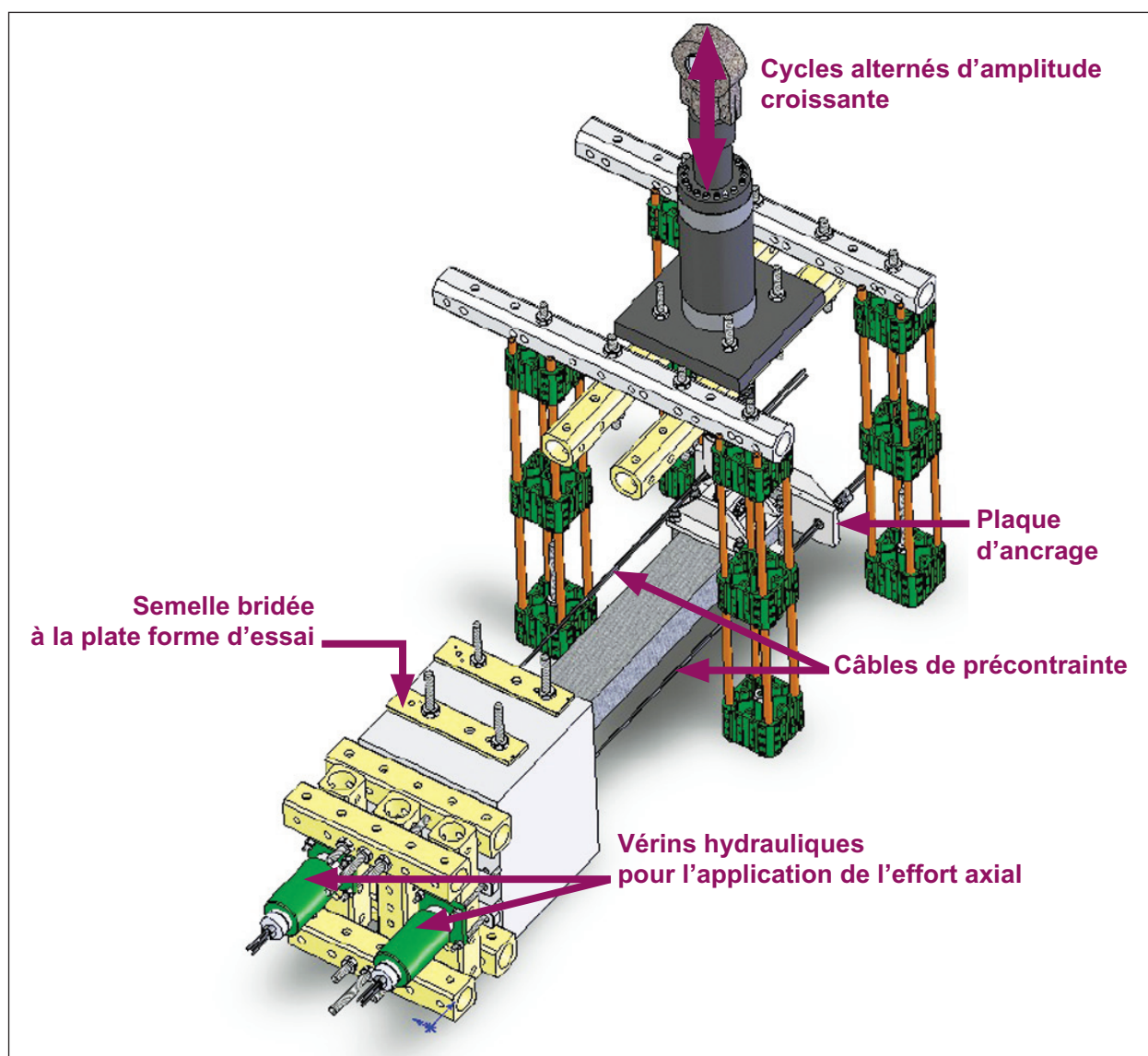


Figure 4 : Schéma de principe du montage d'application des efforts

Analyse des résultats expérimentaux

Les 8 essais réalisés sur des corps d'épreuve munis de renforcements par PRF différents, ont permis de tirer des conclusions claires concernant les performances des systèmes de renfort étudiés. Les courbes enveloppes obtenues pour un corps d'épreuve de chaque série sont représentées sur la Figure 5 (la courbe « PRef2 correspondant au poteau non renforcé, « PC2 » au poteau confiné, « PCL2 » au poteau confiné avec lamelles simples, et « PCLA2 » au poteau confiné avec lamelles ancrées). Sur cette figure, il apparaît que l'ajout de PRF (que ce soit sous forme de lamelles ou sous forme de tissu à base de fibres de carbone) n'a pas modifié, dans notre configuration d'essai, la résistance vis-à-vis de l'effort latéral de l'élément. En revanche, il est possible de constater une nette augmentation de la ductilité entre les poteaux non renforcés et les poteaux renforcés. L'analyse fine des résultats (non présentée ici) révèle de plus de meilleures capacités de dissipation d'énergie pour les poteaux renforcés par PRF. Cependant cette capacité est globalement similaire quelle que soit la configuration de renforcement. Notamment, les lamelles simples n'ont joué aucun