

BULLETIN

OUVRAGES D'ART

n°80

Juillet 2022

Sommaire

■ Les projets

La réparation du viaduc de la Ricamarie, sur la RN88	5
<i>Julien Cabut, Jean-Paul Deveaud, Raphaëlle Sadone, Bernard Jacquier, Didier Germain, David Auge</i>	

■ La méthodologie

La méthode Sismet	33
<i>Denis Davi</i>	
Retour d'expérience sur le comportement des protections et réparations du BA	53
<i>Richard Vaissiere, Christophe Aubagnac, André Orcesi</i>	

■ Les brèves

Un corpus varié d'outils pour accompagner les communes dans la gestion de leurs ouvrages	77
<i>Cécile Bouvet-Agnelli</i>	

■ Les dernières publications OA du Cerema

Fascicule ITSEOA n°51 : Ouvrages de soutènement	81
---	----



Remerciements : La mise au point des articles publiés dans le présent numéro du bulletin OA a été faite par Antoine Théodore et Daniel de Matteis du Cerema ITM.

Version : 1 du 24 juin 2022

Directeur de la publication : Pascal BERTEAUD

Directeur délégué : David ZAMBON

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

Rédaction en chef :
Daniel de MATTEIS (Cerema ITM) - tél. : 07 84 72 67 34
Antoine THEODORE (Cerema ITM) - tél. : 01 60 52 33 02

Image de couverture : Outils de reconstruction des chevêtres des piles du viaduc de la Ricamarie (Freyssinet)

La réparation du viaduc de la Ricamarie, sur la RN88

Une solution innovante de réparation d'un VIPP par mise en continuité mécanique des travées

Julien Cabut¹, Jean-Paul Deveaud², Raphaëlle Sadone¹, Bernard Jacquier², Didier Germain², David Auge²

¹ Direction Interdépartementale des Routes Centre-Est, 228 rue Garibaldi – 69446 LYON CEDEX 3

² Cerema Centre-Est, 25 avenue François Mitterrand - CS 92803 - 69674 BRON CEDEX

Résumé

Le viaduc de la Ricamarie, VIPP construit en 1964/1965, permet à la RN88 de franchir la vallée de l'Ondenon, à proximité de Saint-Étienne. Entre 2016 et 2018, après huit ans d'études, cet ouvrage a fait l'objet de travaux de renforcement d'envergure basés sur une solution de réparation innovante.

Cet article retrace le déroulement de l'opération depuis l'inspection détaillée de 2008 jusqu'à la fin des travaux de rénovation en 2018. Après une description de l'ouvrage et du site, il présente les désordres affectant l'ouvrage et les résultats des nombreuses investigations réalisées puis dresse un bilan de l'intervention à effectuer. Les objectifs de l'intervention présentée tiennent compte de l'état constaté du viaduc et de ses appuis ainsi que des contraintes d'exploitation.

L'article décrit ensuite les scénarios de réparation et de remplacement du tablier qui ont été étudiés et comparés. Le scénario de réparation finalement retenu est particulièrement innovant. Il repose sur la modification du fonctionnement mécanique du tablier. Les travées du VIPP, initialement indépendantes, sont rendues mécaniquement continues en construisant des entretoises de liaison massives au niveau des appuis. Outre l'amélioration de la robustesse, le fonctionnement en tablier continu permet alors de supprimer les joints de chaussée et facilite l'addition de précontrainte extérieure de renfort. Un hourdis additionnel est également coulé sur toute la surface du tablier afin d'améliorer son monolithisme et son comportement transversal. Il s'agit d'une méthode de réparation inédite pour un VIPP.

L'article décrit enfin les études détaillées et les calculs réalisés pour chaque élément de l'ouvrage puis les travaux de réparation des piles et des tabliers.

Toutes les photos illustrant cet article ont été réalisées par la DIR Centre-Est et le Cerema.

I. Le viaduc de la Ricamarie

Construit en 1964 et 1965, le viaduc de la Ricamarie est situé en bordure de la ville de la Ricamarie (Loire). Il permet à la RN88 de franchir la vallée de l'Ondenon ainsi que plusieurs voiries locales remontant cette vallée pour desservir des habitations riveraines (voir figure n°1).

Cet ouvrage à sept travées comporte deux tabliers parallèles indépendants supportant chacun deux voies de circulation et reposant sur huit appuis communs : deux culées (C0 et C7) et six piles (P1 à P6).



Figure n°1 : Vue générale du viaduc de la Ricamarie

Le tracé en plan de l'ouvrage (voir figure n°2) est constitué par une clothoïde sur les deux premières travées coté Saint-Etienne et par une courbe de rayon 500 m sur le reste de l'ouvrage. Le dévers est variable de 0 à 6 % sur la partie en clothoïde et constant à 6 % dans la courbe de rayon 500 m. Le profil en long de l'ouvrage est constitué par une pente descendante à 3,56 % dans le sens Saint-Étienne – Firminy.

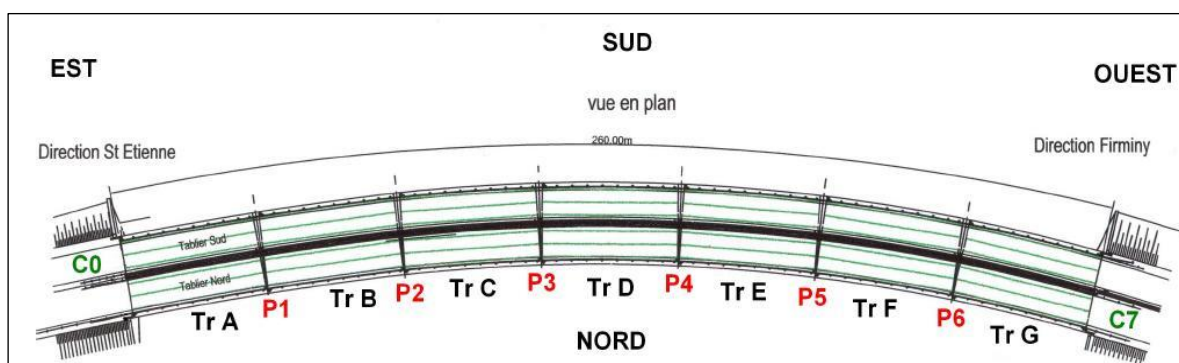


Figure n°2 : Vue en plan du viaduc de la Ricamarie

Le viaduc est un ouvrage de type VIPP (viaduc à travées indépendantes à poutres précontraintes, voir figure n°3) de première génération. Ses sept travées sont isostatiques et chaque travée de chaque tablier comporte trois poutres précontraintes espacées de 3,25 m entre axes, reliées par un hourdis de 18 cm d'épaisseur et par des entretoises à raison d'une entretoise sur chaque appui et de trois entretoises intermédiaires par travée. Le hourdis et les entretoises sont précontraints transversalement par des câbles 12Φ8 injectés au coulis de ciment, à raison de 40 câbles par travée pour le hourdis, un câble pour les entretoises d'about et deux câbles pour les entretoises intermédiaires.

Chacun des deux tabliers, d'une largeur de 10,05m, porte une chaussée unidirectionnelle comprenant deux voies de 3,50 m bordée par deux bandes dérasées de 0,73 m de largeur et un passage de service de 0,60 m de largeur. Les poutres étant droites, la courbure du tablier est obtenue par variation de largeur des encorbellements. Sur pile, un élément en béton armé de section trapézoïdale posé sur le chevêtre remplit l'espace entre les abouts droits de chaque travée et accueille, de part et d'autre, les deux lignes de joints de chaussée. Cet élément est nommé tenon dans les documents d'exécution.

Les poutres ont une hauteur de 2,20 m. L'épaisseur des âmes varie de 32 cm à l'about à 18 cm au droit de la première entretoise. Les poutres sont précontraintes longitudinalement avec des câbles 12Φ8. La poutre centrale de chaque travée est précontrainte par 13 câbles et les poutres latérales par 12 câbles.

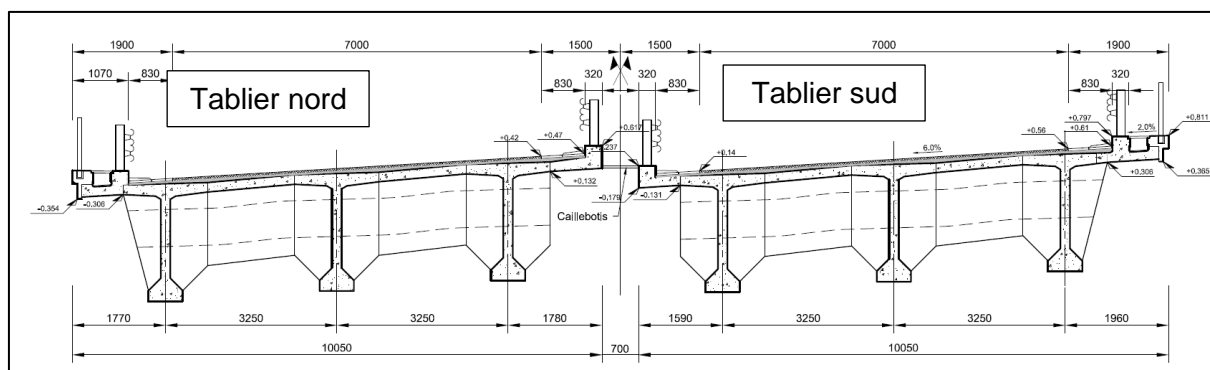


Figure n°3 : Coupe transversale des deux tabliers du viaduc avant travaux

Travée A C0/P1 : 36,11 m	Travée E P4/P5 : 36,78 m
Travée B P1/P2 : 36,62 m	Travée F P5/P6 : 36,78 m
Travée C P2/P3 : 36,78 m	Travée G P6/C7 : 36,34 m
Travée D P3/P4 : 36,78 m	

Tableau n°1 : Longueurs des travées du viaduc de la Ricamarie, mesurées dans l'axe du vide central

La longueur totale de l'ouvrage entre joints de chaussée sur culées, mesurée selon l'axe général du tracé entre les deux tabliers parallèles, est de 257,48 m. Le détail des longueurs de chacune des travées est donné dans le tableau n°1.

Les culées sont de type mur poids en béton faiblement armé avec murs en aile. Les piles de hauteur variable sont composées de caissons de section trapézoïdale (les piles sont visitables). Les voiles périphériques ont une épaisseur de 25 cm et sont raidis par deux diaphragmes intérieurs parallèles à l'axe du tracé. Tous les appuis reposent sur des semelles superficielles de 1,60 m d'épaisseur. En tête des piles, les chevêtres débordent de 19 cm par rapport aux faces du fût et présentent une hauteur de 1 m. Sur ces chevêtres, deux tenons en béton de largeur variable assurent la continuité des tabliers entre travées. Douze dés d'appui de hauteur variable sont disposés sur chaque chevêtre du fait du dévers (voir figure n°3). Les poutres reposent sur ces dés d'appui via des appareils d'appui en néoprène fretté.

Chaque rive de tablier est équipée d'un dispositif de retenue constitué de deux lisses de glissières fixées sur des profilés verticaux espacés de 4 m et boulonnés sur des longrines en béton. En rive extérieure de chaque tablier, le passage de service est bordé par un garde-corps d'un mètre de hauteur complété par un écran antichute d'objets d'un mètre de hauteur. Le vide entre les deux tabliers est fermé par un caillebotis métallique.

II. L'inspection détaillée périodique de 2008, la genèse de l'opération

Comme tout ouvrage de l'État, le viaduc de la Ricamarie fait l'objet d'une surveillance régulière. Bien que certains désordres aient été repérés depuis de nombreuses années, c'est l'inspection détaillée périodique réalisée en 2008 qui a constitué le point de départ de cette opération de réparation. En effet, les importants désordres qu'elle a fait apparaître sont de nature à remettre en cause la durabilité de l'ouvrage.

II.1 Diagnostic des appuis

L'inspection détaillée de 2008 a mis en évidence un état très dégradé des appuis. La quasi-totalité des faces des chevêtres, des fûts de piles, des tenons et des dés d'appui présentaient de nombreux éclats de béton s'accompagnant d'une corrosion importante des armatures (voir figure n°4). Pour les chevêtres, la corrosion a conduit à des pertes importantes de sections de d'acier. Des gerçures plus ou moins prononcées sur presque toutes les faces des appareils d'appui ont également été constatées.



Figure n°4 : État très dégradé d'un parement de chevêtre de pile

Ces désordres s'expliquent par la percolation de l'eau à travers les joints de chaussée de l'ouvrage, cette eau étant régulièrement chargée en sels de déverglaçage (les hivers sont rigoureux à la Ricamarie). En effet, compte tenu de l'importance du trafic routier, les joints de chaussée perdent rapidement leur étanchéité et il est difficile de les réparer ou de les remplacer car les contraintes d'exploitation sont très fortes sur cet itinéraire.

L'origine de ces désordres a été confirmée par des investigations menées en 2009, puis complétées en 2013. Elles avaient alors conclu qu'une quantité de chlorures largement supérieure au seuil admissible était présente dans le béton des parements extérieurs de l'ensemble des piles sur une épaisseur atteignant parfois 5 cm, c'est-à-dire supérieure à l'enrobage moyen de la nappe d'armatures extérieures.

II.2 Diagnostic des tabliers

Concernant la structure des tabliers, d'importants ruissellements ont été constatés le long de cachetages de précontrainte situés aux abouts de poutres (cachetages parfois absents, décollés ou présentant un début de dégradation). Les encorbellements étaient également très dégradés.

Le viaduc de la Ricamarie a parallèlement fait l'objet d'une analyse des risques au même titre que l'ensemble des VIPP du réseau routier national. Étant ressorti comme « à risque fort », des investigations complémentaires sont réalisées pour améliorer la connaissance de l'ouvrage. La mesure de la tension résiduelle sur 32 fils de la précontrainte longitudinale par la méthode de l'arbalète (voir figure n°5) a mis en évidence un déficit important de cette précontrainte. La contrainte résiduelle moyenne s'établit à

707 MPa, ce qui correspond à un total de pertes de 42 %. A titre de comparaison, la note de calculs de l'époque fait état d'une contrainte après pertes égale à 967 MPa, soit seulement 20 % de pertes.



Figure n°5 : Mesure de la précontrainte résiduelle à l'arbalète

Une auscultation radar du complexe étanchéité/enrobé associée à des sondages destructifs (ouverture de fenêtres et carottages) a mis en évidence d'importants défauts d'étanchéité sur le tablier nord (notamment dans la travée F), ainsi qu'un état dégradé de la chaussée.

Enfin, les résultats d'une campagne de gammagraphie réalisée en 1994 ont également été exploités. Ceux-ci avaient mis en évidence des défauts d'injection sur 75 % des gaines de précontrainte.

II.3 Bilan des réparations nécessaires

Compte tenu de ces constatations, les études préliminaires de réparation réalisées en 2012 ont dressé un bilan des travaux nécessaires :

- Réfection de l'étanchéité et de la couche de roulement, voire du renformis de reprofilage, du tablier nord ;
- Démolition en profondeur du béton des chevêtres, jusqu'à retrouver une zone saine (sans chlorures), en vue d'une reconstitution. Le remplacement des aciers dégradés par la corrosion est également à envisager ;
- Changement des appareils d'appui ;
- Renforcement par précontrainte extérieure pour compenser les pertes de précontrainte longitudinale ;
- Ragréage et étanchéité des abouts de poutre ;
- Suppression des joints de chaussée et attelage des travées ;
- Remplacement des dispositifs de retenue côté extérieur des tabliers afin d'avoir un niveau de retenue H3 et mise en conformité aux règlements des dispositifs intérieurs ;
- Réfection complète des parements des piles.

III. Elaboration du cahier des charges et comparaison de trois scénarios

III.1 Les exigences du maître d'ouvrage

Un projet traitant toutes les pathologies de l'ouvrage

Compte tenu du bilan des réparations nécessaires, le maître d'ouvrage a souhaité que le projet de réparation traite l'ensemble des pathologies repérées sur les tabliers et sur les piles.

Un projet avec de fortes contraintes d'exploitation sous chantier

L'ouvrage porte la RN88 qui accueille un trafic routier important, voisin de 60 000 véhicules par jour. Il est également situé dans un contexte urbain à proximité de nombreuses habitations. Ces contraintes fortes ont été intégrées dès le début des études.

Afin de limiter l'impact des travaux sur la circulation au sein de l'agglomération stéphanoise, il a été décidé que les travaux sur les tabliers seraient réalisés en deux ans, à raison d'un tablier par an. Le mode d'exploitation retenu est le suivant :

- coupure complète de la circulation sur le tablier en travaux pendant 7,5 mois en dehors de la période de viabilité hivernale,
- basculement de la circulation sur le second tablier, alors placé dans une configuration à 2 x 1 voie. Cette configuration ne peut toutefois pas être maintenue en période de viabilité hivernale puisqu'elle empêche toute possibilité de déneigement.

Ce mode d'exploitation permet de disposer intégralement d'un tablier pour réaliser les travaux tout en maintenant une voie de circulation dans les deux sens de circulation. En revanche, le respect du délai de travaux devient de fait une contrainte très forte à prendre en compte lors de la rédaction du cahier des charges de l'opération, en favorisant par exemple une intervention sur toutes les têtes de piles en parallèle.

Un projet adapté à la situation urbaine de l'ouvrage

L'ouvrage surplombe plusieurs habitations de la ville de la Ricamarie. Les nuisances sonores prégnantes donnaient régulièrement lieu à des plaintes des associations de riverains, excédés par les « claquements » dus à la présence des joints de chaussée. Le projet devait donc prévoir leur suppression.

Par ailleurs, la présence d'habitations sous l'ouvrage associée à la circulation importante rendait indispensable la mise aux normes des dispositifs de retenue. Enfin, le projet devait prévoir la mise en place de dispositifs anti-projection pour protéger les habitations sous l'ouvrage de la chute d'objets.

Un projet facilitant l'exploitation de l'ouvrage

L'exploitant a été associé dès ce stade de l'opération en donnant des orientations sur les modes d'exploitation sur l'ouvrage. Ainsi, une bande dérasée de droite, la plus large possible et permettant des interventions ponctuelles sur l'ouvrage en véhicule, a été privilégiée par rapport au maintien du passage de service qui n'était pas utilisé (voir figure n°9).

III.2 Scénarios de réparation envisagés pour le tablier

Lors des études préliminaires de réparation, plusieurs scénarios ont été envisagés et comparés :

- un scénario mettant en œuvre des méthodes de réparation classiques,
- un scénario innovant impliquant la mise en continuité des travées,
- un scénario remplaçant complètement les tabliers.

À ce stade, les quatre problématiques structurelles majeures identifiées sont :

- la nécessité d'améliorer la capacité portante longitudinale,
- la suppression des joints de chaussée intermédiaire,
- le traitement des têtes de piles et remplacement des appareils d'appui,
- la requalification du profil en travers qui nécessite de renforcer les encorbellements pour permettre l'implantation des dispositifs de sécurité de niveau de retenue H3.

Scénario classique

Le premier scénario envisagé répond à ces quatre enjeux de façon séparée. Cette solution associe le renforcement des poutres par précontrainte additionnelle (poutre par poutre), l'attelage des travées par dalles de continuité, et le changement des appareils d'appui avec reconstitution des têtes de piles. Pour le renforcement des encorbellements, l'emploi de matériaux composites est retenu afin de ne pas augmenter excessivement le poids de l'ouvrage. Des bandes de tissu de fibres de carbone accolées transversalement depuis l'extrémité de la chaussée sont prévues.

Scénario innovant

Constatant que le scénario classique résolvait les problématiques de façon séparée, une solution innovante permettant de répondre de façon globale aux enjeux identifiés a été envisagée, imaginant qu'elle puisse être source d'optimisation. Cette solution repose sur la mise en continuité mécanique des tabliers du viaduc par précontrainte longitudinale avec coulage d'entretoises massives de continuité entre travées (en lieu et place des tenons sur piles). Cette mise en continuité est combinée avec un renforcement transversal de l'ouvrage par coulage d'un hourdis généralisé en béton armé d'une dizaine de centimètres d'épaisseur, connecté au hourdis existant. Ce nouveau hourdis permet par ailleurs d'élargir l'ouvrage d'une vingtaine de centimètre.

La mise en continuité par précontrainte extérieure s'affranchit de l'écueil rencontré par les quelques cas de VIPP rendus mécaniquement continus dès leur construction [1]. Les efforts de continuité à reprendre, comparés aux ouvrages de type PRAD [2] par exemple, sont relativement élevés et nécessitent des unités de précontrainte ou des armatures de forte capacité dont la mise en œuvre est très difficile compte tenu de la finesse des poutres et de l'encombrement dans les abouts. C'est notamment pour cette raison que ce principe constructif s'est limité, contrairement à d'autres types de tablier comme les PRAD ou les poutrelles enrobées, à quelques rares cas.

Cette approche inédite pour un VIPP permet de redonner une capacité portante réglementaire à l'ouvrage tout en améliorant fortement la robustesse des tabliers. Le renforcement du hourdis par un hourdis additionnel participe à cette augmentation de portance malgré l'augmentation du poids du tablier qu'il engendre. Il permet de renforcer le monolithisme de l'ouvrage dans le sens transversal et d'augmenter la résistance des encorbellements, permettant ainsi la mise en place de dispositifs de retenue de niveau H3. Ce renforcement transversal permet également d'augmenter légèrement la largeur roulable et d'avoir un support de bonne qualité pour la mise en place de l'étanchéité et de la chaussée.

La face inférieure des entretoises massives de continuité est horizontale et se situe 40 cm sous le niveau de la sous-face de la poutre la plus basse (voir figure n°6). Ce débordement de l'entretoise sous les

poutres participe au liaisonnement entre les entretoises massives et les abouts des poutres. Cette disposition implique toutefois d'abaisser le niveau des chevêtres de pile afin de conserver le profil en long actuel et, ce faisant, d'éviter des travaux hors ouvrage. D'autre part, pour permettre la mise en place et le remplacement facile des nouveaux appareils d'appui, il est nécessaire de réserver un espace d'une hauteur de 70 cm entre la face supérieure des chevêtres des piles et la face inférieure des entretoises. Ces conditions conduisent à démolir totalement les chevêtres, dont l'état est de toute façon proche de la ruine, à recéper légèrement les fûts de piles et à construire de nouveaux chevêtres avec une face supérieure 1,2 m plus bas que celle des chevêtres existants.

Enfin, pour démolir et reconstruire les chevêtres ainsi que pour construire les entretoises massives de continuité (voir figure n°6), il est nécessaire de mettre le tablier sur appuis provisoires. La méthode retenue consiste à réaliser des ouvertures dans les voiles transversaux des piles et à y glisser des profilés métalliques servant d'appuis à des traverses métalliques. Ces dernières supporteront des camarteaux positionnés au droit des poutres et sur lesquels seront placés des vérins hydrauliques qui permettront de soulever l'ouvrage.