rôle, n'apportant qu'un gain marginal en phase élastique pour ce qui est de la rigidité à la flexion, ne modifiant ensuite pas l'initiation de la plastification en pied de poteau dans une section, où n'étant pas ancrées, elles n'ont pu apporter ni gain en ductilité, ni gain en résistance. Faute d'ancrage, leur contribution se retrouve très vite annulée et les corps d'épreuve se comportent alors comme s'ils n'étaient que confinés. Ce constat bien que prévisible démontre très clairement que le dimensionnement des renforts composites ne peut être fait en ne considérant que la problématique des sollicitations du poteau et doit inclure une réflexion au niveau du système poteau liaison.

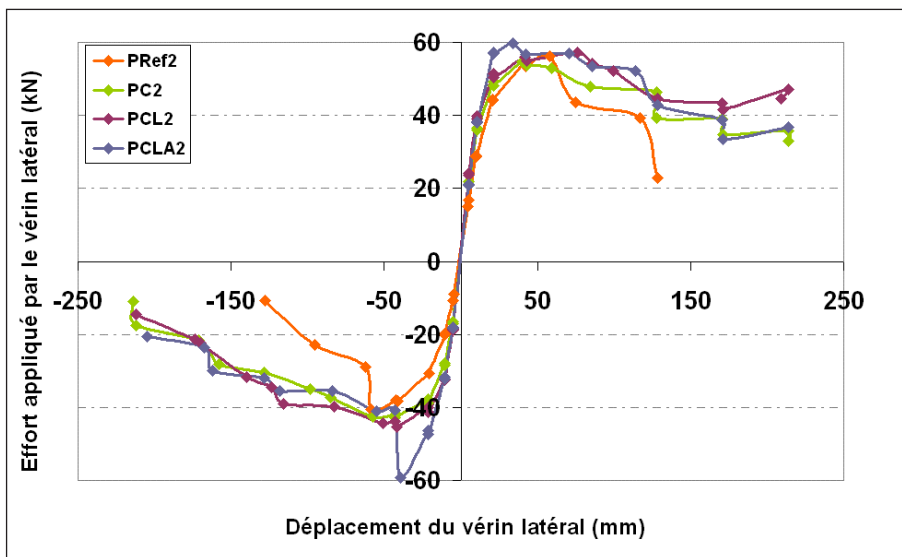


Figure 5 : Comparaison des courbes enveloppes obtenues pour différentes configurations de renforcement, montrant l'apport notable du confinement et l'apport limité des renforts longitudinaux non ancrés. Pour mémoire (cf. Fig. 3) PRef = référence, PC = confinement par TFC, PCL = confinement + lamelles longitudinales, PCLA = confinement + lamelles longitudinales ancrées

Par ailleurs, lors des essais, il a été constaté qu'après la formation d'une rotule plastique à l'encastrement, la courbure du poteau ne dépend plus que de la rotation du poteau au droit de la jonction poteau/semelle. (Figure 6).



Figure 6 : Comportement d'un corps d'épreuve renforcé par PRF sous sollicitations cycliques alternées

Les essais ont démontré que l'ancrage des lamelles permet d'offrir plus de sécurité à la structure qui présente alors une légère augmentation de sa résistance vis-à-vis de l'effort latéral. Cependant les problèmes constatés de flambement des lamelles en compression entraînent une ruine prématurée du procédé d'ancrage (Figure 7), l'empêchant ainsi de travailler au maximum de ses performances en traction.



Figure 7 : Ruine prématurée du procédé d'ancrage

Une solution permettant de résoudre le problème du flambement des lamelles ancrées à la jonction et, grâce à ce renforcement très localisé par-dessus les lamelles longitudinales, de déplacer la formation de la rotule vers une section plus faiblement renforcée plastique, pourrait consister à confiner de manière importante la jonction poteau-semelle puis d'appliquer un confinement décroissant avec la hauteur du poteau. Cette approche, qui nécessite des investigations expérimentales complémentaires, pourrait permettre d'optimiser le comportement des corps d'épreuve, en leur appliquant un renforcement proportionnel au moment sollicitant.

Conclusion

Le projet INPERMISE de l'ANR a permis de réaliser une campagne expérimentale sur 8 poteaux élancés, soumis à une sollicitation de flexion composée représentative d'une action sismique, et d'analyser le comportement de ces corps d'épreuve lorsqu'ils sont renforcés par diverses configurations de matériaux composites.

Cette étude expérimentale menée à l'IFSTTAR a permis de quantifier l'apport des diverses techniques de renforcement par matériaux composites en termes de gain de capacité résistante, de ductilité ou encore de dissipation d'énergie. Elle permet de vérifier des règles de dimensionnement proposé par l'AFGC et l'Eurocode 8 à destination des ingénieurs, permettant de renforcer aux séismes un poteau par matériaux composites collés.

Références

- [1] AFGC, (2011) - Réparation et renforcement des structures en béton au moyen de matériaux composites - Recommandations provisoires, Février 2011.
- [2] Sadone R., (2011) - Comportement de poteaux en béton armé renforcés par matériaux composites et soumis à des sollicitations de type sismique - Thèse de doctorat de l'Université Parsi-Est, 305 pages.
- [3] CSTB, 2008 - Avis technique n°3/04-424 du procédé de renforcement Foreva TFC de Freyssinet.
- [4] EN 1998-3 : Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 3 : Evaluation et Renforcement des bâtiments.
- [5] Biskinis D.E., Fardis M.N., (2008) - Cyclic deformation capacity, resistance and effective stiffness of RC members with or without retrofitting - The 14th World Conference on Earthquake Engineering, October 12-17, 2008, Beijing, China.
- [6] Saaman M., Mirmiran A., Shahawy M., (1998) - Model of concrete confined by fiber composites - Journal of Structural Engineering, September 1998, pp. 1025-1031.
- [7] Sadone R., Quiertant M., Chataigner S., Mercier J., Ferrier E., (2010) - Behavior of an innovative end-anchored externally bonded CFRP strengthening system under low cycle fatigue - CICE 2010, The 5th International conference on FRP composites in civil engineering, September 27-29, 2010, Beijing, China.
- [8] Lam L., Teng J.G., (2003) - Design-oriented stress-strain model for FRP-confined concrete - Construction and Building Materials 17, pp. 471-489.



Nouvelle version du logiciel Mur 2.0

MUR est un logiciel de calcul des murs de soutènement de type poids ou en Té renversé avec ou sans bêche.