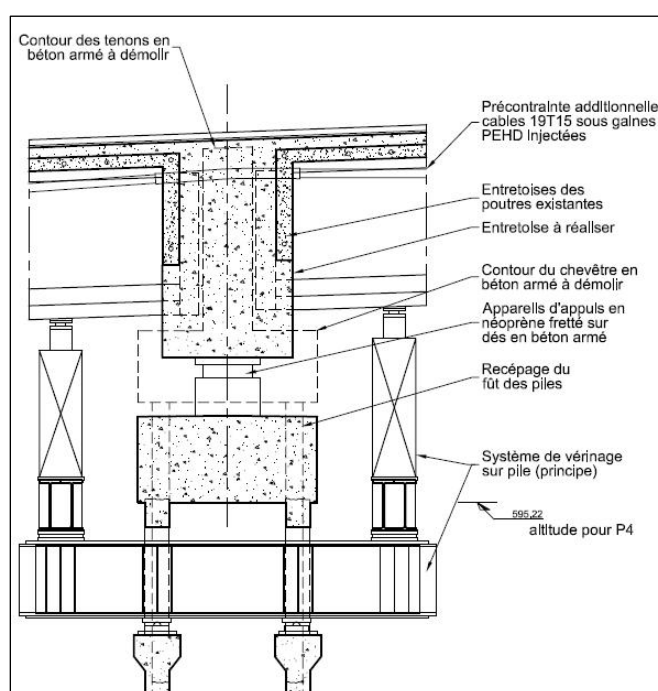


Figure n°6 : Principe de mise en continuité des travées

Scénario avec remplacement du tablier

Devant l'ampleur des travaux de réparation envisagés, la solution de remplacement du tablier par un tablier neuf a également été étudiée. La solution constituée d'un tablier à ossature mixte (bipoutre à entretoises coiffé d'un hourdis en béton armé) est la mieux adaptée étant données la portée des travées, les contraintes de mise en œuvre, la limitation des charges sur les appuis existants et l'urbanisation du site de l'ouvrage. Mais la hauteur du nouveau tablier étant plus faible que celle du tablier existant, des adaptations auraient été nécessaires au niveau des appuis, avec notamment la création d'une surépaisseur des chevêtres des piles et des sommiers des culées, après purge des zones endommagées sur une épaisseur d'environ 10 cm, ainsi que la pose de nouveaux appareils d'appui.

Dans ce scénario, le démontage du tablier existant s'effectue en plusieurs étapes. Après dépose des superstructures, il convient de mettre en place un contreventement provisoire pour stabiliser les poutres, de neutraliser la précontrainte transversale, puis de découper longitudinalement le tablier pour séparer les

trois poutres. Il est ensuite envisagé d'enlever les poutres par le dessus du tablier par « délancement », en s'inspirant directement du mode de construction par portique de lancement des poutres de VIPP.

Concernant la réalisation du nouveau tablier, la charpente métallique est lancée dans sa partie courbe, c'est-à-dire les six travées à partir de la culée C7 côté Firminy, et posée à la grue entre la pile P1 et la culée C0 côté Saint-Étienne. Une fois les opérations de lancement et de pose terminées, la charpente doit être descendue par étapes successives jusqu'à ses appuis définitifs.

Choix de la solution retenue

Le choix du scénario retenu a été fait à l'aide d'une analyse comparant les solutions sur la base des critères suivants :

- difficultés techniques des travaux,
- exploitation en phase chantier,
- exploitation en service,
- entretien,
- environnement,
- coût.

Les critères de coût, de délais de réalisation ainsi que la problématique complexe de la déconstruction du tablier existant en site urbain ont conduit à écarter le remplacement du tablier par une structure mixte.

La deuxième solution de réparation a été préférée à la première, compte tenu des incertitudes de qualité du support béton pour le collage des matériaux composites. Le scénario « innovant » avait en outre l'avantage de présenter un profil en travers légèrement élargi, d'être plus robuste et mieux adapté au contexte de l'ouvrage. Il a donc servi de base à l'élaboration du projet de réparation présenté dans la suite de cet article.

IV. Description détaillée du scénario de réparation

IV.1 Projet de réparation des tabliers

Le renforcement vis-à-vis de la flexion longitudinale

Le renforcement vis-à-vis de la flexion longitudinale consiste à transformer les sept travées indépendantes en un tablier continu par l'intermédiaire d'entretoises de liaison entre les travées adjacentes et par la mise en œuvre d'une précontrainte longitudinale de continuité.

Cette précontrainte additionnelle est constituée par 4 câbles 19T15S par tablier, placés sous gaines PEHD et injectés à la cire pétrolière. Dans le but de réduire les sollicitations d'effort tranchant vers les appuis et d'améliorer l'efficacité des câbles en milieu de travée, les câbles de précontrainte ont un tracé polygonal (voir figure n°7). Les points hauts du tracé se situent au niveau des appuis (1,90 m au-dessus du talon des poutres) tandis que pour la partie basse, la déviation est réalisée au niveau des entretoises intermédiaires 1 et 3 de chaque travée (0,7 m au-dessus du talon des poutres). Entre les entretoises 1 et 3, le tracé est parallèle au tablier.

La précontrainte additionnelle est excentrée latéralement afin de soulager davantage les poutres de rive situées à l'extérieur de la courbure (voir figures n°8 et 9). L'intensité de cette précontrainte est du même ordre de grandeur que l'effort résiduel de la précontrainte d'origine. Cette forte précontrainte s'explique par les pertes importantes de la précontrainte d'origine, le poids du hourdis additionnel et le choix d'avoir un fonctionnement en « précontrainte totale », en particulier au niveau de la mise en continuité.

Pour éviter d'avoir des câbles trop longs et difficiles à mettre en place, avec des pertes de précontrainte par frottement importantes, trois familles de câbles sont prévues. Une de la culée C0 à la pile P2, une de P2 à P5, et une dernière de P5 à C7. Les câbles des trois familles sont ainsi en recouvrement dans les entretoises de continuité sur P2 et P5. Mais la possibilité d'avoir des câbles continus sur toute la longueur de l'ouvrage n'a pas été écartée à ce stade. Le principe général du renforcement vis-à-vis de la flexion longitudinale est illustré par les figures n°7 et n°8.

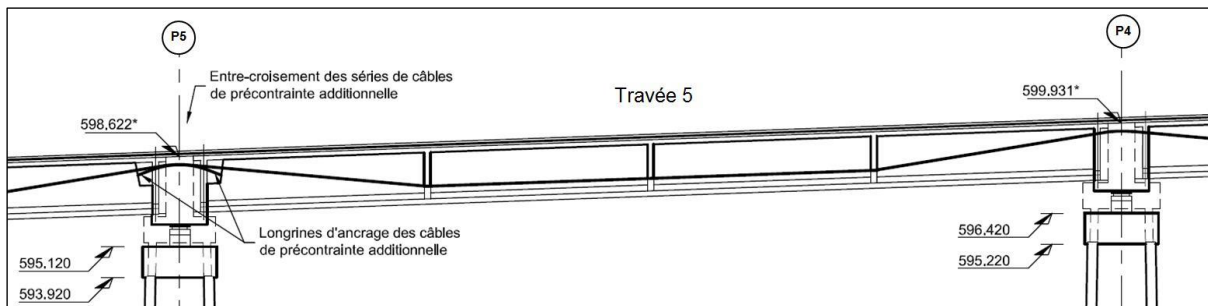


Figure n°7 : Tracé de la précontrainte supplémentaire

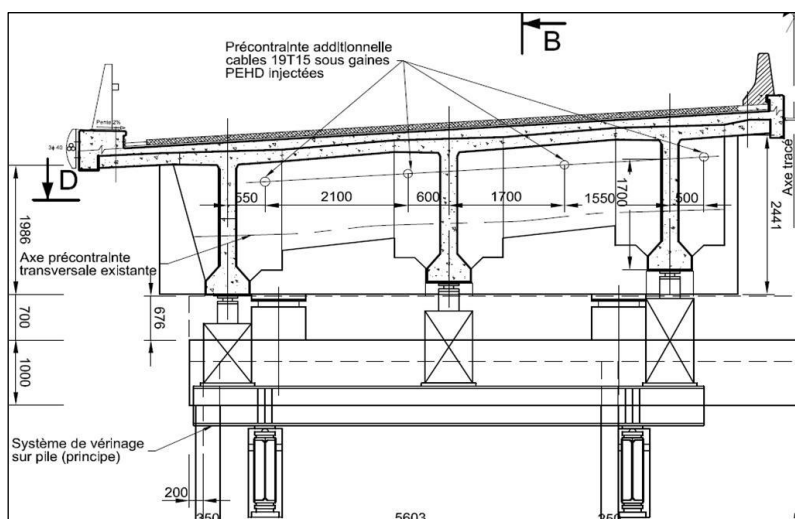


Figure n°8 : Coupe transversale sur pile

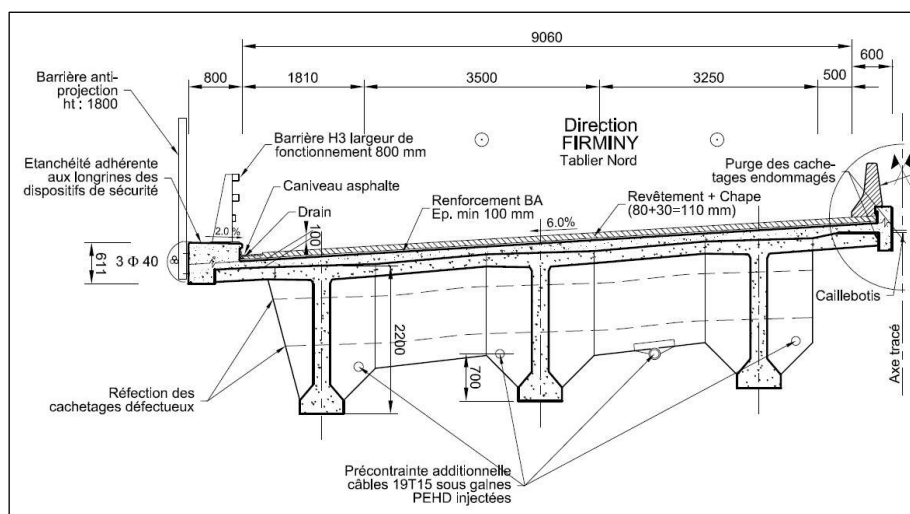


Figure n°9 : Coupe transversale au niveau de la première entretoise intermédiaire

Les entretoises de liaison à créer sont limitées latéralement par les abouts des poutres et les faces arrière des entretoises existantes sur appuis. En dessous de la face inférieure de ces entretoises, elles débordent jusqu'à la face avant de celles-ci.

Au niveau des culées, l'ancrage des câbles de précontrainte nécessite de créer une entretoise d'about supplémentaire à l'arrière de l'entretoise d'about existante (voir figure n°10). Ces nouvelles entretoises d'about ont pour rôle de transmettre les efforts de précontrainte aux poutres par appui sur leurs extrémités. Comme au droit des piles, il est nécessaire de reprendre le chevêtre et la partie supérieure du mur de front.

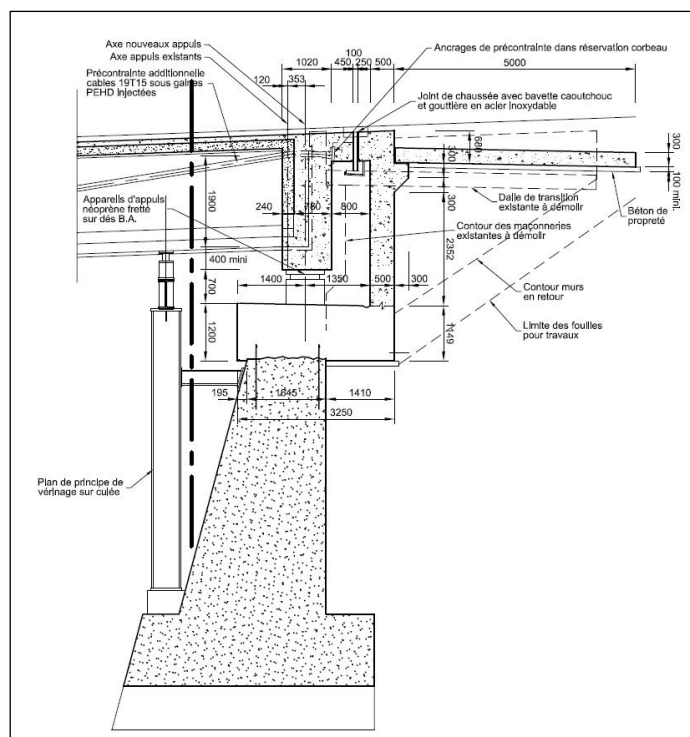


Figure n°10 : Principe de reprise des appuis, de réalisation des entretoises et de mise sur appuis provisoires du tablier au droit des culées

Le renforcement vis-à-vis de la flexion transversale

L'implantation des dispositifs de retenue de niveau H3 nécessite de renforcer les encorbellements afin de pouvoir reprendre les efforts réglementaires générés par un choc sur ces dispositifs. Deux solutions de renforcement par hourdis additionnel généralisé ont été étudiées, l'une avec un renfort en béton armé d'une épaisseur minimale de 10 cm, l'autre avec un renfort en BFUP d'une épaisseur minimale de 5 cm. Une analyse comparative montre que les avantages apportés par la solution BFUP (réduction du poids, quantité d'armatures moindre, possibilité de s'affranchir d'une étanchéité) ne permettent pas de compenser son surcoût. Cette solution n'a donc pas été retenue.

Le hourdis est prolongé par des retombées latérales permettant, d'une part, d'élargir légèrement le tablier dans le but d'améliorer la visibilité en courbe des usagers, et, d'autre part, de protéger les ancrages de précontrainte transversale (voir figure n°11).

En dehors des armatures nécessaires à l'accrochage du retrait aux extrémités des plots de bétonnage, les calculs justificatifs montrent que l'adhérence du béton du hourdis additionnel sur l'ancien béton est suffisante pour justifier la résistance au cisaillement de l'interface.

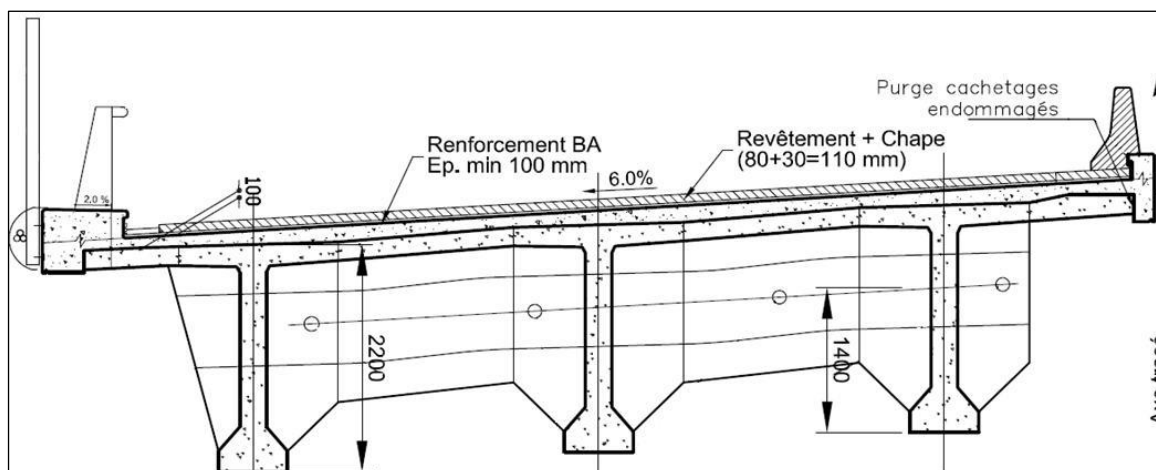


Figure n°11 : Principe de renforcement vis-à-vis de la flexion transversale (Tablier nord)

Phasage de réalisation

Les différentes opérations à réaliser sur les tabliers et sur les parties supérieures des piles et des culées sont organisées suivant le principe suivant :

- Dépose de la chaussée et des joints de chaussée,
- Démolition à l'avancement depuis C7 des tenons par découpage au fil diamanté puis évacuation par camion depuis l'ouvrage du côté de C0,
- Mise sur appuis provisoires de l'ensemble des travées,
- Démolition des chevêtres sur piles et sur culées par découpage et mise au sol des morceaux à l'aide d'une grue située sous l'ouvrage,
- Démolition par découpage des sommets des fûts de piles (env. 1,35 m) et des murs de front des culées (env. 2,30 m),
- Réalisation des chevêtres et des dés d'appui,
- Mise en place des appareils d'appui,
- Mise en continuité des travées 6 et 7,
- Coulage des entretoises de continuité à la pompe depuis le bas,
- Mise en œuvre de la précontrainte additionnelle,
- Remise sur appuis définitifs des travées,
- Mise en continuité des travées 3, 4 et 5,
- Mise en continuité des travées 1 et 2,
- Coulage à la pompe depuis le bas du hourdis additionnel des travées mises en continuité,
- Coulage des longrines à la pompe depuis le sol et mise en œuvre de l'étanchéité pour les travées mises en continuité,
- Coulage des longrines sur appuis et raccord des étanchéités sur appui,
- Pose des superstructures (enrobés, dispositifs de retenue, joints de chaussée).

Calculs justificatifs

Les règlements de charges utilisés sont les Eurocodes 0 et 1 [3, 4]. Les calculs de béton armé, de béton précontraint et la détermination des enrobages des armatures sont menés suivant l'Eurocode 2 [5] en considérant une durée d'utilisation de projet de 100 ans. Les calculs de vérification des fondations superficielles sont faits selon l'Eurocode 7 [6] et sa norme d'application NF P 94-261 [7].

Le dimensionnement de la précontrainte additionnelle a été effectué à l'aide d'un modèle à barres en trois dimensions réalisé avec le logiciel ST1 [8]. Ce modèle tient compte de la courbure de l'ouvrage mais aussi, pour tenir compte des effets différés des matériaux, de la cinématique des travaux de construction et des travaux de réparation.

La classe de résistance du béton, déterminée en utilisant les résultats des investigations, est C60/65 pour les poutres et C45/55 pour les entretoises. Pour la précontrainte, les mesures de tension résiduelle par la méthode de l'arbalète ont conduit à retenir une tension moyenne de 707 MPa dans les câbles. La prise en compte des effets différés, via les lois de l'Eurocode 2 pour le béton et les paramètres indiqués dans la notice du procédé de précontrainte, n'a pas permis de retrouver l'état de référence caractérisé par une tension résiduelle de 707 MPa. Les lois de comportement ont donc fait l'objet d'ajustements (modules, paramètre de retrait/fluage du béton, coefficient de relaxation des armatures de précontrainte) afin d'obtenir des valeurs de pertes estimées satisfaisantes.

La précontrainte a été dimensionnée pour les phases définitives en imposant à la contrainte dans le béton de respecter les critères suivants :

- à l'ELS caractéristique : $-f_{ctm} < \sigma_c < 0,6 f_{ck}$
- à l'ELS fréquent : $0 < \sigma_c < 0,6 f_{ck}$
- à l'ELS quasi permanent : $0 < \sigma_c < 0,45 f_{ck}$

Le tracé des câbles de précontrainte additionnelle induit une décompression de l'interface poutre-entretoise en partie basse au moment de leur mise en tension. Une justification en précontrainte partielle a donc été retenue en phase provisoire. Pour limiter l'ouverture de cette interface en partie basse, le projet prévoyait de sceller des armatures dans les talons des poutres afin de les lier à l'entretoise, la recompression de la zone s'effectuant après coulage du hourdis et réalisation des superstructures.

Aux ELU, outre les justifications habituelles de résistance à l'ELU fondamental, le cas accidentel de la rupture d'un câble additionnel a été considéré. Il a été vérifié que la structure restait apte à supporter les charges fréquentes dans cette situation.

Pour s'assurer de la faisabilité des entretoises de liaison, notamment la possibilité d'avoir recours à deux appareils d'appui par ligne d'appui plutôt que trois, un modèle aux éléments finis volumiques a été réalisé. Cette approche se justifie compte tenu du fait que les dimensions de l'entretoise et les conditions d'applications des charges (efforts concentrés, application sur les faces latérales...) sont éloignées des hypothèses de la théorie de la RDM. Le modèle aux éléments finis a permis, en visualisant l'intensité des contraintes principales et leurs directions, de s'assurer qu'il sera possible de justifier un mécanisme de résistance aboutissant à des quantités d'armatures raisonnables lors des études d'exécution.

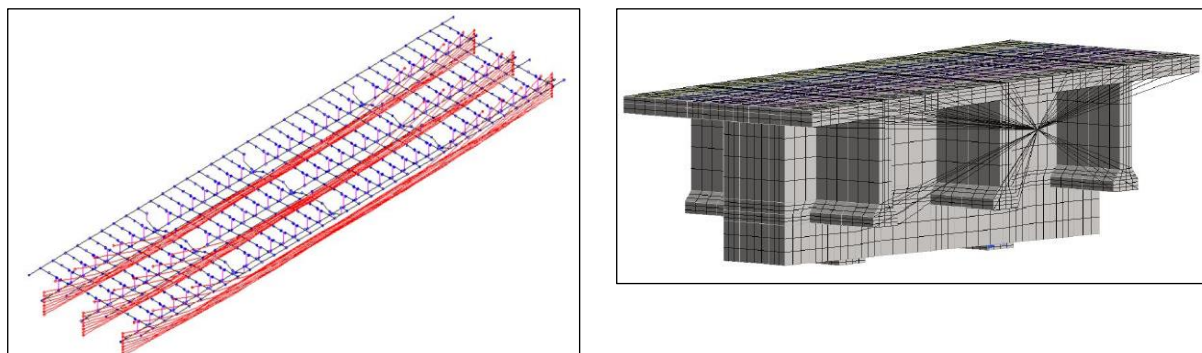


Figure n°12 : Modélisation à barres ST1 (vue d'une travée avant renforcement) et maillage du modèle aux éléments finis

D'autres calculs ont été conduits pour :

- Justifier les entretoises existantes, en particulier, sous les efforts de déviation de la précontrainte additionnelle,
- Justifier la connexion entre le hourdis existant et le hourdis additionnel,
- Justifier les poutres à l'effort tranchant, la bielle d'about et l'équilibre du coin,
- Justifier les encorbellements, en particulier vis-à-vis du choc sur les dispositifs de retenue,
- Justifier les fondations des piles compte tenu de l'augmentation des descentes de charges,
- Justifier la stabilité des culées compte tenu de l'augmentation de la descente de charge et de la modification de son point d'application, en phases provisoire et définitive,
- Dimensionner les appareils d'appui et les joints de chaussée,
- Pré-dimensionner le système de vérinage du tablier sur piles et sur culées.

IV.2 Projet de réparation des piles

Les investigations complémentaires réalisées en 2013 ont montré qu'une quantité de chlorures largement supérieure au seuil admissible était présente dans le béton de l'ensemble des parements extérieurs des piles du viaduc. De ce fait, le choix a été fait de procéder à l'hydrodémolition des parements de toutes les piles sur une profondeur de 5 cm afin de purger le béton atteint par les chlorures. Cette technique permet un rendement adapté à l'importance des surfaces à traiter et crée un état de surface favorisant une bonne adhérence donc une bonne reprise de bétonnage sans endommager les armatures. Le nettoyage de la surface de béton sain ainsi atteinte et des armatures existantes apparentes est ensuite réalisé, puis une nouvelle nappe d'armatures est installée via des aciers de liaison fixés aux aciers existants dégagés. Enfin, 15 cm de béton sont coulés sur la périphérie des fûts de piles (voir figure n°13).

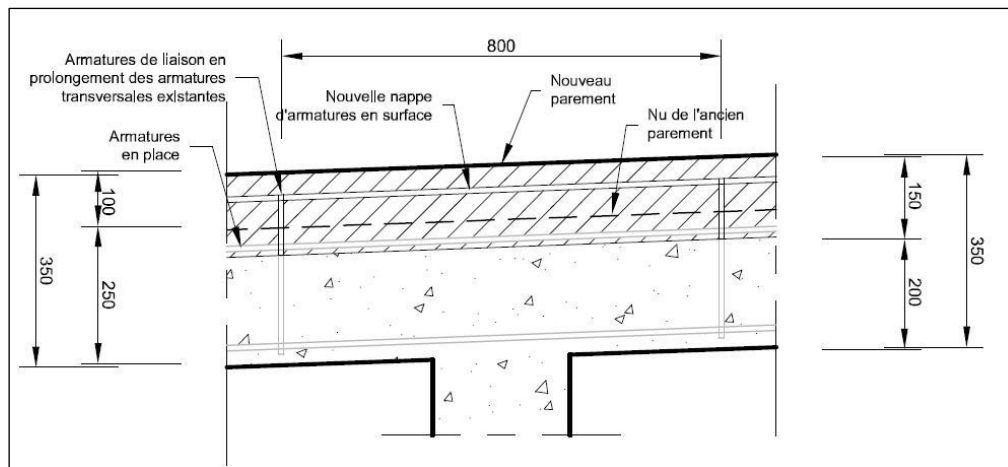


Figure n°13 : Principe de réparation des parements des piles

L'hydrodémolition sur une pile est prévue d'abord sur une grande face ; puis les travaux de réparation (coffrage, mise en place de la nouvelle nappe d'armatures, et bétonnage) sont effectués par levées successives. Après la fin des travaux sur cette grande face, les mêmes opérations sont effectuées simultanément sur l'autre grande face et les deux faces d'about. Au préalable, des fouilles sont réalisées en pied de pile afin de pouvoir réaliser l'hydrodémolition des parements situés sous le niveau du terrain naturel.

Des dispositifs de protection et de confinement ont été prévus pour empêcher les projections de matières et d'eau sur les voies et constructions avoisinant les piles. Les eaux d'hydrodémolition sont récupérées et

filtrées avant leur rejet dans le système d'assainissement existant. La réparation des fûts de piles est réalisée sous circulation, avant d'effectuer les travaux sur les tabliers.

Lors de la réalisation des travaux sur la levée la plus haute, c'est-à-dire sous le futur chevêtre, des ouvertures sont réalisées dans les voiles des piles, afin de pouvoir y insérer le système de vérinage des tabliers. Ces ouvertures seront conservées pour permettre une ventilation de l'intérieur des piles où l'humidité et la condensation sont importantes.

Compte tenu du fait que les travaux des piles ont été anticipés par rapport à ceux des tabliers, les aciers corrodés apparents des chevêtres de piles dégradés pouvaient engendrer des coulures sur les parements des piles nouvellement refaits. Afin d'éviter ce désagrément, le projet prévoyait un système de rejingot fixé sur les anciens chevêtres (voir figure n°13bis) et une peinture certifiée ACQPA de protection des aciers appliquée sur ces chevêtres.

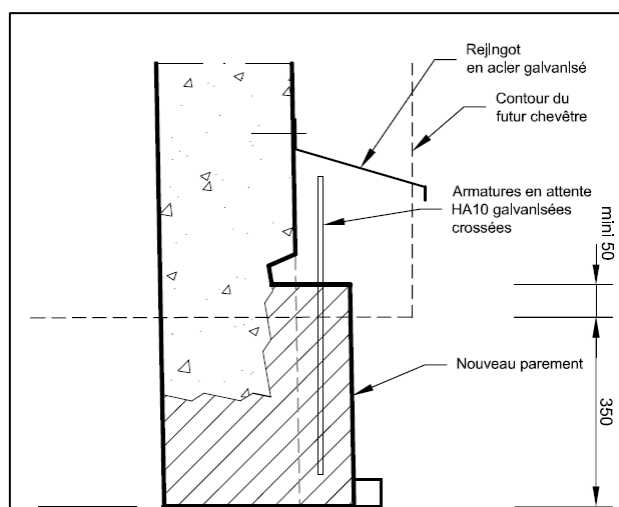


Figure n°13bis : Dispositif de protection contre les coulures dans l'attente de la construction des nouveaux chevêtres

IV.3 Conclusions des études

Depuis l'inspection détaillée de 2008, sept années d'investigation et d'études techniques ont été nécessaires pour mettre au point le projet de réparation et en assurer sa faisabilité. Cette durée importante, essentiellement due aux difficultés de trouver des créneaux de neutralisation du trafic pour la réalisation des investigations et à la complexité technique du dossier, a néanmoins permis de concevoir un projet exhaustif et bien adapté aux contraintes du site et aux exigences du maître d'ouvrage.

Ce projet a par la suite servi de base à l'élaboration des dossiers de consultation des entreprises. Pour la réalisation des travaux, il est décidé de scinder l'opération via la passation de deux marchés publics décalés d'environ un an, le premier ayant pour objet la réparation des piles (hors chevêtres) et le second la réparation des tabliers. Ce découpage permet de répartir la masse de travaux simultanés et donc les aléas. Son objectif est de diminuer les risques d'augmenter la durée de restriction de circulation de la RN88 sur la période de viabilité hivernale. Ce découpage présente également d'autres avantages tels que la répartition du financement des travaux et l'allongement du délai disponible pour les études du projet de réparation des tabliers. Enfin ce découpage permet de démarrer les travaux dès 2016 sans perturber la circulation, ce qui n'était pas acceptable en raison de la tenue de l'Euro de Football.

V. Travaux réalisés sur les piles dont hydrodémolition

Les travaux sur les piles (voir figure n°14) ont débuté au début du mois de mars 2016 après trois mois de période de préparation et pour une durée de dix mois. Pour chacune des piles, le chantier peut être décomposé selon les tâches élémentaires suivantes :

- terrassement et aménagement de plateformes en pied de pile,
- mise en place des échafaudages,
- hydrodémolition des parements,
- sciage des ouvertures en tête de pile,
- mise en peinture des chevêtres existants,
- mise en place du ferrailage,
- dépose des échafaudages,
- bétonnage de la levée 0,
- bétonnage des levées supérieures,
- réalisation des bossages d'appui,
- travaux de finition des parements.

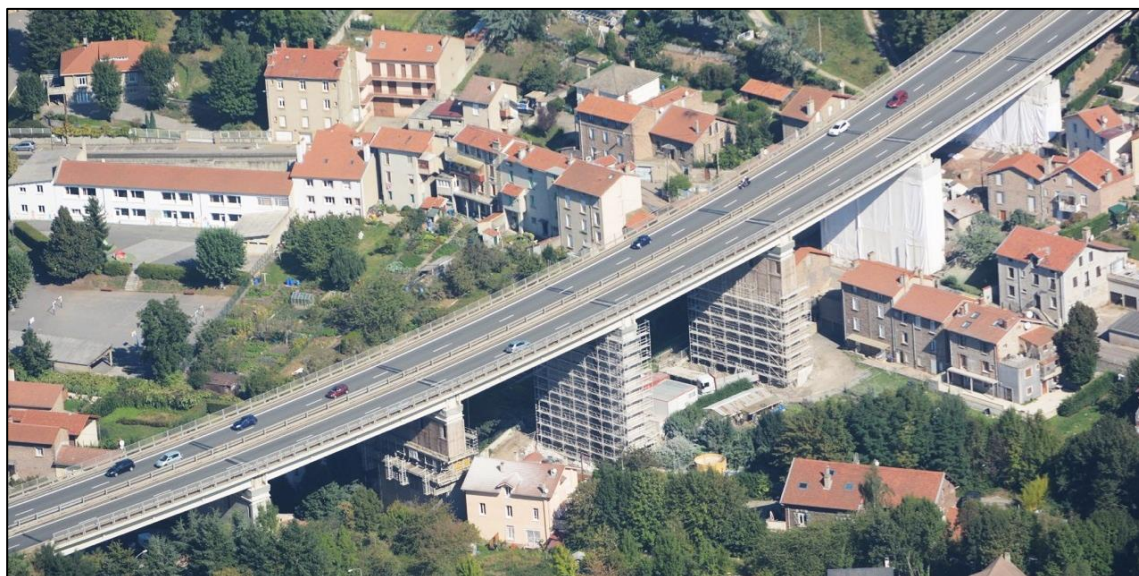


Figure n°14 : Vue aérienne du chantier de réparation des piles

V.1 Accès

Les accès aux piles étaient particulièrement difficiles du fait de la hauteur importante des piles (jusqu'à 24 m), mais aussi du fait de l'urbanisation qui limitait les moyens de manutention. Pour répondre à ces problématiques, des échafaudages ont été installés sur le pourtour des piles pour permettre la réalisation de l'hydrodémolition, le sciage des ouvertures et la mise en place du ferrailage. Pour le coffrage et le bétonnage des levées supérieures, l'entreprise a mis au point deux outils auto-grimpant munis de passerelles rendues accessibles par des sapines d'escaliers.

V.2 Hydrodémolition

L'hydrodémolition était le poste financier le plus important du marché. C'est également celui qui a généré le plus de problèmes sur le chantier. Le marché imposait l'hydrodémolition de 5 cm de béton au minimum afin de supprimer l'épaisseur de béton qui avait été identifiée comme polluée aux chlorures lors des investigations précédemment réalisées. Il était également important de maîtriser l'épaisseur

d'hydrodémolition de façon à ne pas nuire à l'intégrité structurelle de l'ouvrage, même si celui-ci présentait une marge de sécurité importante de ce point de vue.

L'hydrodémolition a débuté de façon mécanisée conformément aux prescriptions du marché. Le matériel était alors constitué d'une buse haute pression (entre 2500 bars et 3000 bars) fixée sur un système de rails et pilotée par un opérateur situé à distance. La profondeur d'hydrodémolition souhaitée était essentiellement obtenue par ajustement de la vitesse de passage de la buse. Mais ce système a rapidement présenté ses limites. D'une part, l'hétérogénéité du béton des piles obligeait de multiples répétitions de cette phase de réglage des buses, ce qui diminuait fortement le rendement de l'hydrodémolition. D'autre part, les interactions entre les fixations de l'échafaudage et le cadre support du robot entraînaient de nombreuses manutentions qui pénalisaient fortement l'avancement du chantier. Ainsi, un nombre trop important de robots auraient été nécessaires pour respecter le délai global de travaux.

Devant ces difficultés, il a finalement été décidé de réaliser l'hydrodémolition de façon manuelle, c'est-à-dire par des opérateurs munis d'une lance et situés sur l'échafaudage. Cette solution s'est révélée satisfaisante, tant du point de vue du respect des épaisseurs à hydrodémolir que du point de vue du rendement.

L'hydrodémolition utilise une quantité d'eau importante. Si une grande partie s'évapore par brumisation à la sortie de la buse, une quantité non négligeable d'eau est récupérée en pied de pile et doit être traitée avant rejet. L'objectif du traitement est principalement de diminuer le taux de matière en suspension et d'abaisser le pH de l'eau. Le système mis en place sur le chantier est un système « tout-en-un » qui combine décantation, filtration et neutralisation du pH. Au final, sous réserve du respect des seuils fixés par l'ONEMA et la Police de l'eau, les eaux traitées ont été rejetées dans l'Ondenon, le ruisseau qui passe à proximité immédiate du chantier.

Enfin, la problématique du bruit générée par l'hydrodémolition a été omniprésente tout au long du chantier. L'hydrodémolition génère en effet un bruit pouvant atteindre 100 dB. Dans le contexte urbain du chantier, cette problématique a pris de grandes proportions, d'autant que l'effet de résonance dû à la configuration en vallée du site n'avait pas été anticipé.

Pour répondre aux exigences légitimes des riverains sur ce point, il a été décidé d'expérimenter la mise en place de bâches acoustiques constituées d'un complexe filet micro-maille/mousse absorbante/bâche PVC dont le pouvoir absorbant pouvait atteindre théoriquement 15 dB (voir figure n°15). Sur le chantier, la mise en œuvre de cette solution n'était possible que si les conditions de sécurité restaient satisfaisantes pour les opérateurs présents dans le confinement. Pour cela, la mise en place d'aérateurs et le fait de ne pas fermer les bâches en tête du confinement ont permis de conserver une ventilation suffisante. Un éclairage complémentaire a également été mis en place pour améliorer la visibilité. Ces dispositions ont finalement permis d'obtenir un gain pouvant atteindre 10 dB. Néanmoins, pour que l'effet absorbant perdure dans le temps, la conception des bâches a dû être améliorée pour que la mousse ne s'effondre pas sous son propre poids une fois gorgée d'eau, phénomène observé sur les premières bâches mises en œuvre.

Au final, six mois d'hydrodémolition auront été nécessaires pour traiter les 4 200 m² de parements de pile avec en moyenne quatre porte-lances travaillant simultanément.



Figure n°15 : Bâche acoustique et parement hydrodémoli

V.3 Ferrailage, coffrage et bétonnage

Le ferrailage est mis en place sur l'intégralité d'une face de pile depuis les échafaudages (voir figure n°16) Il s'agit essentiellement de treillis soudés choisis par l'entreprise pour faciliter les opérations de pose. Les coffrages de la levée 0 sont des coffrages métalliques traditionnels maintenus en place par des ancrages dans la pile existante. Les levées supérieures sont ensuite réalisées à l'aide de coffrages munis de matrices pour parements ouvragés montés sur des outils auto-grimpants conçus spécifiquement pour le chantier (voir figure n°17).



Figure n°16 : Ferrailage et bétonnage de la première levée



Figure n°17 : Outil auto-grimpant - Bétonnage de la 6ème levée

La conception des deux outils auto-grimpant a été un point important du chantier. Le premier outil permet de réaliser les levées d'une grande face de pile, le second permet de réaliser les levées des trois autres faces de façon simultanée. De nombreuses adaptations sur site ont été nécessaires lors des premiers cycles d'utilisation. Néanmoins, une fois ces adaptations effectuées, chaque outil a permis de bétonner une levée tous les deux jours comme cela était initialement prévu dans le planning de l'entreprise.

La mise en œuvre du béton dans un espace réduit de 15 cm d'épaisseur a également posé quelques difficultés. Des cheminées de bétonnage ont dû être aménagées pour permettre le passage des manchons de bétonnage et limiter la hauteur de chute du béton à environ 1 m. La hauteur des levées courantes était de 2,50 m. La formulation du béton a aussi été étudiée de manière à obtenir une résistance au jeune âge suffisante pour pouvoir respecter le cycle de bétonnage envisagé sur deux jours, et une classe d'affaissement suffisamment élevée (S4) pour faciliter sa mise en œuvre dans un espace confiné.

VI. Travaux réalisés sur les tabliers

VI.1 Adaptations proposées par l'entreprise

Pendant la période de préparation, l'entreprise a proposé des adaptations dans le but de fiabiliser le délai de réalisation et de minimiser les coûts. Les adaptations retenues sont présentées ci-après.

Plutôt que d'intervenir depuis le bas pour l'évacuation des blocs (chevêtres et parties supérieures des fûts de pile) et pour les bétonnages comme le projet le prévoyait, l'entreprise a proposé d'intervenir depuis le tablier. Cela a impliqué de considérer des charges de chantier lourdes (grue et camions) pour les calculs justificatifs du tablier et des systèmes d'appuis provisoires (voir figure n°18). Ces surcharges importantes, non envisagées au stade du projet, ont contribué à faire évoluer le système d'appuis provisoires au niveau des culées et le câblage de précontrainte.



Figure n°18 : Systèmes d'appuis provisoires sur piles et sur culées

Le bureau d'études a proposé de reculer les appuis provisoires au niveau des culées afin de limiter l'effet de basculement vers l'avant de la culée. Le système retenu consiste à fixer les chandelles sur des consoles en béton armé, elles-mêmes fixées sur le mur de front de la culée par des barres de précontrainte (voir figure n°19). Par rapport à la solution prévue par le projet (voir figure n°10), cette adaptation a également pour effet bénéfique de réduire les tractions en face supérieure de la poutre, en diminuant la partie de poutre en porte-à-faux.

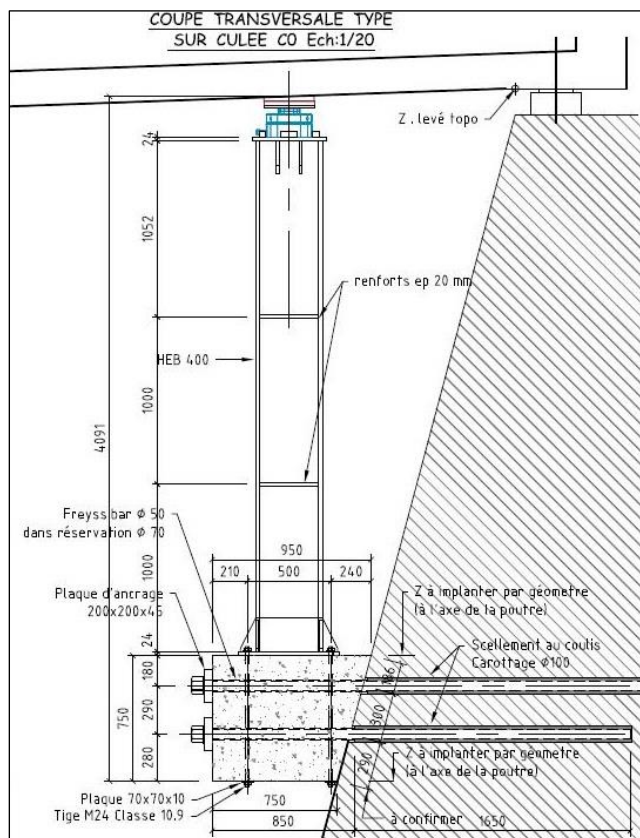


Figure n°19 : Principe du système d'appuis provisoires sur culée

Concernant la précontrainte, le bureau d'études a proposé de retenir un principe de justification plus sévère pour l'interface poutre/entretoise en imposant un critère de non-décompression dès la phase de mise en tension. Ce critère implique un tracé plus recentré dont l'efficacité est réduite vis-à-vis de la flexion et du tranchant (voir figures n°20 et 21). Pour la flexion, cet effet négatif a été compensé par la diminution de l'effet hyperstatique et par l'ajout d'un cinquième câble. Pour l'effort tranchant, une marge importante était disponible et il n'a pas été nécessaire de prévoir de renfort supplémentaire.

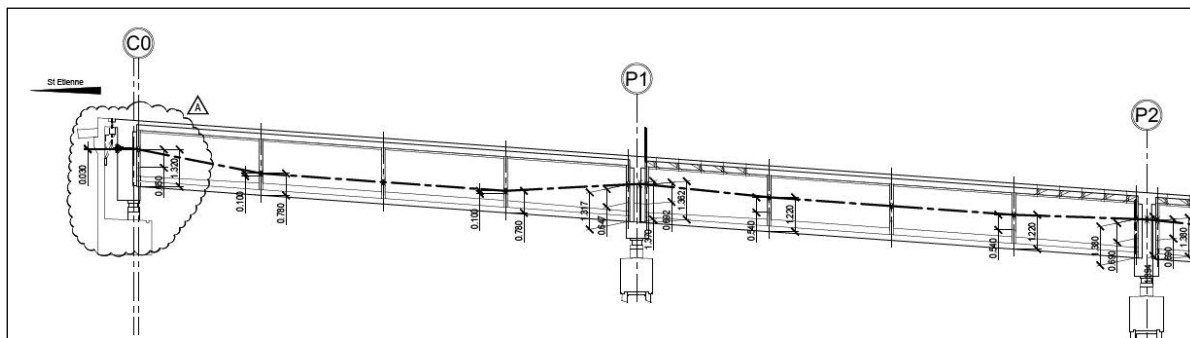


Figure n°20 : Tracé de la précontrainte de renfort (travées 1 et 2) mis au point pendant les études d'exécution

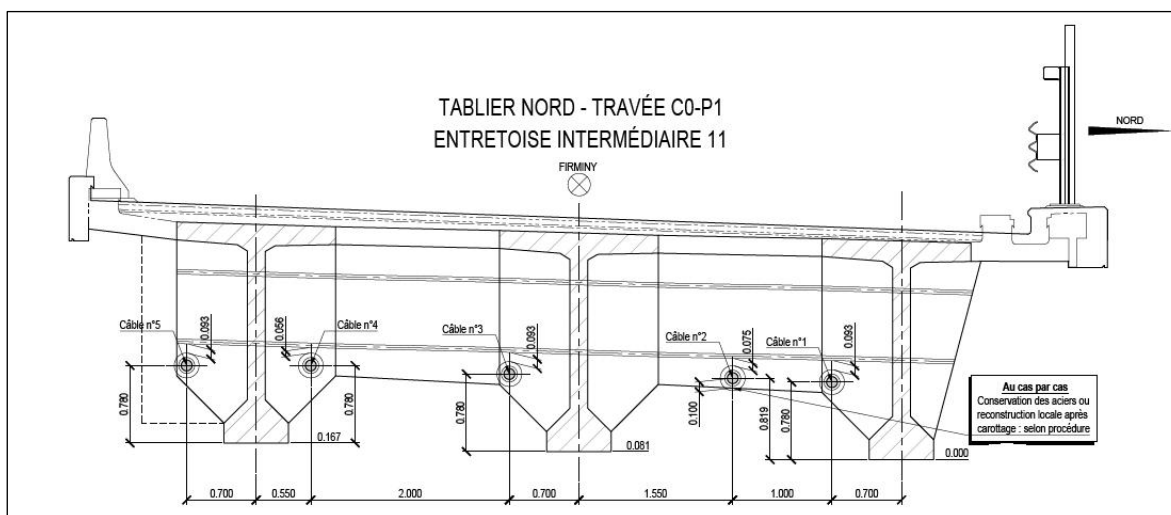


Figure n°21 : Coupe transversale au niveau de la première entretoise intermédiaire de la travée C0-P1

Concernant le phasage de réalisation, l'entreprise a proposé deux adaptations significatives.

En premier lieu, l'entreprise a proposé de ne mettre en œuvre qu'une seule famille de précontrainte régnant sur toute la longueur du tablier au lieu des trois prévues. Cette simplification permet de supprimer certaines tâches, dont l'exécution des massifs d'ancrage sur P2 et P5 (voir figure n°7) qui aurait été assez délicate (accès difficile, croisement des câbles).

L'entreprise a par ailleurs étudié la possibilité de réaliser les longrines sans attendre la mise en continuité des travées. Mais cela n'a finalement été possible que pour les travées intermédiaires 3 et 4 ne bordant pas P1 et P6. En effet, les travées adjacentes à P1 et P6 ne présentaient pas de marge de dimensionnement suffisante compte tenu du balancement défavorable des travées de rive.

VI.2 Choix d'organisation et de méthode

Des ouvrages provisoires exceptionnels

Le chantier de réparation des tabliers était marqué par le besoin de nombreux ouvrages provisoires et, en premier lieu, les structures en tête de piles. Leur objectif principal était de supporter l'ouvrage pendant la période de démolition/reconstruction des têtes de pile, mais l'entreprise a également conçu ces plateformes pour disposer d'un accès confortable aux têtes de piles permettant de réaliser les travaux dans de bonnes conditions de sécurité. L'accès à ces plateformes se faisait depuis le dessus de l'ouvrage par des tours d'escaliers (voir figure n°22).

L'entreprise a également fait le choix de structures comportant des chandelles dimensionnées et positionnées de façon à coller à la géométrie de l'ouvrage, plutôt que l'emploi de camarteaux adaptables comme envisagé au stade du projet.

Pour la réalisation des travaux en rives d'ouvrage, compte tenu des fortes contraintes liées aux habitations et aux voiries situées sous l'ouvrage, l'entreprise a mis en place des consoles au niveau de chaque encorbellement sur toute la longueur du tablier. (voir figure n°23). Outre leur contribution à la sécurité du personnel, ces aménagements ont également permis de disposer de zones de travail confortables et capables de supporter le poids du béton frais des longrines à construire.

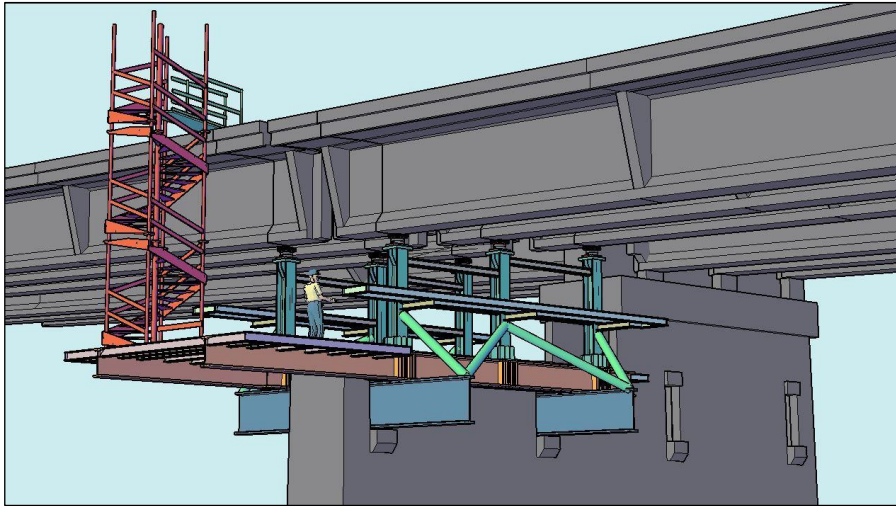


Figure n°22 : Modélisation d'une structure métallique en tête de pile



Figure n°23 : Consols métalliques en bord d'ouvrage et structure métallique porteuse en tête de pile

Enfin, pour garantir un accès à l'ouvrage pour les véhicules et engins de chantier malgré la démolition de la partie supérieure des culées, un pont provisoire a été mis en place au niveau de la culée C7. Cet ouvrage, constitué de poutres télescopiques et de plateaux métalliques, avait une travée unique de 16,50 m de portée (voir figure n°24).