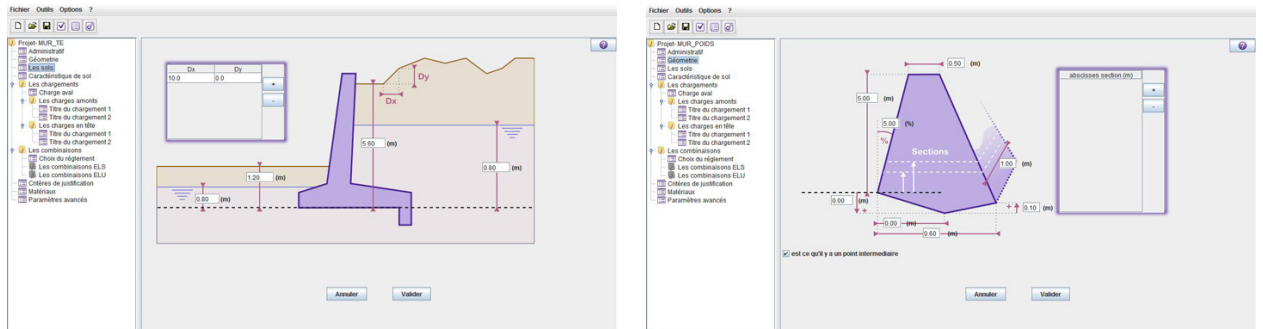
Pour sa nouvelle version MUR 2.0, disponible depuis septembre 2013, le noyau de calcul a été modifié et une nouvelle interface graphique de saisie a été créée.



« Nouveau logo du logiciel MUR

Fonctionnalités et noyau de calcul

Le logiciel MUR 2.0 permet, quelque soit le type de mur (poids ou en Té), de vérifier la stabilité externe aux différents états limites et/ou d'optimiser la géométrie du mur en retenant les dimensions minimales permettant de vérifier la stabilité externe du mur.



Types de mur traités par le logiciel MUR 2.0 :
Mur en Té renversé et mur poids

Les calculs peuvent être effectués selon le règlement français (Fascicule 62 Titre V corrigé) ou selon les Eurocodes à l'aide de la norme NF P94-281, norme d'application française de l'Eurocode 7 relative aux murs de soutènement. (norme à paraître en 2014)

Pour les murs en Té renversé, la justification de la résistance interne consiste à assurer que le règlement de béton armé (règles Eurocode norme NF EN 1992-2) est vérifié dans certaines sections prédéterminées (encastrement voile - semelle, encastrement du talon, encastrement du patin), ainsi que dans certaines sections du voile définies par l'utilisateur. Le logiciel réalise ici le calcul d'un ferrailage brut (c'est-à-dire sans prendre en compte les conditions de ferrailage minimal) dans les sections.

Pour les murs poids, la nouvelle version du logiciel permet de vérifier les efforts tranchants (règles Eurocode 2) entre éléments en calculant les efforts dans les sections de béton.

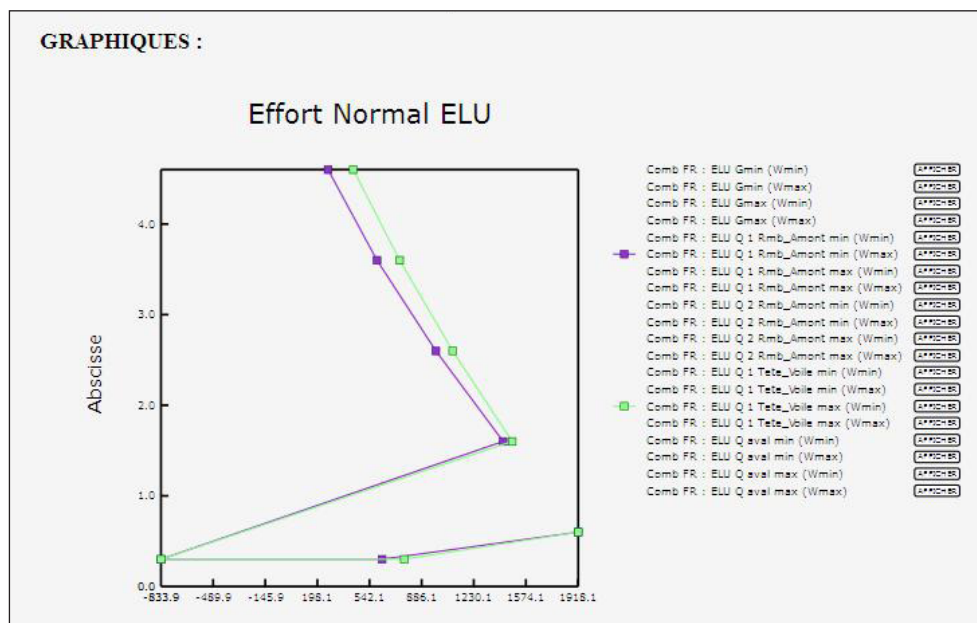
Quelque soit le type de mur et le type de règlement utilisés, la détermination des actions de poussée des terres est fait à l'aide de la méthode de Culmann. Dérivée du coin de rupture de Coulomb, cette méthode, simple et générale, permet les points suivants :

- une géométrie de talus quelconque,
- la possible présence d'une nappe hydrostatique,
- prise en compte de surcharges linéiques ou réparties (invariantes parallèlement au mur) sur le talus.