Figure n°24 : Pont d'accès provisoire au niveau de la culée C7

Un phasage à l'avancement

La forte contrainte de délai a imposé une réflexion poussée de l'entreprise en termes d'organisation. Tout d'abord, si l'intégralité des piles a été équipée des charpentes provisoires précédemment décrites, il n'en demeure pas moins que les travaux ont été réalisés de façon décalée entre chaque pile, démarrant de la pile P1 pour se terminer à la pile P6. Les démolitions, effectuées deux piles par deux piles, laissaient ensuite la place aux travaux de construction du nouveau chevêtre, puis des entretoises de continuité. Le chantier avait donc un niveau d'avancement différent sur chacune des piles, permettant ainsi d'obtenir un juste équilibre entre gestion de la coactivité, respect du délai et optimisation des équipes.

Pour faciliter l'ordonnancement des travaux, l'entreprise a souhaité rendre indépendants au maximum les travaux sur les hourdis (démolition-reconstruction des longrines) de ceux concernant les têtes de piles (démolition des tenons, du chevêtre et du haut de fut de pile). Ce choix a imposé des calculs spécifiques, prenant en compte différentes hypothèses en termes de phasage.

Les démolitions, phase critique du chantier

Les démolitions constituaient une part importante du chantier. Pour cela l'entreprise a utilisé de multiples techniques.

La démolition du complexe enrobé/étanchéité/renformis a été réalisée à la raboteuse après avoir fiabilisé les épaisseurs au moyen de sondages ponctuels (voir figure n°25). Le risque de cette méthode est surtout lié à la présence de têtes d'ancrage de précontrainte dans le hourdis. Néanmoins, la présence d'aciers passifs pouvant servir d'avertisseurs est de nature rassurante. Le tablier est ensuite resté à nu pendant toute la durée du chantier. La majorité des résidus de renformis s'est donc décollée d'elle-même sous le passage répété des engins de chantier. Enfin, juste avant de mettre en place le ferrailage du hourdis additionnel, une campagne de piquage manuel a été effectuée pour éliminer les derniers résidus restants.



Figure n°25 : Rabotage de l'enrobé, de l'étanchéité et du renformis

Pour les autres démolitions, l'entreprise a majoritairement utilisé la technique du sciage (voir figure n°26). Les tenons et chevêtres de piles ont été découpés par sciage à câble diamanté en éléments de 13 tonnes, afin de pouvoir être manutentionnés puis évacués du chantier par camion. Cette phase était très délicate étant donné la présence d'habitations sous l'ouvrage. Pour les éléments plus fins comme les longrines, le garde-grève et les parties supérieures des fûts de pile, c'est le sciage au disque qui a été retenu. Outre leur efficacité, ces solutions de sciage avaient l'avantage de ne pas générer de vibrations, phénomène à éviter pour un ouvrage entièrement supporté par des structures provisoires.



Figure n°26 : Sciage au câble et sciage au disque

La présence d'amiante

En début de chantier, la phase de démolition des chevêtres de pile a été perturbée par la découverte inattendue de canalisations amiantées non identifiées dans les plans d'archives disponibles. Cette découverte a entraîné la réalisation de travaux supplémentaires réalisés sous confinement, qui ont eu pour effet de retarder le chantier de plusieurs semaines. Ces travaux ont été menés sous couvert d'un plan de retrait amiante.

La reconstruction

Le ferrailage des chevêtres de pile a été préfabriqué à proximité du chantier, puis déplacé et mis en place à la grue (voir figure n°27). Celui des entretoises de continuité a été majoritairement préfabriqué, certaines armatures ne pouvant être disposées qu'après la mise en place des parties préfabriquées à leur emplacement définitif. Compte tenu de l'exiguïté de la zone, de la géométrie non régulière et de la densité forte du ferrailage, un relevé 3D a été réalisé pour s'assurer que le ferrailage puisse bien s'insérer dans l'espace disponible.

Le coffrage est constitué d'éléments manportables, ce qui permettait leur mise en place par les compagnons depuis les plateformes en tête de piles. Les tubes déviateurs de la précontrainte additionnelle avaient préalablement été positionnés et leur implantation vérifiée par un géomètre.

Enfin, le bétonnage a été réalisé au moyen de toupies placées sur l'ouvrage. Compte tenu de la taille des éléments à couler, un suivi de la température a été mis en place sur les premiers éléments pour vérifier le respect des seuils imposés pour s'affranchir du risque de réaction sulfatique interne.



Figure n°27 : Cages d'armatures préfabriquées pour chevêtres de pile



Figure n°28 : Préfabrication du ferrailage d'une entretoise de continuité

La précontrainte additionnelle

La précontrainte mise en œuvre est constituée d'une seule famille de câbles couvrant l'intégralité de la longueur de l'ouvrage. Déconnecté des autres travaux, le chantier de mise en place des gaines de précontrainte s'est déroulé parallèlement aux travaux de démolition/reconstruction. Des suspentes provisoires ont été mises en place depuis le dessous de l'ouvrage. Elles ont permis de positionner les gaines à une altitude légèrement inférieure au niveau final de la précontrainte de façon à ne pas entraver leur mouvement au moment de la mise en précontrainte.

Au niveau des entretoises intermédiaires, les percements nécessaires à la mise en place des déviateurs ont été réalisés à la carotteuse, après s'être assuré que leur positionnement théorique n'interceptait pas la précontrainte transversale existante.

L'enfilage de la précontrainte (5 câbles 19T15S) s'est ensuite effectué de façon traditionnelle, toron par toron, au moyen d'un canon d'enfilage (voir figure n°29).

Enfin, étant donnée la longueur de l'ouvrage, la mise en tension a été réalisée aux deux extrémités pour limiter les pertes par frottement. Les câbles ont été tendus de façon symétrique (2 + 4, 1 + 5, 3 (voir figure

n°21)) de façon à éviter d'introduire des efforts parasites dans la structure. La mise en tension a été réalisée sur appuis définitifs, après dévérinage de l'ouvrage.



Figure n°29 : Enfilage de la précontrainte et mise en tension

Le hourdis additionnel

La mise en place du ferrailage, qui condamne l'accès à l'ouvrage, a pu être légèrement anticipée (voir figure n°30). Le bétonnage du hourdis a été réalisé de nuit dans un délai limité à quatre nuits, sous coupure totale de la circulation sur le tablier adjacent pour permettre aux toupies de stationner pendant la livraison du béton.



Figure n°30 : Ferrailage du hourdis additionnel

Les superstructures

Les deux derniers mois du chantier ont été consacrés à la mise en place des superstructures (voir figure n°31). Ce faible délai a généré une coactivité importante.

L'étanchéité, constituée de feuilles préfabriquées auto-protégées a été mise en œuvre de façon mécanisée. Elle est surmontée de 2,5 cm d'enrobé rouge servant d'avertisseur pour l'entretien, puis de 6,5 cm d'enrobé mis en place au finisseur. Un système d'étanchéité liquide a également été mis en œuvre sur les longrines et les pieds des dispositifs de retenue, ainsi que sur les sommiers des culées.

Les dispositifs de retenue métalliques intégrant les grillages anti-projection ont été fixés sur les longrines par scellements chimiques. Les GBA en TPC ont été coulées de façon traditionnelle en béton extrudé.

Les corniches métalliques intégrant des fourreaux ont été fixées dans les longrines de rive au moyen de scellements chimiques.

Enfin, les joints de chaussée, des joints à peigne de 120 mm de souffle, ont été mis en œuvre aux deux extrémités de l'ouvrage.



Figure n°31 : Vue des superstructures : enrobé et dispositifs de retenue

VII. Conclusions et perspectives

Les travaux sur le viaduc de Ricamarie se sont terminés en novembre 2018 après trois ans d'intervention pour un montant total d'environ 14 M€. Malgré les aléas fatalement rencontrés sur ce type d'opération de réparation, le bilan général reste très positif, avec un ouvrage complètement restauré qui retrouve une durée de vie identique à celle d'un ouvrage neuf. La solution choisie a également eu un impact moindre sur l'environnement que celui qu'aurait entraîné un remplacement des tabliers nécessitant la déviation de l'autoroute et donc des interventions lourdes sur ses abords.

L'expérience de mise en continuité mécanique par précontrainte extérieure s'avère positive. Toutefois compte tenu de l'ampleur et la complexité des travaux (mise sur appui provisoire des tabliers, réalisation d'un massif d'ancrage pour l'introduction de la précontrainte au niveau des culées, construction d'entretoises de continuité) cette technique semble plutôt à réserver au cas d'une réhabilitation lourde d'ouvrage.

Par ailleurs, le dimensionnement de la précontrainte additionnelle peut s'avérer délicat compte tenu du nouveau schéma de fonctionnement mécanique de l'ouvrage, notamment en raison de l'apparition d'une zone de moment négatif ainsi que de l'effet du gradient thermique et de l'effet hyperstatique de la précontrainte de renfort.

Dans le cas du viaduc de la Ricamarie, la réalisation des entretoises de continuité était particulièrement favorisée par l'espace disponible après la démolition des tenons sur appuis. Pour les conceptions courantes de VIPP, l'espace disponible est habituellement réduit et une conception différente de l'entretoise de continuité devrait être étudiée.

L'inspection détaillée initiale réalisée 6 mois après la fin des travaux n'a pas relevé de défaut majeur. Trois ans après la fin des travaux, le bilan est positif en termes d'exploitation et d'entretien qui sont simplifiés par la présence de bandes dérasées de droite élargies et la diminution du nombre de joints de chaussée. Les nuisances sonores auprès des riverains ont également été significativement diminuées.

VIII. Remerciements

Les auteurs de cet article remercient tous les intervenants qui ont permis de mener à bien cette opération très complexe :

- la DIR Centre Est, en particulier les équipes en charge de la maîtrise d'œuvre du chantier et de l'exploitation de la RN88,
- le Cerema qui a assuré l'assistance à maîtrise d'œuvre et le contrôle extérieur du chantier,
- l'entreprise Eiffage, agence de Saint-Etienne, en charge des travaux de réfection des piles et son sous-traitant THP, en charge de l'hydrodémolition,
- le groupement d'entreprises Freyssinet Rhône Alpes Auvergne / Vinci Construction France, en charge des travaux de réfection des tabliers,
- la société Présent ayant assuré la coordination SPS.

IX. Références bibliographiques

[1] Ponts à poutres préfabriquées précontraintes par post-tension (VIPP) - Guide de conception-Février 1996 - Setra

[2] Ponts-routes à poutres préfabriquées précontraintes par adhérence (PRAD) - Guide de conception-Septembre 1996 - Setra

[3] Norme NF EN 1990 - Eurocode 0 - Bases de calcul des structures

[4] Norme NF EN 1991 - Eurocode 1 - Actions sur les structures

[5] Norme NF EN 1992 - Eurocode 2 - Calcul des structures en béton

[6] Norme NF EN 1997 - Eurocode 7 - Calcul géotechnique

[7] Norme NF P94-261 - Justification des ouvrages géotechniques - Normes d'application nationale de l'Eurocode 7 - Fondations superficielles

[8] Logiciel ST1 - Calcul de structure à barres – Manuel d'utilisation - Cerema



La méthode SISMET

Un outil d'évaluation préliminaire des risques sismiques sur les infrastructures routières urbaines et périurbaines dans un contexte de gestion de crise

Denis Davi¹

¹ Cerema Méditerranée, Pôle "Réduction des risques sismiques et hydrauliques appliquée aux Ouvrages d'Art", Pôle d'activités Les Milles - Avenue Albert Einstein - CS 70499 - 13593 Aix-en-Provence Cedex 3, denis.davi@cerema.fr

Résumé

La méthode SISMET a pour objectif l'évaluation préliminaire du risque sismique sur les infrastructures routières existantes dans un contexte urbain ou péri-urbain. A l'échelle d'un itinéraire ou d'un tronçon d'itinéraire, cette méthode repose sur la définition et l'évaluation de critères de vulnérabilité des différents ouvrages qui le composent (ponts, murs de soutènement, tunnels, et talus routiers). Ces indices de vulnérabilité sont alors combinés avec les différents paramètres d'aléas directs et indirects pouvant menacer les ouvrages en cas de tremblement de terre : vibration du sol intégrant les éventuels effets de site géologique et topographique, effets induits par la liquéfaction des sols, chutes de blocs, glissements de terrain, ainsi que les risques de chutes de bâtiments sur les routes. Un critère d'importance vient enfin pondérer les résultats obtenus en termes de risque de coupure d'utilisation possible de l'itinéraire par les véhicules de secours, afin d'intégrer les enjeux de desserte spécifiques à la gestion de crise (hôpitaux, casernes, gares, aéroports, zones densément peuplées...) ainsi que les possibilités de rétablissement provisoire ou de déviations locales.

S'agissant plus particulièrement des ponts et des murs de soutènement, l'outil SISMET est alimenté par les outils spécifiques SISMOA et SISMUR également développés par le Cerema pour ces structures. Ces différents outils reposent sur des approches simplifiées et nécessitent uniquement des paramètres d'entrée relativement simples et facilement accessibles, à partir d'une visite sur site et de données générales sur les ouvrages (caractéristiques géométriques principales) et de leur environnement.

Les indices de risque de coupure d'itinéraire issus de l'analyse peuvent être aisément actualisés pour différents scénarios de séisme : zonage national associé à différentes périodes de retour ou séisme de scénario défini par la position de son épicentre, sa profondeur et sa magnitude, et peuvent également être modulés selon le contexte météorologique concomitant impactant les conditions hydriques des sols...

L'exploitation cartographique des résultats permet à l'échelle de la zone d'étude, de visualiser rapidement les points de faiblesse de l'itinéraire et leur cause, les problèmes de desserte des équipements stratégiques à proximité ainsi que les éventuels itinéraires alternatifs possibles.

A ce jour, la méthode SISMET a été utilisée sur les territoires de l'agglomération de Nice ainsi que sur la ville de Lourdes, dans les Pyrénées. D'autres exploitations sont prévues sur les métropoles de Nantes et Grenoble ainsi qu'en Guadeloupe.

I. Contexte et objectifs

Lorsque survient une crise liée à un phénomène naturel (inondations, séisme, cyclone...), la tenue des infrastructures de transport revêt un enjeu particulièrement prégnant, à la fois vis-à-vis de l'exposition au risque des usagers (victimes directes en cas d'effondrement d'un pont, d'un éboulement de rochers sur la route ou de submersion des ouvrages hydrauliques par exemples, risque de sur-aléa en cas d'accident de transport de matières dangereuses...), mais aussi et surtout du fait des conséquences indirectes associées au rôle de ces infrastructures dans la gestion de crise et l'organisation des secours :

- Acheminement des secours d'urgence (matériels et humains) en provenance des régions voisines et accès aux zones sinistrées ;
- Evacuation des victimes vers les hôpitaux et les centres de soins ;
- Desserte des équipements stratégiques du territoire (PC de crise, casernes, réseaux vitaux et distribution d'énergie, moyens de communication...) ;
- Reprise de l'activité socio-économique à moyen terme ;
- Reconstruction...

Les retours d'expérience des séismes passés ont ainsi mis l'accent sur le rôle vital des infrastructures de transport et des ouvrages qui les composent en période de crise et de récupération. Survenu en avril 2009, le séisme de l'Aquila, en Italie, a en particulier démontré que dans une région montagneuse largement desservie par des ouvrages autoroutiers, la bonne tenue de ces infrastructures constituait un des éléments clés de la rapidité d'accès et d'intervention des secours en provenance des régions voisines, contribuant ainsi très significativement à la limitation du nombre de victimes ([1], voir figure n°1).

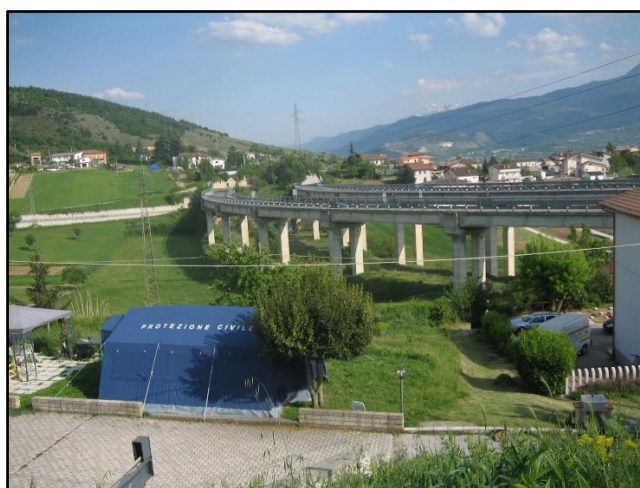


Figure n°1 : Illustrations de la gestion de crise lors du séisme de l'Aquila (avril 2009) en Italie

Plus généralement, les retours d'expérience des principaux séismes majeurs ayant eu lieu dans le monde lors des dernières décennies [2] ont montré que les dégâts sur les infrastructures routières ne concernaient généralement qu'un nombre très limité d'ouvrages ou de zones sensibles sur la totalité du parc existant. Dans la plupart des cas, les dommages notables induisant des coupures d'itinéraires se concentrent ainsi :

- Sur les ouvrages (ponts ou murs) les plus anciens ou de typologies identifiées comme particulièrement vulnérables ;
- Dans les zones exposées à des chutes de blocs ou glissements de terrain induits par les secousses sismiques ;
- Dans les zones de forte densité urbaine, en raison du risque d'effondrement de bâtiments sur les routes ;
- Sur les portions de routes (en particulier remblais de grande hauteur ou digues) susceptibles d'être déstructurées par des mouvements de sol (notamment en cas de phénomène de liquéfaction).

Ces retours d'expériences ont aussi montré que la situation pouvait être considérablement améliorée en concentrant les efforts sur les ouvrages les plus stratégiques et pour un coût relativement réduit (coût du renforcement de l'ordre de 10% de la valeur de reconstruction de l'ouvrage). Ainsi, les ouvrages précédemment renforcés ont quasi-systématiquement affiché un comportement tout à fait satisfaisant, en ne présentant que peu ou pas de dégât, y compris lorsqu'ils avaient été soumis à des niveaux de séismes sensiblement supérieurs à ceux pris en compte dans les calculs.

Les axes routiers stratégiques pour l'intervention des secours et la desserte des équipements sensibles constituent ainsi des enjeux incontournables pour la gestion de crise. La réduction de la vulnérabilité des infrastructures de transport existantes jugées indispensables en cas de séisme, constitue ainsi un objectif prioritaire des plans de prévention des risques sismiques [3]. Cette réduction de vulnérabilité consiste à appliquer des mesures de renforcement afin d'assurer la meilleure protection possible et le maintien des conditions d'opération de ces infrastructures en cas de crise, en fonction des contraintes technico-économiques. Il convient ainsi d'évaluer et d'adopter la meilleure solution permettant d'améliorer la sécurité des usagers et, dans la mesure du possible, de maintenir l'opérabilité des équipements (renforcement, consolidation des structures, réhabilitation ou démolition et reconstruction), mais tout en concentrant les moyens sur des enjeux ciblés, par secteurs homogènes.

En France, hormis les Antilles où l'aléa sismique est qualifié de fort, la sismicité est généralement décrite comme modérée ou moyenne en comparaison à d'autres régions de la planète et notamment du bassin méditerranéen (Grèce, Turquie, Italie, Afrique du Nord...). Le territoire métropolitain a toutefois connu par le passé, des tremblements de terre violents qui pourraient tout à fait se reproduire dans le futur. De manière générale, les zones métropolitaines les plus sismiques s'étendent de l'Est du fossé Rhénan à la mer Ligure (incluant le massif Alpin), du Centre-Ouest du Sud Finistère au Massif Central et aux Pyrénées. Il convient en outre de rappeler que la quantification du risque sismique ne se limite pas à celle de l'aléa mais résulte du croisement entre aléas, vulnérabilités (constructions, équipements, organisations) et enjeux (sociaux, économiques, environnementaux...).

Nombre d'infrastructures ou de bâtiments existants sur le territoire national ont été conçus soit sans disposition parasismique particulière, soit avec des normes parasismiques qui apparaissent aujourd'hui insuffisantes. C'est pourquoi, même si le phénomène peut être qualifié de rare, le risque sismique reste très présent sur le territoire français et nécessite une attention particulière.

Depuis 2010, la construction des bâtiments et ouvrages neufs est encadrée par la nouvelle réglementation parasismique nationale [4] [6]. En particulier, le décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 (révisé janvier 2015) définit le nouveau zonage sismique national [5] et divise le territoire français en cinq zones de sismicité croissante (voir figure n°2).

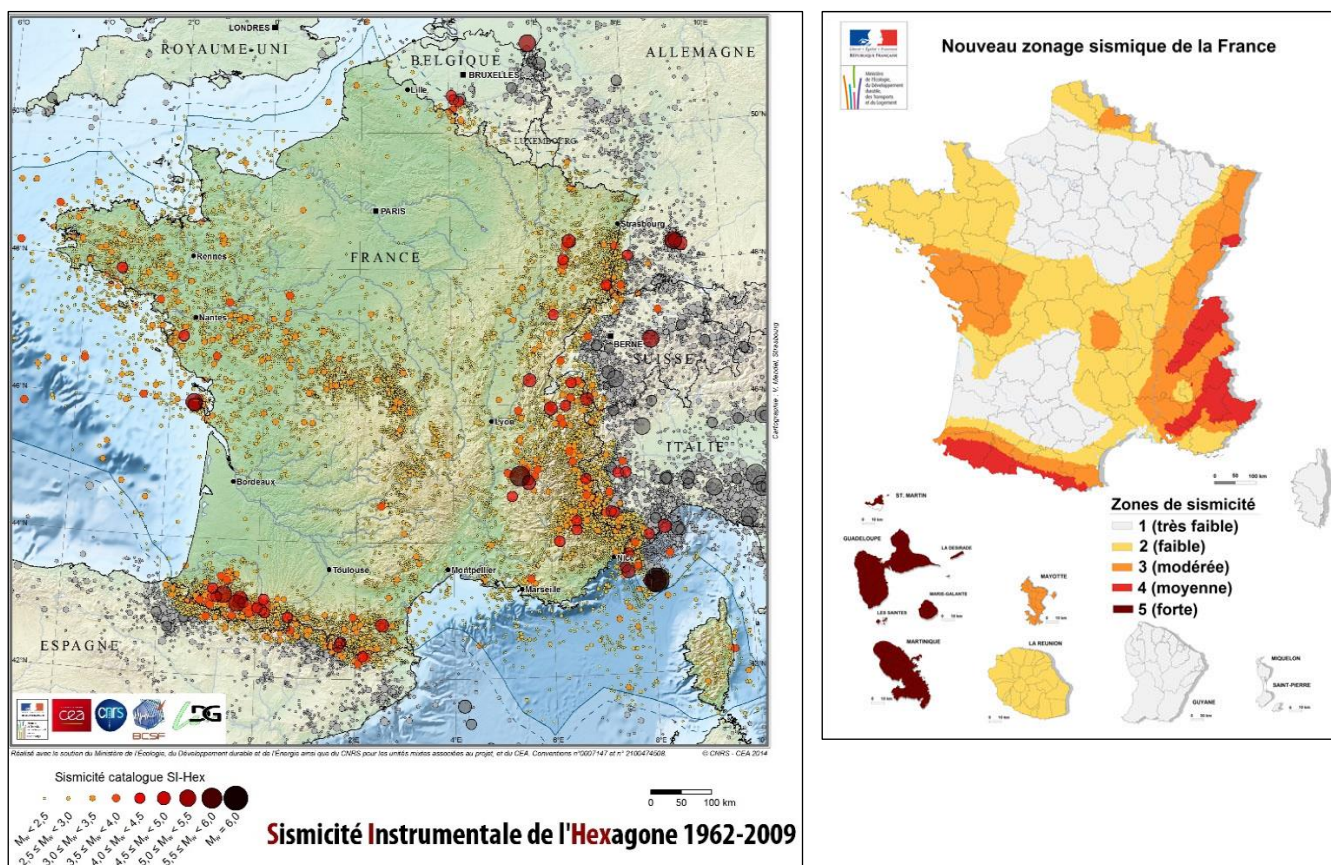


Figure n°2 : Sismicité instrumentale de la France métropolitaine entre 1962 et 2009 (source : BCSF) et zonage sismique national selon décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 (révisé janvier 2015)

Toutefois, cette réglementation ne couvre actuellement pas la problématique spécifique des ponts et ouvrages routiers existants.