Interface de saisie et sorties graphiques

La nouvelle interface graphique de saisie développée permet d'utiliser à présent le logiciel MUR sur tous les postes, qu'ils fonctionnent avec un système d'exploitation Windows en 32 ou 64 bits. Il est donc compatible avec Windows XP, Vista ou Windows 7.

Cette version 2.0 édite la note de calcul, présentant le rappel des données et les résultats, sous le format .html en permettant de nouvelles sorties graphiques. L'utilisateur obtient donc les efforts et les critères de stabilité, les efforts internes des sections et et, le cas échéant, le dimensionnement des sections d'acier.



Exemple d'un graphique d'une note de calcul

Cette nouvelle sortie graphique permet d'obtenir une coupe du mur et des efforts qui y sont appliqués, ainsi que des graphiques récapitulatifs des efforts dans les sections selon les différentes combinaisons d'actions.

MUR est aussi à présent utilisable en deux langues, le français et l'anglais.

› Pour commander le logiciel MUR v2.0, rendez-vous sur notre site Web :
<http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr/html/logiciels0A/commander.html>

› Pour plus d'informations sur nos logiciel et nos tarifs, rendez-vous sur la page Web :
<http://www.setra.developpement-durable.gouv.fr/html/logiciels0A/logiciels.html>

Nouvelle version du logiciel Carpe 2.0

CARPE (Calcul des Rideaux de PalplanchEs) est un logiciel qui sert à calculer les écrans non ancrés ou comportant un seul lit de tirants.

Pour sa nouvelle version CARPE 2.0, disponible depuis septembre 2013, le noyau de calcul a été modifié et une nouvelle interface graphique de saisie a été créée.



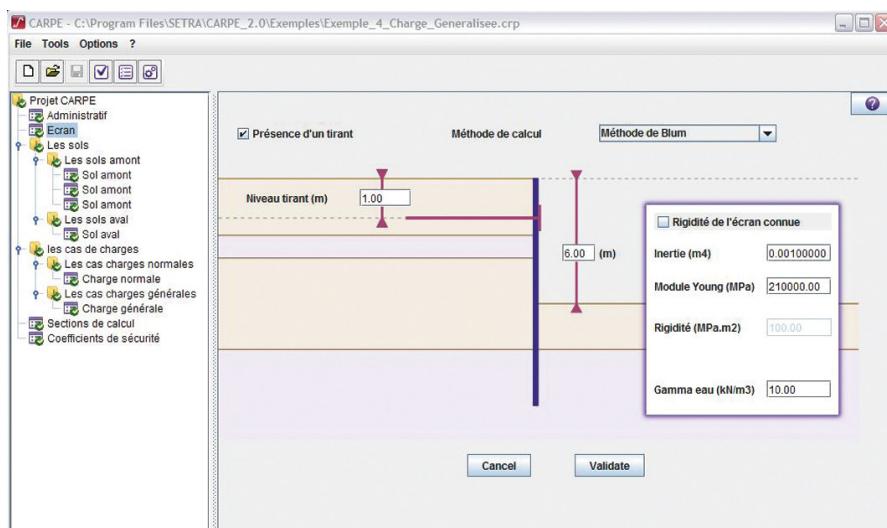
◀ Nouveau logo du logiciel CARPE

Fonctionnalités et noyau de calcul

Le logiciel CARPE 2.0 permet de calculer, par la Méthode aux Équilibres Limites (MEL), les écrans autostables et les écrans isostatiques (norme d'application française de l'Eurocode 7 relative aux écrans de soutènement, NF P94 282).

La norme impose ce type de calcul pour les écrans autostables et l'autorise pour les écrans isostatiques (un niveau d'ancrage). Trois méthodes de calcul sont implémentées :

- application de la sécurité sur les actions et les résistances ($\gamma_F - \gamma_R$),
- application de la sécurité sur la butée seule ($\gamma_R = 1,89$),
- méthode de la ligne élastique de type Blum (réservée aux écrans souples).



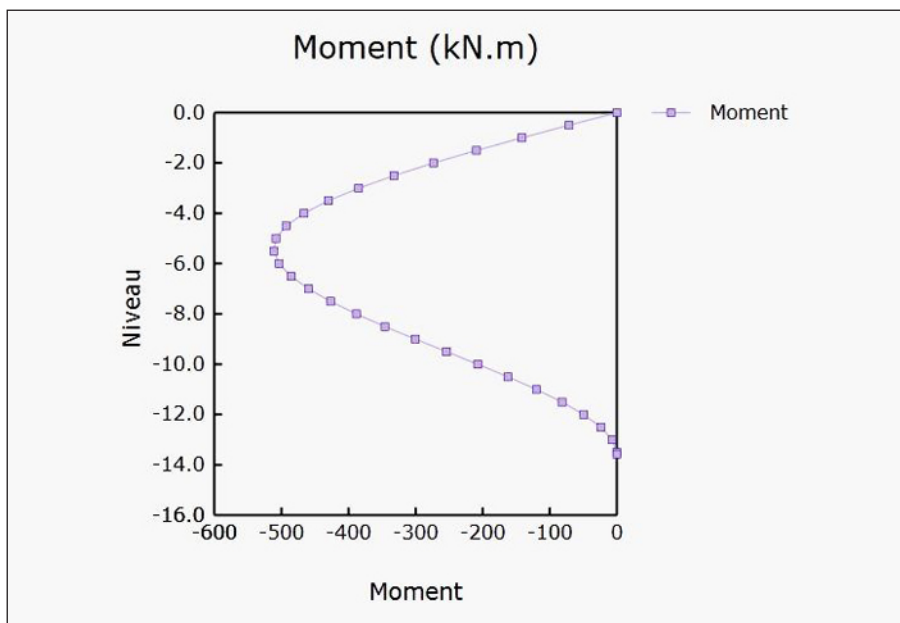
Interface de saisie de CARPE 2.0

CARPE permet donc le dimensionnement de la fiche et le calcul des efforts dans la structure par la méthode aux équilibres limites.

Interface de saisie et sorties graphiques

La nouvelle interface graphique de saisie développée permet d'utiliser à présent le logiciel CARPE sur tous les postes, qu'ils fonctionnent avec un système d'exploitation Windows en 32 ou 64 bits. Il est donc compatible avec Windows XP, Vista et Windows 7.

Cette version 2.0 édite la note de calcul, présentant le rappel des données et les résultats, sous le format .html en permettant de nouvelles sorties graphiques. L'utilisateur obtient donc les efforts et les déplacements le long de l'écran.



Exemple d'un graphique d'une note de calcul

Cette nouvelle sortie graphique permet d'obtenir une coupe de l'écran, ainsi que des graphiques récapitulatifs des efforts sur et dans l'écran (pression des terres, moment et effort tranchant).

CARPE est aussi à présent utilisable en deux langues, le français et l'anglais.

› Pour commander le logiciel CARPE v2.0, rendez-vous sur notre site Web :

<http://www.setra.fr/html/logiciels0A/commander.html>

› Pour plus d'informations sur nos logiciel et nos tarifs, rendez-vous sur la page Web :

<http://www.setra.fr/html/logiciels0A/logiciels.html>

Les dernières publications Ouvrages d'art

Ouvrage édités par l'Ifsttar

› Surveillance acoustique des câbles - Guide méthodologique du système CASC-LPC

Guide technique

Le procédé CASC (contrôle acoustique pour la surveillance des câbles) est un système de surveillance de structures comprenant des câbles tendus (notamment les ponts suspendus, ponts à hauban, structures à précontrainte intérieure ou précontrainte extérieure).