Dans ce contexte, le Cerema a développé un certain nombre d'outils d'évaluation préliminaire du risque sismique, baptisés SISMOA, SIMUR et SISROUTE pour l'analyse sismique simplifiée des ponts, des murs et des sections courantes (remblais/déblais) de route dans le cadre de la gestion du Réseau Routier National [7] [8] [9]. Ces outils intègrent les aspects liés à la vulnérabilité des ouvrages (ponts, murs de soutènement, tunnels, remblais et talus routiers...) et à la quantification des aléas sismiques directs (vibration du sol) ou induits (liquéfaction du sol, effets gravitaires induits de type chutes de blocs ou glissements de terrain). Cette évaluation des risques sismiques sur les infrastructures routières comprend plusieurs phases, correspondant à un resserrement progressif du périmètre d'étude et à un raffinement associé du niveau d'analyse [10]. Sa finalité, dans le cadre de la préparation à la gestion de crise, est :

- De savoir quels sont les itinéraires prioritaires à renforcer, par lesquels les secours pourront accéder en cas de séisme et de trouver des scénarios de gestion des axes ;
- D'évaluer si les ouvrages constitutifs de ces itinéraires seront en état de permettre la circulation des secours et, le cas échéant, identifier ceux nécessitant prioritairement un diagnostic plus précis, éventuellement suivi d'une étude de renforcement sismique.

La démarche SIMET constitue une déclinaison de ces outils permettant d'intégrer les spécificités de la gestion de crise sismique dans un contexte de forte densité urbaine : risque d'effondrement de bâtiments sur les routes et leurs ouvrages, enjeux spécifiques liés à la densité du maillage des infrastructures de transport, aux entrées de villes ou à la desserte des zones les plus densément urbanisées, raccordement aux équipements vitaux en situation de crise (établissements de santé, casernes, aéroport...), maintien de l'ordre, organisation des secours entre communes d'une même métropole ou communauté d'agglomérations...

II. Phase 1 - Hiérarchisation des itinéraires à renforcer pour une utilisation par les secours en cas de crise sismique

La première phase de la méthode SISMET vise à hiérarchiser les itinéraires à renforcer, en vue d'une utilisation par les secours en cas de crise sismique. Elle sera suivie d'une 2ème phase d'étude consistant, sur les itinéraires prioritaires retenus à l'issue de cette 1ère phase, en une évaluation préliminaire plus détaillée des risques sismiques (vibration du sol, effets gravitaires potentiellement induits, liquéfaction des sols, chutes de bâtiments) pouvant menacer les ouvrages (ponts, murs de soutènement, remblais, tunnels...) et tronçons de routes constitutifs de ces itinéraires.

À l'échelle globale d'un territoire étendu ou d'un parc important d'infrastructures routières, l'approche consiste à comparer et prioriser les itinéraires ou tronçons d'itinéraires les uns par rapport aux autres, à partir d'une grille d'analyse permettant de croiser différents indices d'aléas, de vulnérabilités et d'enjeux. L'accent est mis en priorité sur le critère « enjeu » (ou « importance ») au travers d'une matrice développée spécifiquement pour la gestion de crise et intégrant les spécificités relatives aux milieux urbain ou inter-urbain. L'approche intègre également la prise en compte de la difficulté (ou « coût ») de renforcement de l'itinéraire étudié par rapport à celui d'itinéraires parallèles voisins assurant en mode plus ou moins dégradé le même niveau de service. Ainsi, selon cette logique, s'il est plus "facile" de renforcer un itinéraire parallèle, il est alors plus « rentable » de concentrer les efforts sur ce dernier et l'itinéraire étudié devient par conséquent comparativement moins important.

Le critère « aléa » repose essentiellement sur la nouvelle carte du zonage sismique national, en y superposant les effets de site (lithologique ou topographique) ou potentiellement induits (liquéfaction des sols, chute de blocs, glissements de terrain, chutes de bâtiment sur la route) évalués à partir d'une analyse en « grandes mailles » : bassin sédimentaire, vallée alluvionnaire, plages et lagunes, zone de relief prononcé, densité urbaine et hauteur de bâtiments... Le critère « vulnérabilité », nécessairement peu précis à cette échelle, est quant à lui basé sur une analyse très succincte et sommaire (nombre d'ouvrages, pourcentage d'ouvrages non-courants, date de mise en service, largeur de voie, possibilités de rétablissement d'urgence ou de déviations locales...) et se trouve par conséquent affecté d'un faible poids.

Une échelle de valeurs est ensuite établie pour chacun des trois critères « aléa », « vulnérabilité » et « importance », permettant de les classer en cinq catégories (voir figure n°3).

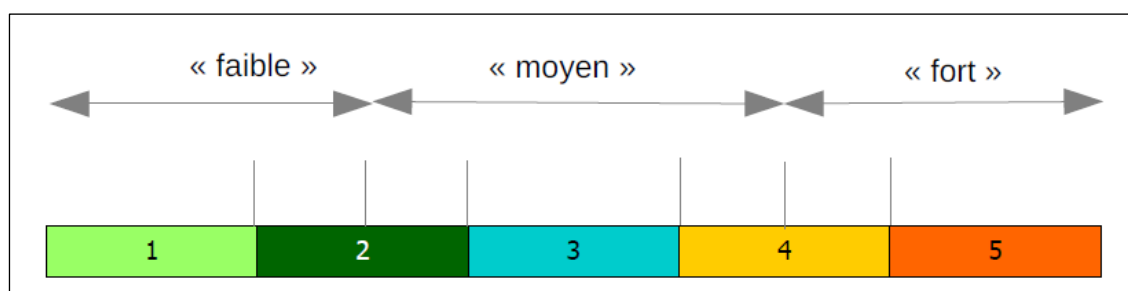


Figure n°3 : Classement des critères en cinq catégories

Le croisement des indices d'aléa et de vulnérabilité conduit alors aux indices de risque (risque de rupture ou d'interruption d'itinéraire), tandis que le croisement de l'indice de risque avec l'indice d'importance (associé aux conséquences de cette rupture) conduit *in fine* à la définition de trois niveaux de priorité respectivement notés P1, P2 et P3 (voir figure n°4) en vue d'identifier les itinéraires devant faire l'objet d'une analyse plus précise vis-à-vis du risque sismique (Phase 2).

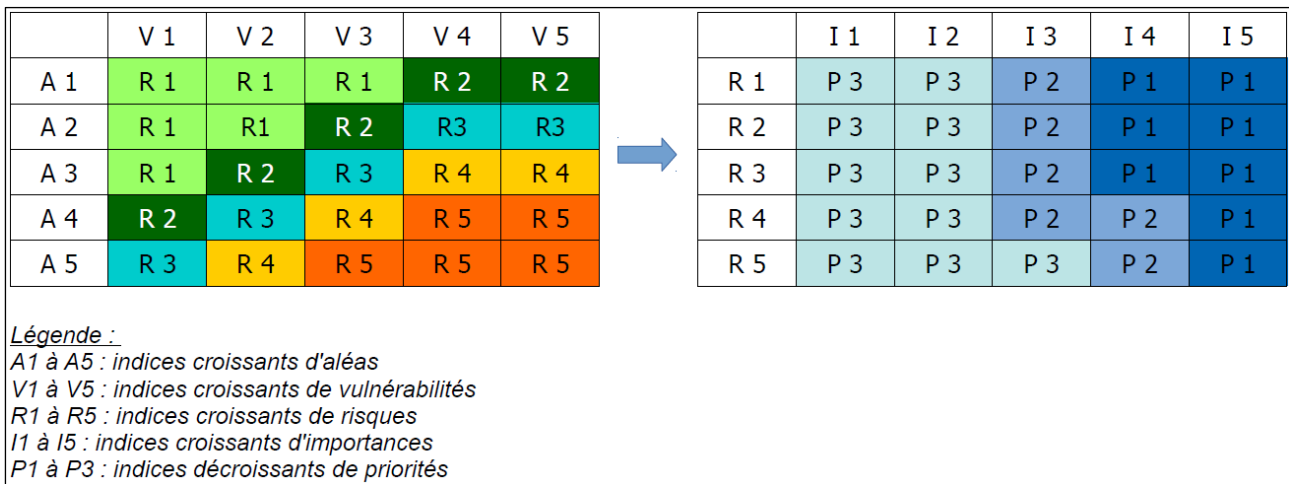


Figure n°4 : Matrices de risques et de priorités associées aux cinq catégories d'aléas, de vulnérabilité et d'importance

Dans le cadre de la démarche développée, la notion d'itinéraire s'entend comme un tronçon de route compris entre deux échangeurs (cas d'un tronçon autoroutier) ou entre deux villes (ou concentrations urbaines à fort enjeu) importantes (cas des voiries autres que les autoroutes) et en distinguant éventuellement chaque sens de circulation. Elle peut également correspondre à une configuration de site particulière et cohérente (zone de relief marqué, limite du zonage sismique national...). Le découpage des tronçons doit en outre être assez uniforme en termes de longueurs, de manière à disposer d'une comparaison objective de certains critères (nombre d'ouvrages par exemple).

Les matrices décrites ci-dessus traduisent les poids respectifs associés aux différents critères d'aléa, de vulnérabilité présumée et d'importance. En pratique, le calibrage des différents niveaux peut être ajusté en fonction du contexte local de l'étude en vue de rendre la démarche plus ou moins sélective. Le choix des matrices présentées ci-dessus est donc à l'appréciation de celui qui réalise l'analyse des risques et des résultats qu'il en attend. Ceci signifie que ces choix supposent une calibration préalable qui constitue une étape importante de l'analyse.

On notera enfin que la matrice de définition des trois niveaux de priorité utilisée ici répond à une problématique spécifique à la gestion de crise et à l'organisation des secours. Selon cette approche, les itinéraires classés en priorité 1 seront ceux qui présentent de forts enjeux de desserte mais le niveau de risque le plus faible possible de manière à sélectionner les accès a priori les plus sûrs et fiables, donc les moins vulnérables et exposés, vers les différents lieux stratégiques. La finalité étant ici d'identifier les mesures à prendre de manière prioritaire en vue de garantir l'accès des véhicules et moyens de secours.

II.1 Critères d'aléas

Le classement de l'aléa sismique en cinq catégories doit intégrer à la fois l'aléa vibratoire (accélération sismique intégrant le cas échéant les amplifications de sites liées à la géologie et au relief) et les potentiels effets induits (liquéfaction, chutes de blocs, glissements de terrain, effondrement de bâtiments sur les routes).

L'analyse est basée sur le nouveau zonage sismique national (voir figure n°2) tel que défini par le décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 (révisé janvier 2015) [5] et sur les valeurs des accélérations de référence et des paramètres de sol définis conformément à l'arrêté spécifique « ponts » du 26 octobre 2011 [6]. Elle est menée indépendamment d'une quelconque prise en compte de l'importance associée aux ouvrages

ou aux itinéraires (prise en compte par ailleurs dans la matrice d'importance) et théoriquement associées à une période de retour de référence de 475 ans.

A l'échelle d'étude considérée, la prise en compte des potentiels effets de site ou induits est basée sur une analyse « en grandes mailles » : bassin sédimentaire, vallée alluvionnaire, plages et zones lacustres, zones de relief prononcé, traversées de zones de forte densité urbaines ou d'immeubles de grande hauteur... Elle peut également résulter d'études locales d'aléa (macro ou micro-zonages).

Le découpage des tronçons d'itinéraire doit dans ce cas intégrer les limites de ces « grandes mailles » au même titre que les limites des zones de sismicité telles que définies dans le nouveau zonage sismique national. Cinq catégories d'aléas sont ainsi calibrées conformément au principe d'échelle décrit par la figure n°3 à partir des considérations suivantes :

- Localisation de l'ouvrage dans le nouveau zonage ;
- Classe de sol ;
- Niveau de relief ;
- Présence de sols à priori liquéfiables (uniquement à partir de la zone de sismicité 3) ;
- Chutes de blocs ou glissements de terrain possibles ;
- Effondrements de bâtiments possibles.

II.2 Critères de vulnérabilité

À l'échelle d'étude envisagée, l'évaluation de la vulnérabilité des itinéraires ne peut être que très sommaire. Elle est établie à partir des seuls critères suivants :

- Conception ou non à partir d'un règlement parasismique (associé à la date du marché de travaux) ;
- État de santé structural global des ouvrages ;
- Nombre d'ouvrages d'art sur le tronçon (ponts et murs) ;
- Nombre d'ouvrages d'art non-courants : notamment travées > 40 m, surfaces tablier > 1200 m², murs de hauteur > 9 m ou ouvrages ne dépassant pas les seuils précédents mais dont la conception présente des difficultés particulières ;
- Largeur de la route, y compris bande cyclable et/ou larges trottoirs « roulables » ;
- Possibilité de rétablissements provisoires d'urgence : déviations locales, remblais ou soutènements provisoires, ponts de secours pour les portées inférieure à 40 m....

Il convient ici de noter que la prise en compte forfaitaire d'un règlement parasismique ancien basée sur la date de construction de l'ouvrage n'a de sens que dans les zones qui étaient identifiées comme sismiques au moment de la conception. Dans le cas contraire et même pour les ouvrages les plus récents (jusqu'à 2010), il convient de considérer, à défaut de justification spécifique basée sur les dossiers d'ouvrages, qu'aucune conception parasismique n'a été appliquée.

II.3 Critères d'importance

Les itinéraires situés en milieux urbains ou péri-urbains se distinguent par un certain nombre de caractéristiques ou d'enjeux spécifiques :

- Forte densité urbaine induisant des risques réciproques entre infrastructures de transport et constructions avoisinantes, et plus particulièrement à l'échelle d'un itinéraire, le risque d'effondrement de bâtiments de grande hauteur sur la route et les ouvrages qui la composent ;
- Redondance des infrastructures et capacité à établir des itinéraires de substitution ;
- Diversité des configurations : boulevards périphériques et entrées de villes, grandes avenues, ruelles étroites, voies sur berges... ;

- Zones de congestions récurrentes, notamment aux heures de pointe ou à certaines saisons (villes touristiques) ;
- Problématique du maintien de l'ordre en zone densément peuplée ;
- Dessertes des équipements stratégiques communaux (établissements scolaires, EHPADs, cliniques, casernes...) ou de portée régionale voire nationale ou internationale (hôpitaux, gares, ports, aéroports, stades, salles de concerts...) ;
- Diversité des zones d'intérêts desservies : centres et monuments historiques, banlieues et quartiers pavillonnaires, zones industrielles ou commerciales, espaces touristiques à forte densité hôtelière... ;
- Solidarité à organiser entre les villes au sein d'une même métropole ou communauté de communes (y compris les zones les plus excentrées ou géographiquement isolées) en termes de desserte et d'accès des secours.

Les critères d'enjeux retenus et leur pondération ont notamment été inspirés de travaux similaires menés en Grèce sur la problématique du rôle et de la fonctionnalité des infrastructures de transport en milieu urbain dans un contexte de crise sismique [11]. L'accent est mis essentiellement sur la desserte des zones et équipements à enjeu (hôpitaux, pompiers, ports et aéroports, zones d'activités industrielles ou commerciales, salles de spectacles, zones de forte densité urbaine, quartiers anciens réputés vulnérables, zones reculées...), l'accès aux réseaux vitaux, les possibilités de déviations locales, la largeur des voies, etc.

II.4 Automatisation de la démarche et feuille d'analyse dédiée

La mise en œuvre de la démarche est basée sur une feuille de calcul dédiée, entièrement paramétrée. Dans cette feuille de calcul, chaque tronçon d'itinéraire initialement défini est représenté par une ligne. Des menus déroulants permettent par ailleurs de faciliter et d'automatiser la saisie des différents critères associés au calcul respectif des niveaux d'aléas, de vulnérabilité et d'enjeu.

Le format de cette feuille de calcul est par ailleurs conçu de manière à faciliter l'automatisation du transfert des données vers les outils de représentation cartographique SIG classiques. Certains paramètres peuvent ainsi être exportés directement de la carte vers la feuille de saisie (zonage sismique réglementaire, micro-zonage sismique, zones de relief marqué, distance entre un point donné d'un itinéraire et un équipement stratégique de santé ou de sécurité civile...) et conduisent en général à un redécoupage plus fin des tronçons de routes. En pratique, quelques « allers-retours » entre la feuille de calcul et l'outil SIG sont donc nécessaires pour stabiliser les résultats (voir figure n°5).

Le croisement des différents indices intermédiaires permet *in fine* l'évaluation des niveaux de risque et de priorité et la répartition des tronçons dans les différentes catégories, exprimée en termes de pourcentage du linéaire total. Dans cet outil, la matrice de croisement aléa-vulnérabilité (A x V) aboutissant à l'indice de risque (R) de même que la matrice de croisement risque-importance (R x I) aboutissant au niveau de priorité (P) sont également paramétrées, permettant ainsi d'ajuster de manière dynamique et instantanée les résultats en fonction de certains critères de choix de l'utilisateur, portant notamment sur les poids respectifs accordés à chacun des indices A, V et I.

Itin	Gest.	PR début	PR fin	Dpt	Zone sismique	A		V		R		I		P	
						A (niveau)	A (niveau)	V (niveau)	V (niveau)	R (niveau)	R (niveau)	I (niveau)	I (niveau)	P (niveau)	P (niveau)
A7	DIR Med	280	280	13	2-Faible	1	faible	4	moyen	2	faible	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	279	279	13	2-Faible	1	faible	4	moyen	2	faible	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	275	278	13	2-Faible	1	faible	4	fort	2	faible	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	274	274	13	2-Faible	2	faible	4	fort	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	272	272	13	3-Modérée	2	moyen	4	moyen	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	273	273	13	2-Faible	2	faible	4	moyen	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	270	271	13	3-Modérée	2	moyen	1	faible	1	très faible	4	moyenne	3	faible
A7	DIR Med	267	268	13	3-Modérée	2	moyen	4	moyen	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	269	269	13	3-Modérée	2	moyen	4	moyen	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	265	266	13	3-Modérée	2	moyen	1	faible	1	très faible	4	moyenne	3	faible
A7	DIR Med	261	264	13	3-Modérée	2	moyen	4	moyen	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med	255	259	13	3-Modérée	3	moyen	4	moyen	4	modéré	4	moyenne	1	élevée
A7	DIR Med	260	260	13	3-Modérée	2	moyen	4	moyen	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	DIR Med			13	3-Modérée	2	moyen	4	moyen	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	ASF	253	253	13	3-Modérée	3	moyen	5	fort	4	moyen	4	moyenne	1	élevée
A7	ASF	254	254	13	3-Modérée	2	moyen	5	fort	3	modéré	4	moyenne	2	moyenne
A7	ASF	248	252	13	4-Moyenne	5	fort	5	fort	5	fort	4	moyenne	1	élevée
A7	ASF			13	4-Moyenne	4	fort	4	fort	5	fort	4	moyenne	1	élevée

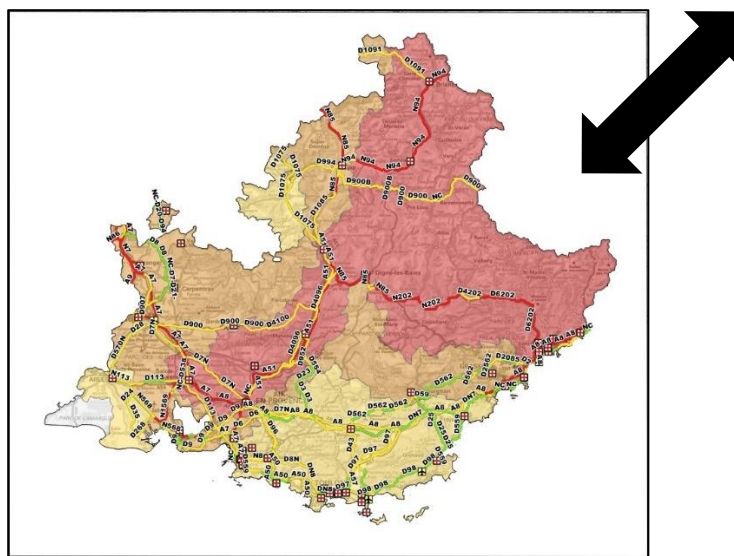


Figure n°5 : Principe de mise en œuvre de la démarche par échanges de données réciproques entre la feuille de saisie/analyse automatisée et l’outil cartographique SIG

II.5 Applications opérationnelles

Cette première phase de la démarche SISMET a déjà été mise en œuvre et éprouvée dans le cadre d'applications opérationnelles dans le département des Alpes-Maritimes (identification d'un itinéraire prioritaire de secours en cas d'un évènement sismique frappant la région de Nice dans le cadre du Plan Séisme 06) [12] et dans le département de l'Isère dans le cadre du Plan Séisme 38 [13] (voir figure n°6). Une étude similaire est en outre prévue prochainement sur la métropole de Nantes ainsi qu'en Guadeloupe.

Ces premières applications ont notamment mis en exergue la plus-value de la démarche en termes d'outil d'échange et de décision entre les différents acteurs de la gestion de crise : services de sécurité civile, préfetures, gestionnaires des infrastructures routières, gestionnaires des principaux équipements stratégiques pour l'organisation des secours (casernes de pompiers, hôpitaux, réseaux d'énergie, de communication ou d'eau, etc.).

En particulier, sur le territoire du département des Alpes-Maritimes, les résultats issus de l'analyse automatisée décrite ci-avant ont pu être confrontés avec les choix d'itinéraires prioritaires effectués parallèlement et de manière indépendante par les services de sécurité civile (voir figure n°7).