Une fois en place, il permet la détection et la localisation des ruptures des fils constituant ces câbles, par l'énergie et les ondes acoustiques qu'ils libèrent lorsqu'ils se rompent.

Le système, muni de moyens de transmission, permet la mise en œuvre d'alarmes et la télésurveillance des structures concernées.

Le présent guide décrit le procédé, à travers les phénomènes physiques sur lesquels il se base et l'appareillage qu'il mobilise. Il donne à son utilisateur tous les conseils nécessaires pour la bonne mise en œuvre de cette méthode sur les ouvrages d'art, de la réflexion préalable jusqu'à l'interprétation des résultats servant à la prise des décisions relatives à la gestion de l'ouvrage.

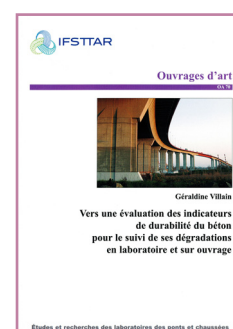
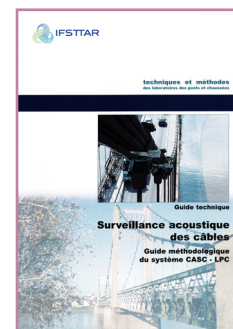
Avril 2012 - Référence : ACOUSCAB - Prix de vente : 30 € HT

Ouvrage édités par l'Ifsttar

› Vers une évaluation des indicateurs de durabilité du béton pour le suivi de ses dégradations en laboratoire et sur ouvrage

Cet ouvrage s'intéresse à l'évolution des indicateurs de durabilité du béton ainsi qu'au suivi et à la prédiction de l'évolution des dégradations physico-chimiques, d'abord par des méthodes destructives puis non destructives.

Une première partie est consacrée à la durabilité des ouvrages vis-à-vis de la carbonatation couplée au séchage suivant une approche performantielle. Des essais de laboratoire sont développés et un modèle est construit. Leur application au diagnostic de la progression de la carbonisation du béton. Des relations empiriques entre résultats non destructifs et indicateurs performantiels sont établies en laboratoires puis utilisées pour le diagnostic



de l'état d'une structure. L'étude de la physique des phénomènes de propagation des ondes dans le béton partiellement saturé permet de procéder à l'inversion des résultats et d'obtenir certains indicateurs.

Les perspectives de recherches visant à déterminer les gradients de teneur en eau et les fronts de pénétration puis à adapter aux méthodes non destructives les modèles prédictifs de la durée de vie résiduelle des ouvrages en béton armé et précontraint.

Avril 2012 - Référence : OA70 - Prix de vente : 20 € HT

Ouvrage édité par l'Ifsttar

› **Durée de vie des ouvrages en béton armé -
Approche prédictive, performantielle et probabiliste -
Recommandation du projet ANR-APPLET**

L'ensemble des travaux réalisés dans le projet ANR-APPLET constitue un apport important en termes de réponses et perspectives pour l'évaluation et la gestion des ouvrages en béton. Le projet s'est notamment attelé à développer une démarche performantielle, probabiliste et prédictive de la durée de vie des ouvrages en béton. Les résultats scientifiques du projet APPLET franchissent une étapes essentielle pour aborder l'analyse du cycle de vie des ouvrages en béton de manière plus efficace, rationnelle et pertinente.

Ce document met en avant les principales avancées qui concernent directement les utilisateurs finaux.

Aôut 2012 - Référence : APPLE - Prix de vente : 22 € HT

› **Joints de chaussée des ponts-routes - Détermination
du souffle aux Eurocodes**

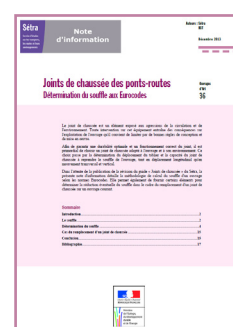
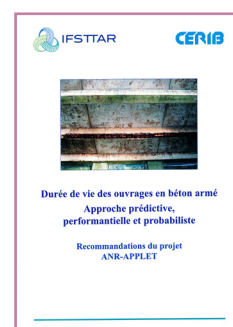
Note d'information

Le joint de chaussée est un élément exposé aux agressions de la circulation et de l'environnement. Toute intervention sur cet équipement entraîne des conséquences sur l'exploitation de l'ouvrage qu'il convient de limiter par de bonnes règles de conception et de mise en oeuvre.