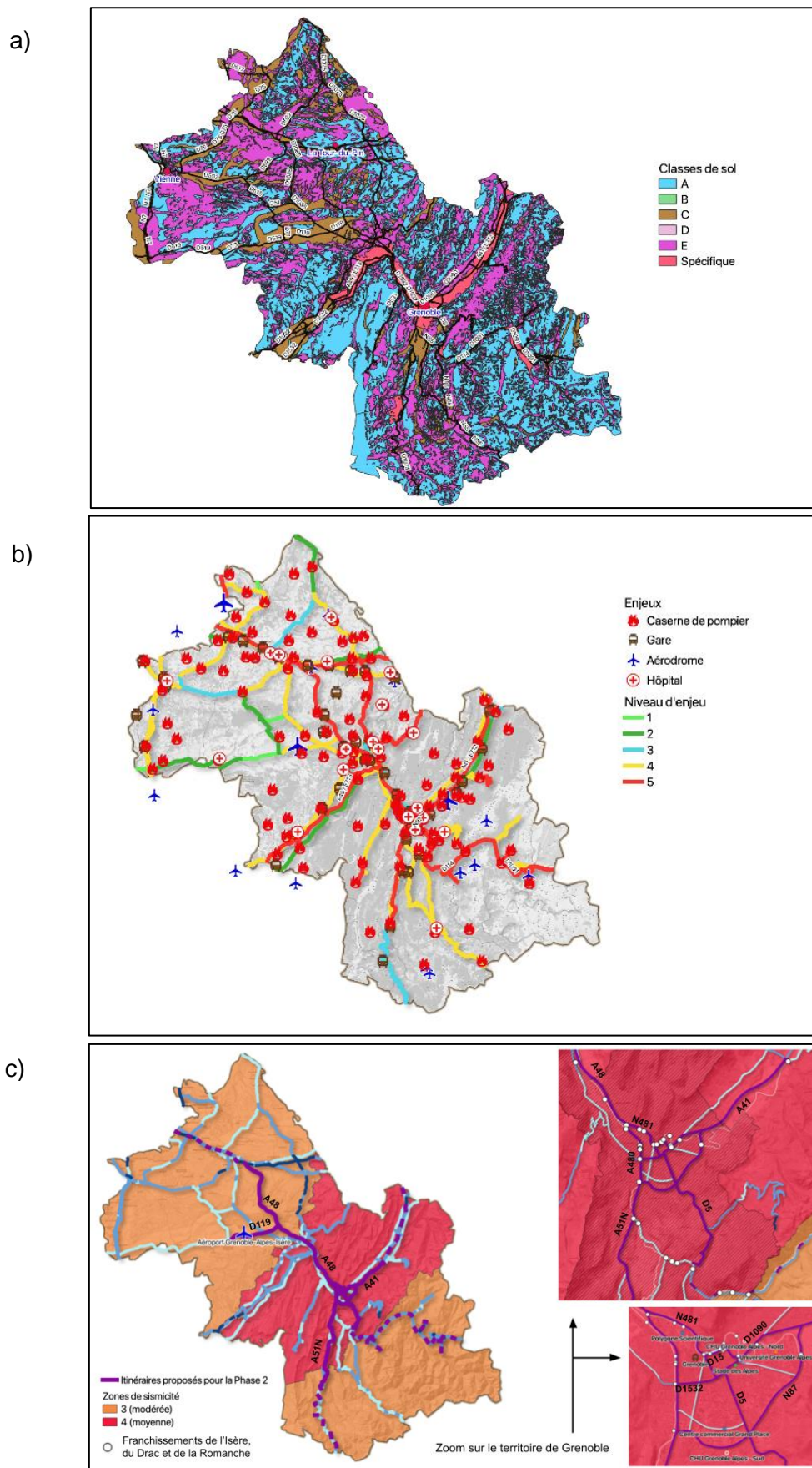
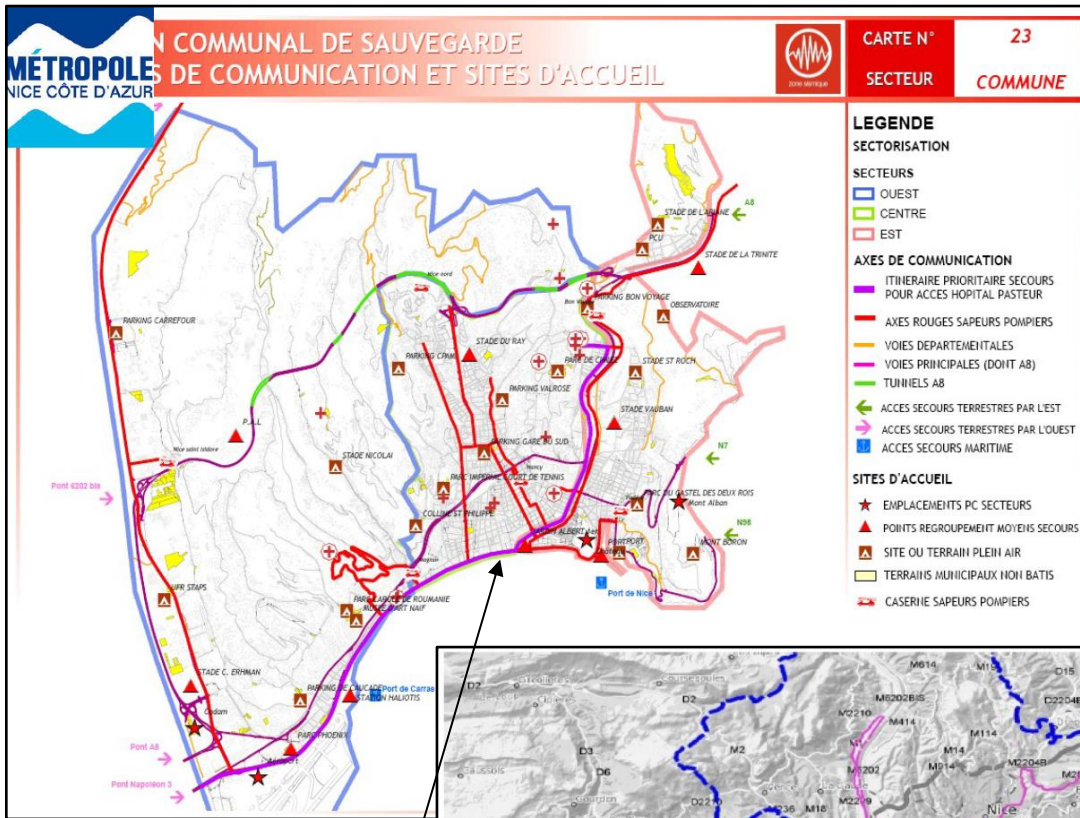


Figure n°6 : Différentes visualisations SIG de l'application opérationnelle de la méthode SISMET (phase 1) sur le département de l'Isère et la métropole de Grenoble
a) Classes de sol ; b) Enjeux principaux ; c) Choix des itinéraires prioritaires de secours

(a) Itinéraire prioritaire issu de la démarche automatisée SISMET phase 1 (en rouge)



(b) Itinéraire prioritaire issu de l'analyse menée par la Sécurité Civile

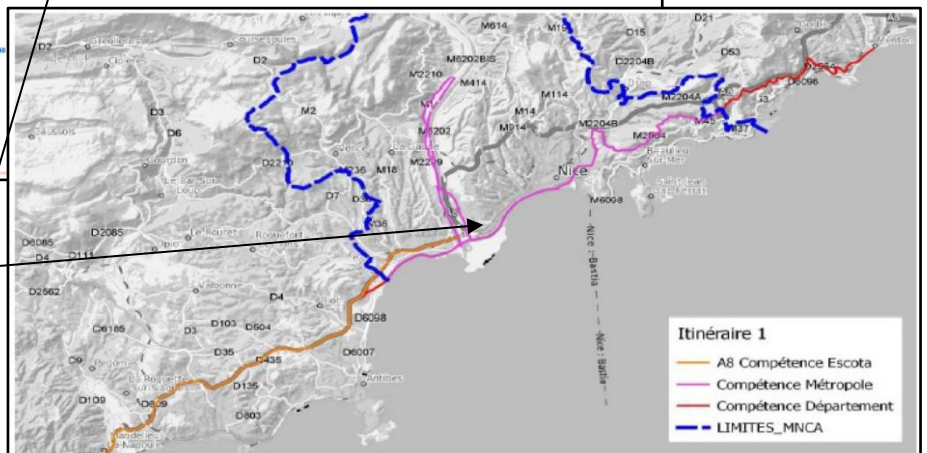


Figure n°7 : Confrontation de la démarche automatisée de priorisation d'itinéraires (a) avec l'analyse menée séparément par les services de la Sécurité Civile (b) sur le département des Alpes-Maritimes

III. Phase 2 - Évaluation préliminaire des risques sismiques sur les ouvrages des itinéraires de secours prioritaires

III.1 Principes généraux

En règle générale, l'évaluation quantitative de la vulnérabilité d'un ouvrage requiert une analyse structurale assez sophistiquée. Dans le cadre de la gestion d'un patrimoine, il est toutefois important de pouvoir disposer de méthodes simples et rapides d'appréciation globale de la sensibilité ou de la vulnérabilité des ouvrages et permettant une première hiérarchisation de manière à orienter de façon pertinente les mesures de traitement du risque. Dans cette optique, l'objectif de la deuxième phase de la méthode SISMET consiste, sur les itinéraires prioritaires retenus à l'issue de la première phase, en une évaluation préliminaire plus détaillée des risques sismiques pouvant menacer les ouvrages et tronçons de routes constitutifs de ces itinéraires.

La finalité est d'évaluer, dans le cadre de la préparation à la gestion de crise, si les ouvrages constitutifs des itinéraires prioritaires retenus à l'issue de la phase 1 seront en état pour permettre la circulation des secours et, le cas échéant, d'identifier ceux nécessitant prioritairement un diagnostic plus précis, éventuellement suivi d'une étude de renforcement sismique.

Cette analyse peut être menée pour différentes hypothèses d'aléa (niveaux d'accélération réglementaires du zonage sismique national associés à différentes valeurs de périodes de retour, événement de type déterministe correspondant à un séisme de scénario sismique) et pour différents contextes météorologiques (favorable ou défavorable).

Par rapport à la première phase d'étude, cette deuxième phase nécessite l'accès à des données d'ouvrages plus détaillées : visites visuelles sur site pour identification de la nature des ouvrages et de leurs caractéristiques typologiques et géométriques, derniers relevés d'inspections détaillées périodiques, plans généraux des ouvrages, nature des fondations, notes d'hypothèses générales et géotechniques, notes de calcul des appuis et de leurs fondations...

L'analyse repose sur des approches simplifiées, plus ou moins raffinées et précises selon la nature de l'objet étudié :

- Qualitatives à partir du retour d'expériences et basées sur des critères géométriques et typologiques pour l'analyse des ponts, tunnels, remblais et des phénomènes gravitaires induits (glissements de terrain et chutes de blocs) ;
- Semi-quantitatives basées sur des approches analytiques empiriques plus ou moins précises selon les données d'entrée disponibles en ce qui concerne l'analyse des murs et de la liquéfaction des sols.

Comme pour l'ensemble des méthodes d'analyse de risque développées par le Cerema, la démarche générale est basée sur le croisement de différents indices ou critères d'aléa, de vulnérabilité et d'importance. Les critères d'aléas correspondent ici à la sismicité du site d'implantation de l'ouvrage en termes d'accélération du sol et d'effets potentiellement induits. La vulnérabilité représente la capacité pressentie de la structure à plus ou moins bien encaisser les sollicitations directement ou indirectement induites par un séisme de niveau donné. Enfin, l'importance est associée aux enjeux stratégiques relatifs à l'ouvrage, en termes de gestion de crise, d'organisation des secours et de reprise de l'activité socio-économique. La finalité et les applications possibles de l'approche sont multiples :

- Évaluation globale du risque sismique sur les itinéraires structurants d'un périmètre donné par l'établissement de scénarios de crise réalistes en termes de répartition de dommages et de coupures d'itinéraires pressenties ;

- Extension possible vers la réalisation d'outils de gestion de crise « en temps réel » permettant une pré-orientation des moyens de secours ;
- Identification préliminaire simplifiée des ouvrages les plus sensibles et exposés, en vue d'une orientation ciblée de diagnostics plus approfondis pouvant déboucher le cas échéant sur des projets de renforcement.

Cette méthodologie permet, à l'échelle locale d'un itinéraire ou d'un tronçon d'itinéraire, une prise en compte de la vulnérabilité pressentie de chaque ouvrage (ponts, murs, tunnels, plate-formes ou remblais routiers) et des aléas locaux (effets de site géologique et topographique et effets induits par la liquéfaction des sols, chutes de blocs, glissements de terrain et chutes de bâtiments sur la route). Un critère « enjeu » ou « importance » vient pondérer les résultats obtenus en termes de risque de coupure d'utilisation possible de l'itinéraire par les véhicules de secours, afin d'intégrer la présence d'enjeux spécifiques à la gestion de crise immédiatement desservis (hôpitaux, casernes, gare, aéroport, zones densément peuplées...) ainsi que les possibilités de rétablissement provisoire ou de déviations locales.

III.2 Evaluation de la vulnérabilité sismique des ouvrages

L'outil SIMMET est alimenté par les outils spécifiques SISMOA [7], SIMMUR [8] et SISROUTE [9] pour l'évaluation de la vulnérabilité des ponts, des murs de soutènement et des remblais/déblais routiers. Ces différents outils nécessitent uniquement des paramètres d'entrée relativement simples et facilement accessibles, à partir d'une visite sur site et des données générales du dossier d'ouvrage (caractéristiques géométriques ou typologiques principales de l'ouvrage et de son environnement immédiat) :

- Pour les ponts (voir figure n°8) : forme et régularité des hauteurs de piles, masse du tablier, conditions d'appui, nombre de travées, courbure, biais, nature et profondeur des fondations, redondance structurale, présence de protections extérieures contre les chutes de blocs (écrans, filets, merlons, fosses...), date de construction et état pathologique... ;
- Pour les murs de soutènement (voir figure n°9) : typologie (mur poids, en béton armé, en gabions ou en sol renforcé), hauteur et épaisseur en tête, matériaux constitutifs, état général, pente et caractéristiques géotechniques des terrains, configuration par rapport à la route... ;
- Pour les remblais routiers (voir figure n°10), talus (ou pentes) connexes et sol d'assise : hauteur et largeur de plate-forme, pente des talus, volume des blocs ou des couches de terrain meubles menaçant de s'effondrer, taux de saturation des terrains en eau, caractéristiques géotechniques des sols (granulométrie, compacité...).

Les méthodes ont été établies et calibrées sur différents itinéraires tests de façon à s'adapter au mieux au contexte français (niveaux sismiques, typologies d'ouvrages ou parties d'ouvrage et matériaux utilisés).

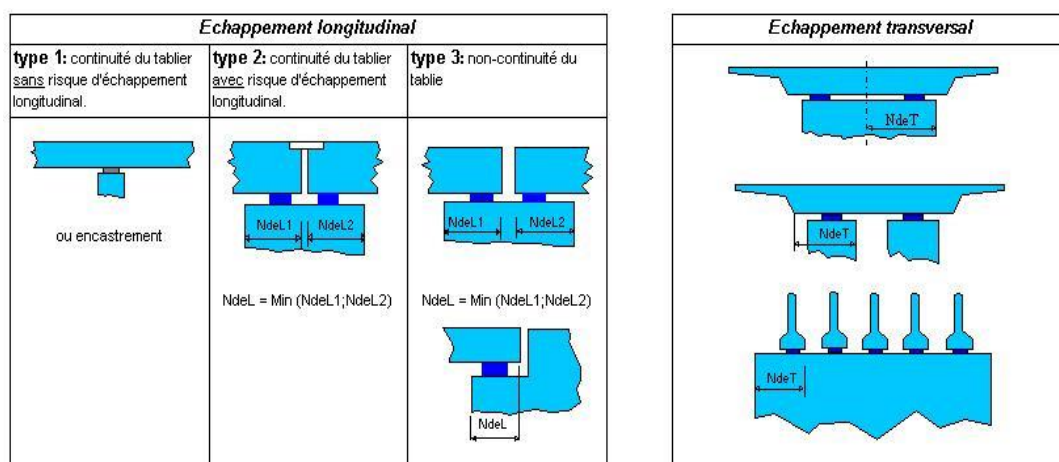


Figure n°8 : Différentes configurations prises en compte vis-à-vis du risque d'échappement des tabliers de ponts dans la méthode SISMOA

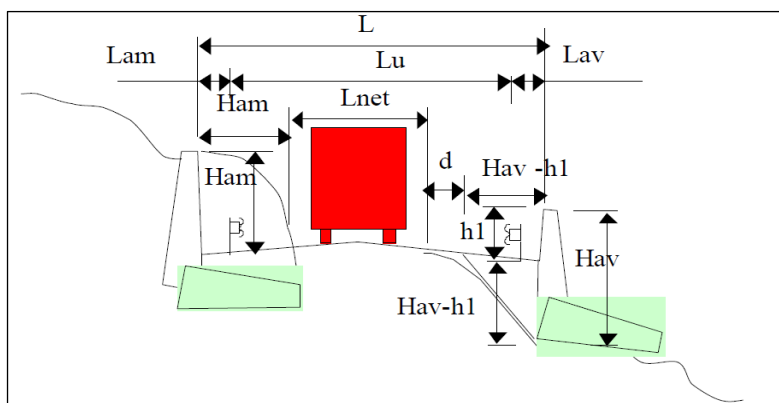


Figure n°9 : Modes de rupture des murs de soutènement identifiés dans le cadre de la méthode SISMUR et conséquences sur la largeur de route utilisable

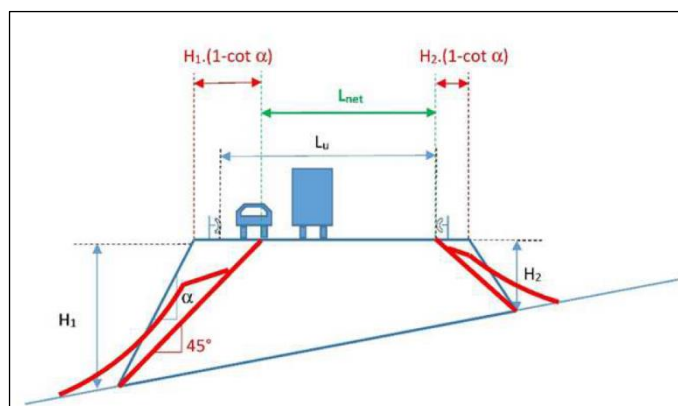


Figure n°10 : Évaluation de la largeur de chaussée résiduelle potentiellement utilisable après endommagement selon la méthode SISROUTE

L'analyse des indices de vulnérabilité partiels associés aux différentes parties d'ouvrages permet en outre une pré-identification des points faibles pressentis, parades ou techniques de renforcement envisageables, ainsi qu'une pré-évaluation statistique des coûts relatifs associés sur la base de ratios forfaitaires établis à partir des coûts des techniques de renforcement les plus couramment mises en œuvre.

Il est rappelé ici que les outils SISMOA, SISMUR, SISMET sont basés sur des approches qualitatives ou semi-quantitatives et ne sont destinés qu'à fournir une première évaluation « statistique » du risque sismique à l'échelle d'un patrimoine étendu d'ouvrages, visant à identifier les sections sur lesquelles la présomption de risque est la plus forte. À ce titre, ils ne peuvent en aucun cas se substituer à un diagnostic détaillé basé sur une modélisation numérique, pour la vérification de la capacité résistante des ouvrages en termes de niveau de séisme ou accélération admissible. Ils apportent en revanche une aide précieuse en termes de première évaluation structurale « à dire d'expert » pour l'identification des principaux points critiques ou points faibles structuraux.

Les ponts non courants (ponts en arcs ou à béquilles, ponts suspendus ou à haubans, ouvrages cantilevers...) sortent du champ d'application théorique de la démarche (limites d'utilisation de l'outil SISMOA). Il en va de même de certaines structures particulières (ouvrages de couvertures, centres commerciaux ou bâtiments enjambant les autoroutes, barrages hydrauliques portant des routes...) pour lesquelles une analyse spécifique est recommandée. Le cas échéant, et sauf lorsque des analogies structurales assez évidentes peuvent être appliquées, ces ouvrages seront référencés mais non étudiés.

III.3 Quantification des différentes sources d'aléa

Lorsque le scénario sismique choisi est basé sur la réglementation parasismique nationale en vigueur, les paramètres nécessaires à la définition de l'aléa vibratoire résultent directement de l'application de l'arrêté sismique « pont » [6]. Dans le cas de la simulation d'un séisme réel, les données généralement disponibles sont la magnitude du séisme, la localisation de l'épicentre et la profondeur du foyer. À partir de ces données, l'accélération maximale de calcul au droit du point de l'itinéraire étudié est calculée en utilisant la loi de propagation d'Ambraseys 1996 dont l'utilisation est parmi les plus répandues.

L'évaluation de l'aléa relatif à la liquéfaction des sols repose essentiellement sur la méthode dite « de l'indice du potentiel de liquéfaction des sols » LPI. Cet indice représente la moyenne pondérée, sur une hauteur de 20 m de la colonne de sol, du coefficient de sécurité à la liquéfaction, calculé comme le rapport entre la résistance cyclique du sol et la sollicitation sismique, toutes deux exprimées en contraintes de cisaillement normalisées sous une magnitude de référence conventionnelle de 7,5.

La démarche d'évaluation des aléas induits « glissement de terrain » et « chutes de blocs » a été établie sur la base de données bibliographiques, puis calibrée « à dire d'expert » à partir d'un croisement avec des analyses plus détaillées menées sur quelques itinéraires. Elle fait intervenir des paramètres tels que l'existence de phénomènes identifiés en statique, la présence de parades, la pente des terrains, la nature des sols, la taille des blocs et leur hauteur de chute, la configuration (amont/aval, proche/éloignée) par rapport à la route (voir figure n°11).

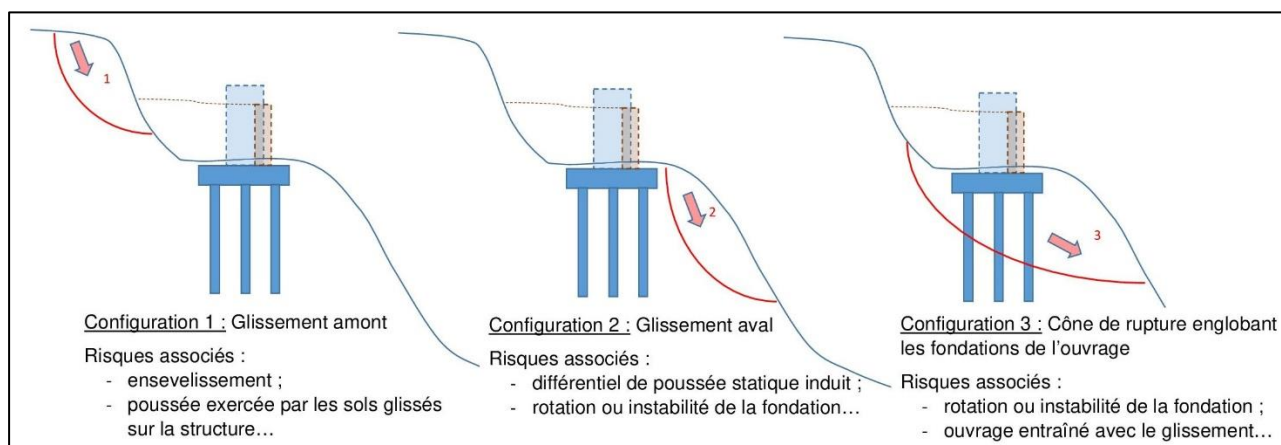


Figure n°11 : Trois configurations de glissement considérées dans l'outil SISROUTE

L'aléa « chutes de bâtiments » repose sur le degré de dommages attendu sur un bâtiment donné, en fonction de l'accélération qu'il subit, et calibré à partir de l'échelle de référence EMS-98 [14].

La démarche intègre également le risque d'atteinte de la route ou de l'ouvrage par les débris du bâtiment situé à proximité, fonction du mode de ruine de ce dernier, de sa géométrie et de sa distance à la route [15] (voir figure n°12), ainsi que de la hauteur de chute (directement liée à la hauteur du bâtiment) et de la masse relative des débris (liée à la nature des principaux matériaux constitutifs).

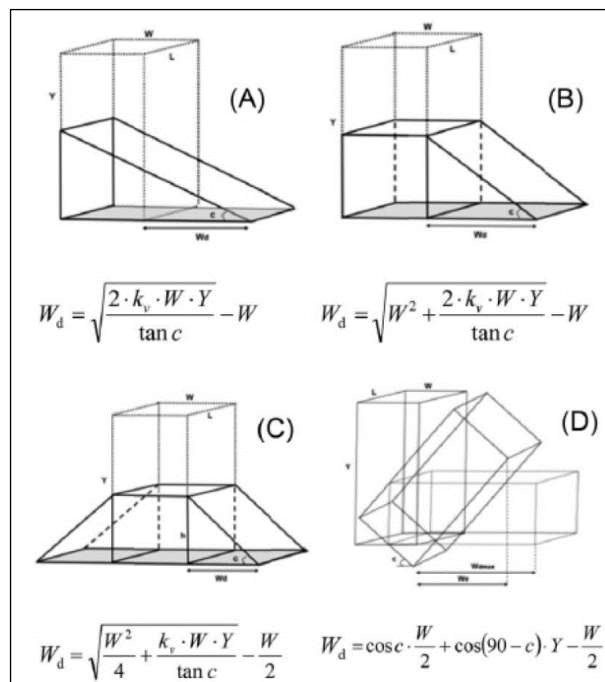


Figure n°12 : Évaluation de la longueur d'impact des débris d'un bâtiment pour un effondrement total (A) ou partiel (B) dans un seul sens, dans deux sens (C) ou par basculement complet du fait de la déstabilisation des fondations sous l'effet de la liquéfaction du sol (D)

Il faut noter que certaines circonstances exceptionnelles (tsunamis, rejets de faille active en surface...), peu enclines à se produire sur le territoire national, ne sont pas couvertes par la méthode.

III.4 Indices de risques et niveaux de priorité d'intervention

Le croisement des indices d'aléa et de vulnérabilité associés aux différents éléments constitutifs de la route (ponts, murs et têtes de tunnels, remblais...) aboutit au calcul des indices de risque de coupure d'itinéraire. Comme précédemment indiqué, ces indices peuvent être aisément actualisés pour différents scénarios de séisme :

- Zonage réglementaire national associé à différentes périodes de retour ;
- Carte d'accélération locales de référence (PPRS, étude de micro-zonage, carte de scénario sismique prédéfini...);
- Événement sismique déterministe (passé ou simulé, ou réellement enregistré dans le cadre de la gestion de crise en temps réel) défini par la localisation de l'épicentre, la profondeur et la magnitude ;
- Contexte météorologique concomitant impactant les conditions hydriques des sols.

Une fois pondérés par les critères d'enjeu, les indices de risque aboutissent finalement, à partir d'un seuil établi forfaitairement, à la définition de niveaux de priorité qui permettent d'identifier les ouvrages ou tronçons d'itinéraire nécessitant un diagnostic plus approfondi basé sur un calcul de structure et le cas échéant une étude de renforcement.

Valeurs de R_{max}^*	Niveau de risque résiduel pressenti quelques heures après le séisme	Niveau de priorité d'intervention (diagnostic détaillé et mesures de renforcement)
$R_{max}^* \geq 0,6$	Fort	P1
$0,4 \leq R_{max}^* < 0,6$	Moyen	P2
$R_{max}^* < 0,4$	Faible	Non requis

Tableau n°1 : Niveaux de priorité d'intervention établis sur la base des seuils d'indices de risque

III.5 Applications opérationnelles

Cette deuxième phase de la démarche SISMET a déjà été mise en œuvre et éprouvée dans le cadre d'applications opérationnelles dans le département des Alpes-Maritimes (Analyse du risque sismique sur les ouvrages de l'itinéraire prioritaire de secours en cas d'un événement sismique frappant la région de Nice dans le cadre du Plan Séisme Alpes-Maritimes) [12], sur les principaux axes d'accès et de traversée de la ville de Grenoble (dans le cadre du Plan Séisme Isère) [13], ainsi que dans le département des Hautes-Pyrénées (Evaluation sismique de deux itinéraires de secours entre Tarbes et Lourdes dans le cadre du Plan Séisme Pyrénées et du PPR sismique de Lourdes) [16].

Il faut noter que, bien que l'exploitation dynamique des résultats au format SIG ne soit pas directement intégrée à l'outil, le formatage des données et résultats est particulièrement adapté à ce type d'exploitation, permettant ainsi à l'échelle d'un itinéraire ou d'une zone donnée (voir figure n°13) :

- De représenter les vulnérabilités et indices de risque de chaque élément de l'itinéraire ;
- De visualiser de manière rapide et efficace le risque de coupure de l'itinéraire pour les différents scénarii sismiques envisagés ;
- D'en déduire rapidement les points les plus critiques de l'itinéraire par la localisation sur le fond de plan des données de trafic, des équipements stratégiques à desservir à proximité (hôpitaux, casernes, aéroports...) ainsi que des éventuelles déviations et itinéraires alternatifs possibles avec les temps de parcours associés.

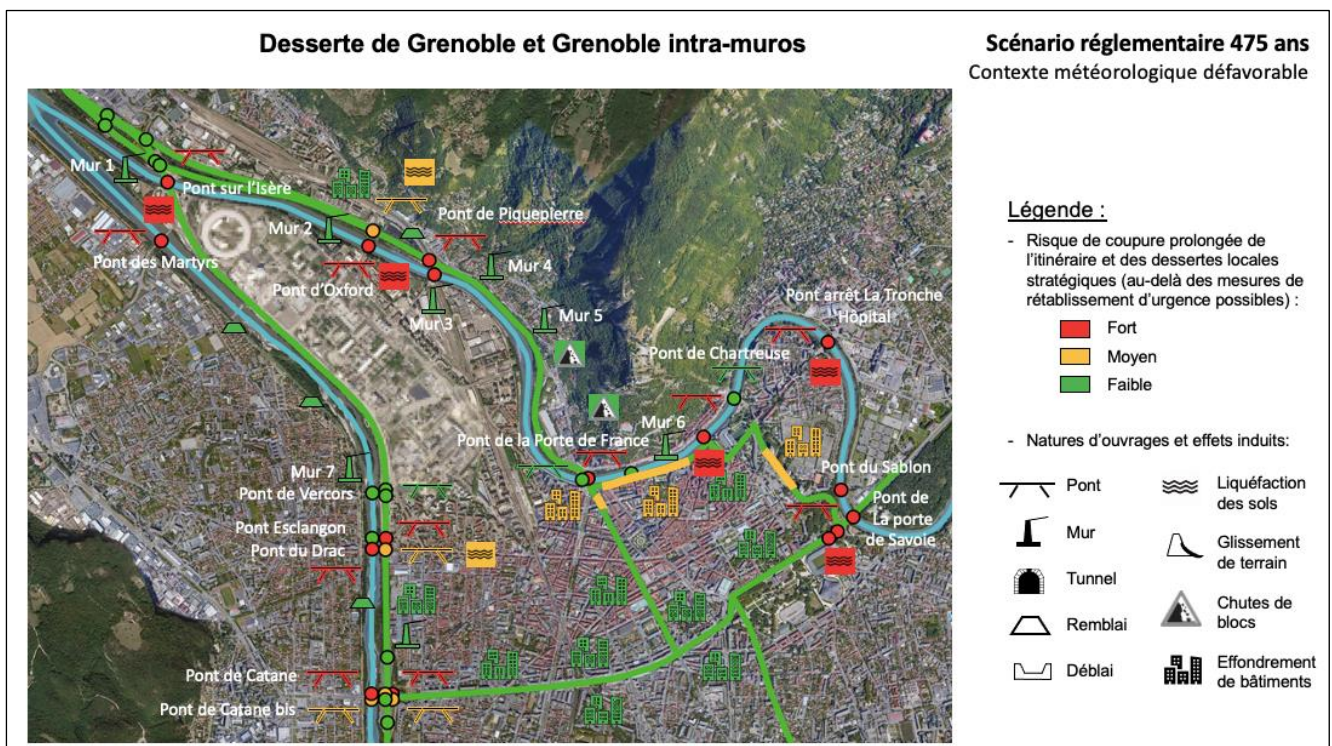


Figure n°13 : Cartographie des résultats obtenus sur les principaux axes d'accès et de traversée de Grenoble (scénario réglementaire de période de retour 475 ans avec contexte météo défavorable)

Ces premières applications ont notamment permis de valider la pertinence de la démarche et sa sélectivité, permettant de concentrer les moyens sur des enjeux ciblés, en vue de la réduction de la vulnérabilité des infrastructures de transport existantes indispensables à la gestion de crise et l'organisation des secours en cas de séisme. Cette démarche assure également la meilleure protection possible des usagers et le maintien des conditions d'opérabilité de ces infrastructures et des équipements qu'elles desservent, en fonction des contraintes technico-économiques.

IV. Conclusions

Une méthode, baptisée SISMET, est proposée pour l'évaluation préliminaire du risque sismique sur les infrastructures routières urbaines et périurbaines dans un contexte de gestion de crise. Cette méthode permet l'analyse sismique simplifiée des ponts, des murs et des sections courantes (remblais/déblais) de route. Outre les aspects liés à la vulnérabilité des ouvrages, la démarche intègre la quantification des aléas sismiques directs (vibration du sol) ou induits (liquéfaction du sol, effets gravitaires induits de type chutes de blocs ou glissements de terrain, et les risques d'effondrements de bâtiments sur les routes).

Cette évaluation des risques sismiques sur les infrastructures routières comprend deux phases successives, correspondant à un resserrement progressif du périmètre d'étude et à un raffinement associé du niveau d'analyse et permettant :

- Pour la phase 1 : de hiérarchiser les itinéraires prioritaires à renforcer, pour une utilisation par les secours en cas de crise sismique ;
- Pour la phase 2 : d'évaluer si les ouvrages constitutifs de ces itinéraires seront en état pour permettre la circulation des secours et, le cas échéant, d'identifier ceux nécessitant prioritairement un diagnostic plus précis, éventuellement suivi d'une étude de renforcement sismique.

Cette démarche a déjà été mise en œuvre et éprouvée dans le cadre d'applications opérationnelles dans le département des Alpes-Maritimes (identification et évaluation d'un itinéraire prioritaire de secours en cas d'un évènement sismique frappant la région de Nice, dans le département de l'Isère (notamment sur la ville de Grenoble), ainsi que dans le département des Hautes-Pyrénées (évaluation sismique de deux itinéraires de secours entre les villes de Tarbes et de Lourdes). Des études similaires sont en outre prévues prochainement sur la métropole de Nantes et sur la Guadeloupe.

Ces premières applications ont mis en exergue la plus-value de la démarche en termes d'outil d'échange et de décision entre les différents acteurs de la gestion de crise : services de sécurité civile, préfetures, gestionnaires des infrastructures routières, gestionnaires des principaux équipements stratégiques pour l'organisation des secours (casernes de pompiers, hôpitaux, réseaux d'énergie, de communication ou d'eau, etc.).

Elles ont également permis de valider la pertinence de la démarche et sa sélectivité. Ces dernières permettent de concentrer les moyens sur des enjeux ciblés, en vue de la réduction de la vulnérabilité des infrastructures de transport existantes indispensables à la gestion de crise et l'organisation des secours en cas de séisme. Elles contribuent ainsi à la meilleure protection possible des usagers et au maintien des conditions d'opérabilité de ces infrastructures et des équipements qu'elles desservent.

V. Références bibliographiques

[1] Mission post-sismique CETE Méditerranée/Sétra suite au séisme de l'Aquila du 6 avril 2009 – Analyse du comportement des ouvrages d'art – A. Vivier, D. Davi – Bulletin Ouvrage d'Art du Sétra n°63, mars 2010

[2] Rapports de mission post-sismique AFPS. <http://www.afps-seisme.org>

[3] Plans de prévention des risques naturels (PPRN) – Risques sismiques. Guide méthodologique révisé. Ministère de la Transition Écologique et Solidaire / DGPR / SRNH (à paraître)

[4] Décret n°2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique

[5] Décret n°2010-1255 du 22 octobre 2010 (révisé janvier 2015) portant délimitation des zones de sismicité du territoire français

- [6] Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la catégorie dite "à risque normal"
- [7] SISMOA : Évaluation préliminaire du risque sismique sur les ouvrages d'art existants. Sétra, novembre 2010. http://www.infra-transport-materiaux.cerema.fr/IMG/pdf/1039w_SISMOA-1.pdf
- [8] SISMUR – Murs Poids. Rapport final. CETE Méditerranée, septembre 2011
- [9] SISROUTE - Outil d'évaluation préliminaire du risque sismique sur les infrastructures routières - Notice technique. Cerema Méditerranée, avril 2020
- [10] Prise en compte du risque sismique sur le patrimoine OA existant - Proposition de critères décisionnels pour une stratégie de renforcement. CETE Méditerranée, juillet 2013
- [11] Seismic Risk Performance of Urban Transportation Systems Considering Site Effects and interaction with the Built Environment. Argyroudis S., and Pitilakis K. - 8CUEE Conference Proceedings. 8th International Conference on Urban Earthquake Engineering. March 7-8, 2011, Tokyo Institute of Technology, Tokyo, Japan
- [12] Projet SISMET : Expérimentation d'une démarche d'évaluation et de prise en compte des risques sismiques à l'échelle d'un réseau d'infrastructures urbaines ou inter-urbaines (Cerema Méditerranée, novembre. 2020)
- [13] Evaluation des risques sismiques sur les infrastructures routières du département de l'Isère et de la Métropole de Grenoble. Cerema, mai 2021
- [14] European Macroseismic Scale 1998, sous la direction de G. Grünthal. (Cahiers du Centre Européen de Géodynamique et de Séismologie Volume 19, Luxembourg 2001). <http://www.franceseisme.fr/ems98.html>
- [15] Systemic Seismic Risk Assessment of Road Networks Considering Interactions with the Built Environment. Argyroudis S., Selva J., Gehl P. and Pitilakis K. - Computer-Aided Civil and Infrastructure Engineering 30 (2015) 524–540
- [16] Evaluation du risque sismique sur deux itinéraires prioritaires de secours entre Tarbes et Lourdes. Plan de prévention des risques sismiques sur Lourdes. Cerema Méditerranée, avril 2021



Retour d'expérience sur le comportement des protections et réparations du béton armé

Richard Vaissiere¹, Christophe Aubagnac², André Orcesi³

¹ Cerema /DTERCE/ACF/IOAD, 8-10 rue Bernard Palissy, 63100 CLERMONT-FERRAND, richard.vaissiere@cerema.fr

² Cerema /DTERCE/AA/OA, boulevard Bernard Giberstein, 71400 AUTUN, christophe.aubagnac@cerema.fr

³ Cerema ITM/DTOA/GITEX, Le Parc de la Haute Maison, 6 allée Képler / allée Lavoisier, 77420 CHAMPS-SUR-MARNE, andre.orcesi@cerema.fr

Résumé

Le patrimoine des ouvrages d'art vieillit et se dégrade. La principale cause de dégradation des ouvrages en béton est la corrosion des armatures [1]. Cela est d'autant plus vrai dans des contextes d'environnements agressifs, tels que l'exposition aux projections de sels de déverglaçage, et dans les zones de marnage en milieu maritime. La protection et la réparation des structures en béton au cours de leur vie requièrent avant tout une évaluation par un diagnostic approprié. Lorsque les dégradations sont diagnostiquées trop tardivement, les solutions de réparation sont complexes et onéreuses. Il est donc primordial de réaliser un diagnostic précoce et de prévoir, lorsqu'il est encore temps, des travaux préventifs. Il existe de nombreuses solutions de protection du béton armé, couvertes notamment par des normes produits et systèmes et des normes d'exécution mais dont on connaît encore mal l'efficacité dans le temps.

Dans ce contexte, un objectif majeur de cette étude est de pouvoir disposer d'un retour d'expérience inédit sur le comportement dans le temps de différentes techniques de protection ou de réparation du béton armé, mises en œuvre sur plusieurs ouvrages soumis à des environnements variés (ouvrages terrestres, ouvrages en environnement marin). Les résultats d'une première enquête « globale » auprès des gestionnaires de patrimoines d'ouvrages de génie civil sont présentés. Les principes d'une deuxième enquête « détaillée » visant à être réalisée prochainement à l'échelle d'un ouvrage ou d'une campagne de travaux, sont également détaillés.

I. Objet du présent article

I.1 Préambule

Le présent article est consacré à la présentation des travaux du groupe ATI-OGC (Actions Techniques et Innovations – Ouvrages de Génie Civil) Cerema / Université Gustave Eiffel dédié à l'étude des protections et réparations du béton armé. Les membres de ce groupe de travail, co-auteurs de cet article, sont mentionnés ci-après par ordre alphabétique.

Co-animateurs du groupe de travail

Christophe Aubagnac, Cerema /DTERCE/AA/OA

André Orcesi, Cerema ITM/DTOA/GITEX

Richard Vaissiere, Cerema /DTERCE/ACF/IOAD

Membres du groupe de travail

Véronique Bicilli, DIR Massif Central

Véronique Bouteiller, Université Gustave Eiffel, Département MAST

Arnaud Campaner, Cerema /DTEREst/AS/OA

Juan-José Carpio-Perez, Cerema /DTERIdF/DIRM/DBS

Pierre Chambon, Cerema /DTERCE/DRIM/EROA

Sébastien Fyon, Collectivité européenne d'Alsace

Didier Germain, DGITM/DIT/GCA

Bruno Godart, Université Gustave Eiffel, Département MAST

Adrien Houel, DGITM/DIT/GRN/FCA

Michel Menguy, Cerema /DTEROuest/ASB/OAM

Sébastien Neiers, Cerema /DTEREst/DTMI/EOA

Thibaut Perrin, Cerema /DTEREst/AS/OA

François Spataro, Cerema /DTERCE/DRIM/EROA

Christian Tessier, Université Gustave Eiffel, Département MAST

Benoit Thauvin, Cerema /DTEROuest/ASB/OAM

I.2 La problématique

Dans le cadre de la gestion d'un patrimoine vieillissant et d'une stratégie d'augmentation de la durée de vie des ouvrages [2, 3], le diagnostic de corrosion joue un rôle majeur dans la caractérisation de l'état de la structure en béton armé et dans les préconisations de réparation. Une fois cette étape de diagnostic franchie, la prescription de méthodes et la spécification de caractéristiques et niveaux de performance, puis le choix de produits et systèmes de protection ou réparation adéquats peuvent s'avérer délicats pour diverses raisons :

- compréhension complexe du référentiel normatif,
- terminologie non maîtrisée,
- formulations des produits modifiées dans le temps par les fabricants,
- essais mal maîtrisés ou réalisés avec des modes opératoires différents de ceux prescrits,
- littérature technique avant tout théorique, sans réel consensus et parfois non opérationnelle ...

Enfin, une mauvaise exécution du procédé de réparation peut aussi être une cause d'un échec de l'intervention. Ces diverses difficultés mettent en évidence le besoin de directives techniques permettant d'expliquer comment utiliser les différentes normes sur la réparation des ouvrages d'art et d'orienter le choix vers une méthode adaptée à la situation rencontrée. Ce choix faisant intervenir de multiples critères techniques et opérationnels, tels que le nombre de cas à considérer, la diversité des méthodes, des produits et des systèmes, ou encore la diversité des expositions, il peut rapidement devenir complexe. A l'instar de précédentes enquêtes sur la question de la réparation des ouvrages en béton armé [4 à 6], la constitution d'un retour d'expérience sur des travaux réalisés en ciblant les techniques les plus courantes, apparaît alors judicieuse pour maîtriser le problème traité.

L'étude de retour d'expérience proposée considère ainsi le processus dans son intégralité pour le traitement de la corrosion des armatures (prévention ou réparation) allant du diagnostic jusqu'à la mise en œuvre et au contrôle des méthodes couramment utilisées (revêtements de protection, imprégnations hydrophobes, reconstitution du béton d'enrobage, méthodes électrochimiques, etc.) et qui disposent de référentiels (normes et guides, voir IV.2). Ce retour d'expérience sur le diagnostic, la prescription, l'exécution des travaux et le suivi du vieillissement est à intégrer dans l'évaluation des méthodes de

protection/réparation les plus appropriées par rapport à une situation connue (i.e. diagnostic réalisé). Il est important de noter que cette étude n'a pas vocation à apporter des références pour les produits ou systèmes industriels mis en œuvre. Elle s'intéresse aux familles de produits de façon anonyme, utilisables pour une méthode de protection/réparation donnée et non aux produits eux-mêmes.

Les produits de réparation font l'objet de spécifications techniques (normes ou documents d'évaluation européens) qui comprennent également leurs conditions d'emploi dans la réparation et le renforcement des structures en béton. En France, les normes d'exécution des travaux de protection et réparation du béton de la série NFP 95-100 introduisent des exigences renforcées par rapport aux critères sur lesquels repose le marquage CE (série des normes NF EN 1504), compte tenu du domaine d'application aux ouvrages de génie civil et des durées de vie attendues de ces travaux. Il existe une certification volontaire en France qui peut être prescrite dans le marché pour compléter ces exigences et assurer une meilleure confiance aux applications de génie civil (marque NF 030, ACQPA).

Après avoir rappelé les étapes essentielles du processus de corrosion et de son diagnostic (voir II et III) et les méthodes de protection et de réparation (voir IV.1, IV.2 et IV.3), ainsi que les problématiques rencontrées (voir IV.4), les résultats d'une première enquête lancée en 2017 auprès de gestionnaires d'ouvrages de génie civil en béton sont présentés (voir V.1). Les principes d'une deuxième enquête (voir V.2), détaillée par campagne de travaux, sont alors exposés.

II. Le phénomène de corrosion

Dès sa construction, toute structure est susceptible de subir des dégradations dont l'origine peut être physique, mécanique ou chimique. Les facteurs mécaniques sont surtout les charges excessives et les chocs. Les facteurs physiques sont principalement les températures extrêmes, dont les cycles de gel-dégel et les incendies. Les facteurs chimiques sont souvent les plus importants, puisque le béton peut se dégrader par réaction (dissolution, gonflement) de ses constituants. L'air, l'eau et le sol sont connus pour être des milieux favorisant la migration d'agents polluants dans le béton, en entrant dans ses pores et en modifiant ainsi ses caractéristiques, en particulier la composition chimique de la solution interstitielle. Certains de ces agents sont responsables de l'un des principaux mécanismes de dégradation des ouvrages existants : la corrosion des armatures en acier.

La corrosion des armatures peut être induite par la pénétration des ions chlorures ou par la carbonatation résultant de l'action du dioxyde de carbone dissous dans l'eau interstitielle. Selon leur teneur et/ou leur profondeur de pénétration, ces agents peuvent engendrer la dépassement des armatures. Cette dernière offre un environnement électrochimique qui permet l'initiation de la corrosion. Une fois celle-ci démarrée, les dégradations produites, évolutives, peuvent avoir un impact sur la durabilité puis la stabilité de la structure ainsi que sur la sécurité des usagers. Ces phénomènes comprennent deux périodes de développement (voir figure n°1) : une période dite d'incubation pendant laquelle le dioxyde de carbone et/ou les ions chlorures pénètrent progressivement dans l'enrobage des armatures (aucune dégradation n'est visible sur la structure) et une période dite de propagation pendant laquelle la corrosion s'amorce et les armatures se corrodent progressivement. Les dégradations apparaissent alors sur la structure en fonction des effets induits par le foisonnement des produits de corrosion, généralement des fissures le long des armatures dans un premier temps, une perte d'adhérence entre les armatures et le béton, puis l'éclatement du béton et enfin la perte progressive de section des armatures. Ces dégradations sont détectables à l'occasion des actions de surveillance des ouvrages (visites d'évaluation, inspections détaillées périodiques). Il convient donc de les relever à ces occasions.