Afin de garantir une durabilité optimale et un fonctionnement correct du joint, il est primordial de choisir un joint de chaussée adapté à l'ouvrage et à son environnement. Ce choix passe par la détermination du déplacement du tablier et la capacité du joint de chaussée à reprendre le souffle de l'ouvrage, tant en déplacement longitudinal qu'en mouvement transversal et vertical.

Dans l'attente de la publication de la révision du guide « Joints de chaussée » du Sétra, la présente note d'information détaille la méthodologie de calcul du souffle d'un ouvrage selon les normes Eurocodes. Elle permet également de fournir certains éléments pour déterminer la réduction éventuelle du souffle dans le cadre du remplacement d'un joint de chaussée sur un ouvrage courant.

Décembre 2013 - Référence : 1343W - 17 pages



› Guide d'application de l'instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art Fascicule 10 - Fondations en site aquatique

Guide technique

Le présent document est un fascicule d'accompagnement de l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA) de 2010.

Il annule et remplace l'ancien fascicule 10 de mars 1981 de l'ITSEOA.

Il traite plus particulièrement de la surveillance, de l'évaluation, de l'entretien et de la réparation des fondations des ponts en site aquatique.

Il constitue un guide destiné principalement aux personnels techniques des organismes chargés de la surveillance (visiteurs et inspecteurs d'ouvrage) et aux gestionnaires du réseau routier dans les collectivités territoriales, les services de l'État et les autres organismes.

Août 2013 - Référence : 1308 - 100 pages - Prix de vente : 20 €

› PETRA - Élaboration des pièces écrites techniques des DCE pour la construction d'ouvrages d'art neufs et la réparation d'ouvrages existants - version 3.0

Logiciel

PETRA (Pièces Écrites Techniques Rédigées avec Assistance) est un logiciel facilitant l'élaboration des pièces écrites techniques (CCTP, cadre du bordereau des prix, cadre du détail estimatif) des DCE portant sur la construction d'ouvrages d'art neufs et la réparation d'ouvrages existants.

Il utilise pour cela deux bibles, la bible ouvrages d'art neufs et la bible réparations.

Mai 2013 - Référence : L56-1305 - Prix de vente : 2 000 €



Coordonnées des rédacteurs

Jean-Christophe CARLÈS
CETE Méditerranée/DCEDI/DOA
Tél. : 04 42 24 76 86
jean-christophe.carles@
developpement-durable.gouv.fr

Christian CREMONA
Sétra/C_{TOA}
Tél. : 01 60 52 32 56
christian.cremona@developpement-
durable.gouv.fr

Raphaëlle SADONE
CETE de Lyon/DLL/OASMD/DOA
Tél. : 04 72 14 32 26
raphaelle.sadone@developpement-
durable.gouv.fr

Marc QUIERTANT
IFSTTAR
Tél. : 01 81 66 83 22
marc.quiertant@ifsttar.fr

François TOUTLEMONDE
IFSTTAR
Tél. : 01 81 66 83 97
francois.toutlemonde@ifsttar.fr

Emmanuel FERRIER
Professeur d'Université
Tél. : 04 72 69 21 30/21 21
LGCIE Site Bohr
emmanuel.ferrier@univ-lyon1.fr

Aurore BRACH
Sétra/C_{TOA}/D_{GP}
Tél. : 01 60 52 33 24
Aurore.brach@developpement-
durable.gouv.fr

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>



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>

Au 1^{er} janvier 2014, les 8 CETE, le Certu, le Cetmef et le Sétra fusionnent pour donner naissance au Cerema (Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement).



Référence : **BOA68**

*Couverture - crédit photos : DDE de la Réunion ;
Vignettes : DDE de la Réunion - Sétra*

Mise en page : Pascale Varache (Sétra)

*L'autorisation du Sétra est indispensable pour la reproduction, même partielle, de ce document
© 2013 Sétra - ISSN : 1266-116x*

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

PEFC/10-31-945



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

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

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