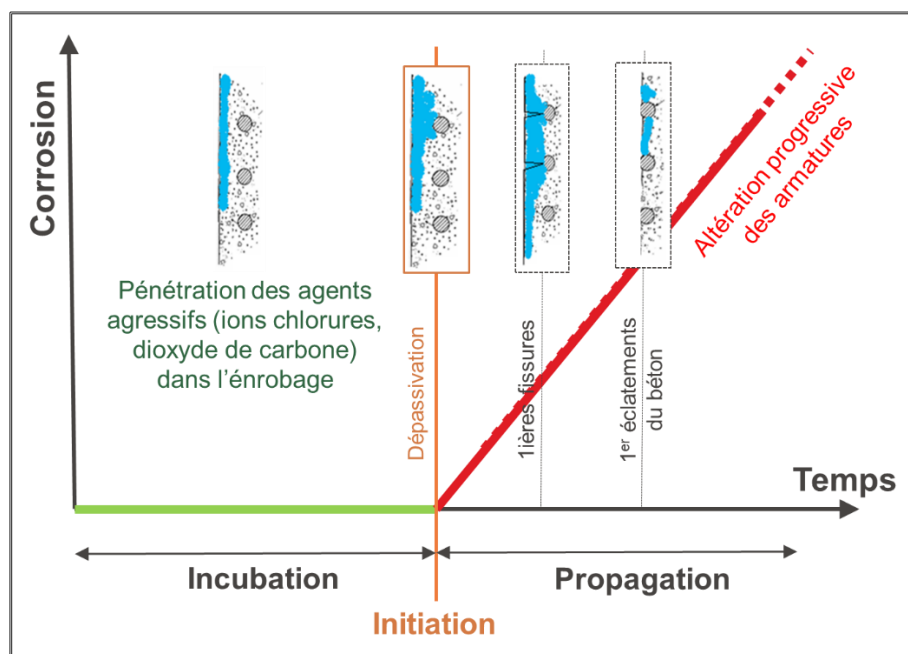


Figure n°1 : Diagramme simplifié du processus de corrosion

Il convient de distinguer la corrosion due au phénomène de carbonatation de celle ayant pour origine la pénétration des chlorures. Il s'agit de deux processus différents qui ont des facteurs communs, mais également des facteurs de risque propres. Le tableau n°1 donne un aperçu des facteurs de risque susceptibles de favoriser soit l'incubation, soit la propagation de la corrosion.

Facteurs communs à la carbonatation et à la pénétration des chlorures	Facteurs spécifiques à la carbonatation	Facteurs spécifiques à la pénétration des chlorures
<ul style="list-style-type: none"> – durée d'exposition – enrobage insuffisant des armatures – défaillance de l'étanchéité et plus généralement de l'assainissement de l'ouvrage – altération du béton due au gel interne, à l'écaillage, à des réactions de gonflement interne (RAG, RSI), à des agressions externes (attaque sulfatique, lixiviation) et à l'abrasion – défauts de construction (nids de cailloux, fissurations diverses (retraits par exemple), etc.) – fissurations d'origine mécanique ou autres d'ouvertures importantes – formulation et caractéristiques (qualité, compacité, ...) inadaptées du béton 	<ul style="list-style-type: none"> – humidité relative comprise entre 50% et 70% (environnement ni trop sec, ni trop humide) – environnement urbain ou industriel 	<ul style="list-style-type: none"> – environnement marin (immergé/embruns/marnage) – exposition aux sels de déverglaçage (suivant la fréquence, la quantité et le type de produits mis en œuvre) ou à des chlorures d'origine autre que marine

Tableau n°1 : Facteurs de risque d'initiation de la corrosion

L'initiation de la corrosion est un processus complexe faisant intervenir plusieurs paramètres. Indépendamment des agents intervenant dans la phase d'incubation (dioxyde de carbone, chlorures), l'amorçage de la corrosion résulte également de conditions d'humidité et d'accès d'oxygène favorables.

Le mécanisme de la corrosion électrochimique, qui se traduit par la formation de zones anodiques et cathodiques à la surface d'une armature, nécessite en effet la présence combinée d'eau et d'oxygène.

III. Le diagnostic de corrosion, une étape essentielle

III.1 Démarche générale

Il ne s'agit pas ici de donner des recommandations pour la conduite d'un diagnostic de corrosion mais simplement de rappeler quelques principes fondamentaux. La démarche de diagnostic de la corrosion est décrite de manière synthétique dans la fiche D1-1 du cahier interactif UGE-Cerema « Auscultation des Ouvrages d'Art » [7]. Cette démarche fera l'objet prochainement d'un guide technique du CEFRACOR, AFGC et IMGC entièrement consacré au processus de corrosion et à son diagnostic.

En préambule, on notera que la complexité du diagnostic de corrosion est à l'image de celle du processus de corrosion lui-même. Le diagnostic de corrosion d'une structure en béton armé doit en effet permettre d'évaluer l'étendue et l'avancement (incubation, amorçage, cinétique de propagation) du processus de corrosion et de répondre de manière précise aux questions suivantes :

- La structure présente-t-elle des dégradations visibles dues à la corrosion ? Si oui, de quelle intensité et de quelle ampleur ?
- Les éventuels aciers corrodés apparents ont-ils subi des pertes de section ? Si oui, de quel ordre de grandeur ?
- La structure en béton armé est-elle en phase d'incubation ou de propagation ?
- Quelle est la proportion d'armatures dépassivées et donc susceptibles de se corroder ?
- Dans le cas des armatures non dépassivées : de combien de temps dispose-t-on avant qu'elles ne soient dépassivées et que la corrosion s'initie ?
- Dans quelle mesure les éventuelles pertes de sections des armatures ont-elles un impact sur la capacité portante de l'ouvrage ?

Le programme du diagnostic résulte d'une analyse approfondie du dossier d'ouvrage et s'appuie sur une inspection détaillée récente et répondant aux exigences de l'Instruction Technique sur la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art. Il doit par ailleurs permettre d'identifier des comportements spécifiques selon les parties ou les zones de la structure en fonction de leur exposition à l'environnement (expositions aux sels de déverglaçage, niveau d'humidité, marnage, etc.) et de leurs caractéristiques (enrobage, qualité du béton notamment). Le choix et le nombre des zones d'investigation sont essentiels pour assurer la meilleure représentativité possible du diagnostic.

Le diagnostic nécessite le recours à différentes investigations plus ou moins complexes et sophistiquées, destructives ou non, dont le déploiement, l'exploitation et l'interprétation nécessitent des compétences spécifiques. Il doit donc être confié à des équipes spécialisées. L'organisation du diagnostic doit allier les complémentarités des investigations destructives et non-destructives afin d'optimiser le nombre de prélèvements et de maximiser les surfaces auscultées. Le contenu du diagnostic doit être adapté selon que la structure présente ou pas des symptômes visibles de corrosion.

Certaines des investigations s'intéressent aux agents extérieurs, à l'origine de la corrosion (dioxyde de carbone, chlorures, eau) avec l'évaluation :

- de la profondeur de carbonatation,
- des profils de teneur en chlorures ou de la profondeur du front de chlorures,
- du gradient hydrique dans l'enrobage.

D'autres s'intéressent plus particulièrement au béton d'enrobage qui joue un rôle essentiel de couche protectrice des armatures avec :

- la profondeur des armatures exposées,
- la mesure de résistivités électriques du béton,
- l'évaluation de la capacité du béton à résister à la pénétration des agents agressifs (détermination des indicateurs de durabilité, perméabilité de surface),
- le dosage en ciment et son type lorsque l'information n'est pas disponible dans le dossier d'ouvrage.

D'autres enfin s'intéressent à l'état des armatures :

- l'évaluation de l'état de corrosion (potentiel d'armatures, fenêtres de reconnaissance),
- l'évaluation de l'activité de corrosion (vitesse de corrosion).

Dans le cas des ouvrages présentant une corrosion très avancée, c'est-à-dire avec des pertes de section d'armatures significatives ou sur des surfaces importantes, une évaluation structurale [8] peut s'avérer nécessaire. Le cas échéant, des investigations complémentaires pourront alimenter cette analyse, par exemple :

- la reconstitution du plan de ferrailage lorsque l'information n'est pas disponible dans le dossier d'ouvrage,
- l'évaluation des pertes de section d'armatures, depuis le parement lorsqu'elles sont apparentes, ou par l'intermédiaire de fenêtres de reconnaissance dans le cas contraire,
- l'évaluation des propriétés des armatures, lorsque l'information n'est pas disponible dans le dossier d'ouvrage et avec les précautions qui s'imposent, compte-tenu du caractère destructif des prélèvements nécessaires,
- l'évaluation de la résistance à la compression du ou des béton(s) en place,
- l'analyse du fonctionnement des sections et de l'ouvrage,
- des instrumentations spécifiques.

Enfin, selon les cas, le diagnostic peut comprendre d'autres investigations sans lien direct avec la corrosion mais qui pourront être utiles dans la perspective de travaux. On peut citer à titre d'exemple la réalisation d'essais d'adhérence (cohésion de surface du béton) dans l'éventualité de l'application d'un revêtement de protection de surface.

III.2 Utilisation d'un indice de vieillissement des ouvrages pour l'évaluation de l'avancement de la phase d'incubation de la corrosion

Le diagnostic de la phase d'incubation de la corrosion s'appuie, d'une part, sur la détermination de la profondeur de pénétration des agents agressifs et, d'autre part, sur la mesure de l'épaisseur d'enrobage. L'analyse croisée de ces deux informations permet d'apprécier l'avancement de la phase d'incubation.

La suite du présent paragraphe propose, à titre indicatif, un formalisme pour mener cette analyse selon une approche semi-quantitative permettant, en complément d'inspections détaillées périodiques, d'accéder pour un faible coût à une évaluation du processus d'incubation de la corrosion sur un grand nombre d'ouvrages. Elle constitue une première aide à la décision pour le gestionnaire et permet notamment d'identifier les besoins de diagnostic approfondi.

A l'issue de l'intervention sur l'ouvrage, chaque zone d'investigation i est caractérisée par une profondeur de front de carbonatation X_c (cf. fiche B2-2 du cahier interactif UGE-Cerema), par une profondeur de front

de chlorures X_d (cf. fiches B2-3 et B2-8 du cahier interactif UGE-Cerema) et par un enrobage caractéristique e_c . L'indice de vieillissement I_v^i est lié à la phase d'incubation du processus de corrosion. Il permet d'évaluer le vieillissement des structures ne présentant pas de symptômes extérieurs visibles de corrosion grâce à deux indices définis comme suit :

- un indice lié au phénomène de carbonatation : $I_{v,c}^i = \left(\frac{X_c}{e_c}\right)^2$,
- un indice lié à la pénétration des chlorures : $I_{v,d}^i = \left(\frac{X_d}{e_c}\right)^2$.

La nature des actions à programmer par zone dépend de la valeur de l'indice de vieillissement I_v^i (voir tableau n°2).

	Indice de vieillissement	Description	Actions
0	$I_v^i = 0$	Cas d'un ouvrage neuf.	Programmation de la prochaine inspection.
1	$0 < I_v^i \leq 0,5$	Le béton armé est en phase d'incubation. Les armatures sont correctement protégées. La réserve vis-à-vis du début de corrosion est élevée.	
2	$0,5 < I_v^i \leq 0,75$	La phase d'incubation de la corrosion est relativement avancée. Le front de carbonatation et/ou de chlorures n'atteint pas encore les armatures. La réserve vis-à-vis du début de corrosion est moyenne.	Programmation de la prochaine inspection.
3	$0,75 < I_v^i \leq 1$	La phase d'incubation de la corrosion est très avancée. Le front de carbonatation et/ou de chlorures est proche des armatures. La réserve vis-à-vis du début de corrosion est faible.	Programmation d'un diagnostic préalable à la définition d'une éventuelle opération de maintenance préventive.
4	$I_v^i > 1$	La corrosion est susceptible d'être amorcée (sans nécessairement se manifester par des dégradations extérieures). La réserve vis-à-vis du début de corrosion est nulle.	Programmation d'un diagnostic préalable à la définition d'une éventuelle opération de maintenance curative.

Tableau 2 : Programmation des actions en fonction de l'indice de vieillissement I_v^i

III.3 Intérêt des indicateurs de durabilité dans l'évaluation de la phase d'incubation de la corrosion

La détermination des indicateurs de durabilité ([9 à 12], futur FDP 18-480) est complémentaire à celle de la profondeur de pénétration des agents agressifs et de l'enrobage des armatures. Ces indicateurs permettent d'évaluer la capacité du béton à résister à la pénétration des agents agressifs (chlorures, dioxyde de carbone). Autrement dit, ils qualifient la durabilité potentielle du béton constitutif de la partie (ou zone) d'ouvrage considérée et la qualité du béton vis-à-vis des objectifs de durabilité.

L'évaluation des indicateurs de durabilité est conduite par partie d'ouvrage. On considère qu'une partie d'ouvrage est constituée d'un même béton (même formulation) et d'une même exposition à l'environnement au sens des classes d'exposition définies dans la norme NF EN 206/CN. L'évaluation

peut également distinguer des zones d'ouvrage où le béton est visuellement de moins bonne qualité, des anomalies d'exécution ou encore des réparations antérieures.

III.4 Modélisation du processus de corrosion

La profondeur de pénétration des agents agressifs, l'épaisseur d'enrobage des armatures, les indicateurs de durabilité et certaines mesures électrochimiques (vitesse de corrosion par exemple) constituent des données d'entrée de modèles prédictifs de vieillissement permettant d'estimer une durée de vie résiduelle vis-à-vis de la corrosion (phase d'incubation et/ou de propagation).

Les différentes phases conduisant à des désordres liés à la corrosion sur un ouvrage en béton armé font l'objet de nombreux travaux de recherche en modélisation qui sont plus ou moins avancés et accessibles à l'ingénieur. Le guide AFGC [9] ainsi que les livrables [13, 14] des projets Benchmark Poutres de la Rance, ANR APPLLET, ANR EVADEOS, DéCoF-Ré, ANR MODEVIE et les publications du projet National PERFDUB donnent un aperçu sur l'état de l'art des modèles disponibles (empiriques ou physiques) relatifs à la pénétration des agents agressifs (ions chlorure ou gaz carbonique) et à l'estimation des courants de corrosion ou de perte de section d'acier actif. Ces modèles présentent des degrés de sophistication très variables et leur utilisation, qui reste délicate, est à réserver à des spécialistes. Enfin, même s'ils fournissent des résultats quantitatifs, les incertitudes de prédiction demeurent élevées et la prédiction de la corrosion reste un processus délicat à mettre en œuvre. Il paraît donc plus raisonnable de les considérer comme des outils permettant d'éclairer qualitativement des réflexions ou des hypothèses de diagnostic. Ainsi, ils peuvent être utiles dans certains cas pour orienter le choix de la méthode de protection/réparation et la stratégie de maintenance du gestionnaire.

IV. Protections et réparations du béton armé

IV.1 Stratégie de maintenance

Le choix du scénario de réhabilitation (choix des principes et méthodes au sens de la norme NF EN 1504-9, familles de produits et niveaux de performance, modes de mise en œuvre, conditions d'exploitation pendant les travaux, délais et calendrier de réalisation) résulte d'une stratégie de maintenance qui ne s'appuie pas uniquement sur des considérations techniques issues du diagnostic. En effet, d'autres éléments entrent en jeu dans le choix. Il s'agit notamment des paramètres suivants :

- le supplément de durée de vie apporté par la réparation,
- le coût de la réhabilitation,
- les contraintes et exigences environnementales,
- les contraintes d'exploitation et d'accès.

La norme NF EN 1504-9 précise que la stratégie de gestion doit refléter les exigences du maître d'ouvrage gestionnaire et définit six options :

A : Aucune action pendant un certain temps, à l'exception de la surveillance

B : Nouvelle analyse de la capacité structurale, susceptible de conduire à la baisse du niveau de service

C : Prévention ou réduction de l'évolution de la détérioration

D : Renforcement ou réparation et protection de tout ou partie de la structure en béton

E : Reconstruction ou remplacement de tout ou partie de la structure en béton

F : Démolition de tout ou partie de la structure en béton

Cette norme définit également des facteurs techniques, économiques et environnementaux à prendre en compte dans le choix d'une stratégie de gestion. Elle rappelle que le maintien ou la restauration de la sécurité est une exigence essentielle d'une stratégie de gestion des structures.

En ce qui concerne l'option C « Prévention ou réduction de l'évolution de la détérioration », il est possible de réparer à moindre coût mais avec un bénéfice réduit de durée de vie de l'ouvrage réparé. Cette première approche prend du sens lorsqu'elle s'inscrit dans une démarche préventive avant que des dégradations importantes n'apparaissent sur l'ouvrage. Il s'agit alors de réparations qu'il conviendra de renouveler régulièrement.

En ce qui concerne l'option D « Renforcement ou réparation et protection de tout ou partie de la structure en béton », le choix de certaines techniques de réhabilitations plus coûteuses permettra d'atteindre des prolongations de durée de vie plus importantes. Cette deuxième approche doit cependant être maîtrisée et anticipée. En effet, si la nécessité de réparer est subie (gestion d'une défaillance imprévue), les coûts seront majorés et l'efficacité et la durabilité de la réparation seront réduites.

Les figures n°2 et 3 illustrent ces deux approches pour aboutir à une même durée de vie. Le choix d'une technique de réparation n'est pas uniquement un choix technique ; il est également un choix stratégique du gestionnaire. Cette stratégie de maintenance peut être définie à l'échelle d'un ouvrage donné mais également à l'échelle d'un réseau d'ouvrages voire du patrimoine.

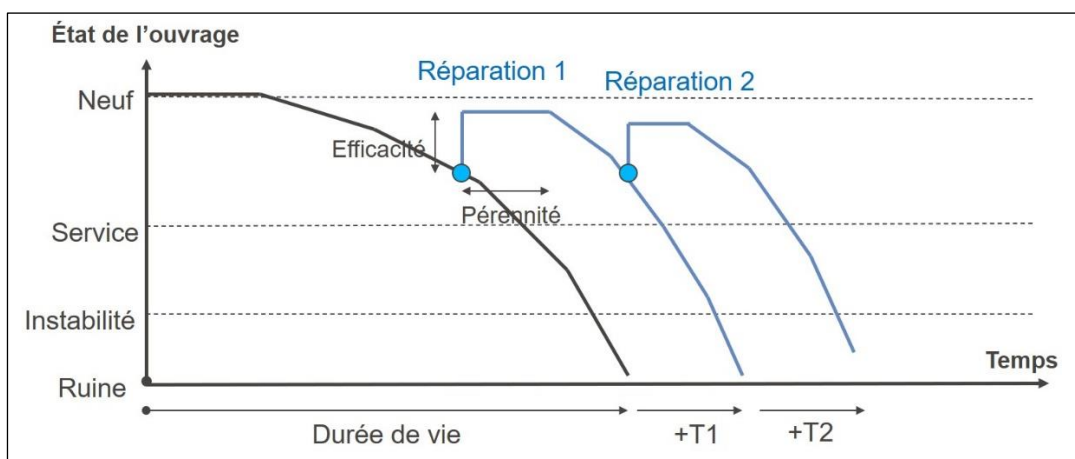


Figure n°2 : Exemple d'actions successives correspondant à l'option C

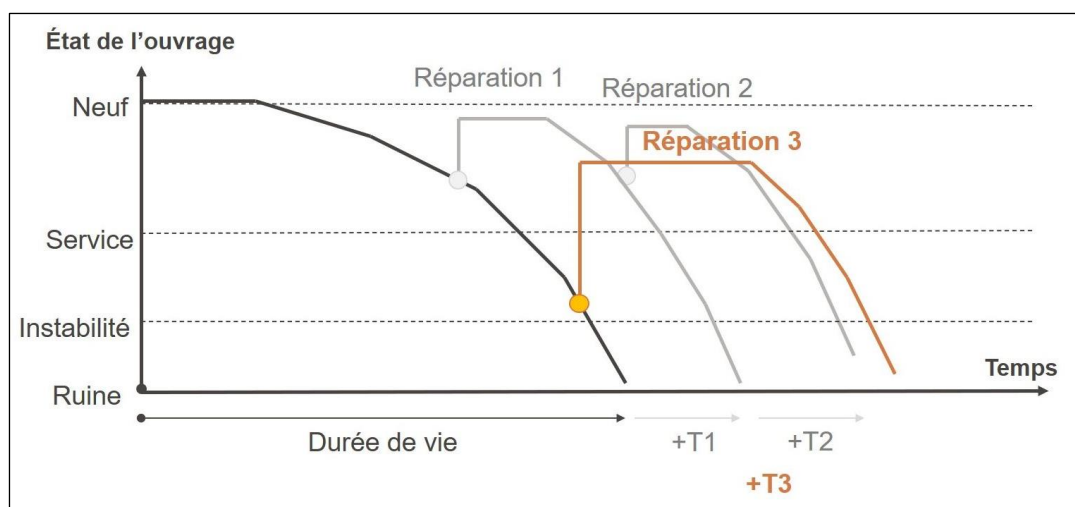


Figure n°3 : Exemple d'une action ponctuelle correspondant à l'action D

IV.2. Textes de référence relatifs aux produits et méthodes de protection/réparation

Le référentiel technique de la protection et de la réparation des ouvrages en béton armé est très développé. En France, il s'appuie essentiellement sur la série des normes NF P95-100 qui traite, d'une part, des études et travaux préliminaires, des prescriptions d'emploi des produits et systèmes de réparation fabriqués en usine, en centrale ou sur le chantier, d'autre part, de la réalisation des travaux et enfin, des essais, contrôles et conditions de réception des produits et systèmes sur le chantier :

- NF P95-101 Ouvrage d'art - Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Reprise du béton dégradé superficiellement – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés ;
- NF P95-102 Ouvrage d'art - Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Béton projeté - Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés ;
- NF P95-103 Ouvrage d'art - Réparation et renforcement des ouvrages en béton et en maçonnerie - Traitement des fissures et protection du béton – Spécifications relatives à la technique et aux matériaux utilisés.

Ces normes spécifient les conditions de réalisation des travaux spéciaux de renforcement et de réparation des ouvrages d'art. Elles constituent un élément de l'ensemble des documents techniques auxquels les rédacteurs des marchés doivent faire appel pour définir les spécifications techniques applicables aux travaux des ouvrages d'art et de génie civil (CCTG pour les marchés de l'État, DTU, guides, etc...).

Ces normes viennent en complément des normes européennes produits et systèmes, en particulier la série des normes NF EN 1504 « Produits et systèmes pour la protection et la réparation des structures en béton – Définitions, prescriptions, maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité », structurée comme ci-dessous :

- Partie 1 : Définitions,
- Partie 2 : Systèmes de protection de surface pour béton,
- Partie 3 : Réparation structurale et réparation non structurale,
- Partie 4 : Collage structural,
- Partie 5 : Produits et systèmes d'injection du béton,
- Partie 6 : Ancrage de barres d'acier d'armature,
- Partie 7 : Protection contre la corrosion des armatures,
- Partie 8 : Maîtrise de la qualité et évaluation de la conformité,
- Partie 9 : Principes généraux d'utilisation des produits et systèmes,
- Partie 10 : Application sur site des produits et systèmes et contrôle de la qualité des travaux.

Il appartient au contrat de travaux de fixer les niveaux de performance requis pour les produits et systèmes, en tenant bien entendu compte des performances des produits et procédés disponibles sur le marché, avec, dans certains cas, des prescriptions d'essais spécifiques complémentaires vis-à-vis de caractéristiques de performance non obligatoires pour le marquage CE.

Il appartient ensuite au maître d'œuvre de s'assurer que les informations contenues dans la notice technique et dans la Déclaration des Performances (DoP) établies par le fabricant pour le produit ou le procédé sont adaptées aux exigences de performance définies au contrat de travaux et aux classes d'exposition de l'ouvrage à réparer.

Les travaux de protection, de réparation et de renforcement des ouvrages de génie civil en béton armé relèvent des dispositions législatives en matière de responsabilité. Le contrat peut cependant définir des

garanties contractuelles particulières. Par exemple, pour les travaux mettant en œuvre des produits et systèmes de protection généralisée conformes à la norme NF EN 1504-2 et au niveau de performance 2 du GA P18-902 en vue d'augmenter la durabilité des ouvrages en béton, une durée de garantie contractuelle peut être imposée. Deux approches sont alors envisageables pour juger de l'efficacité d'une protection généralisée à satisfaire dans le temps les fonctions exigées et mettre en jeu, si nécessaire, les garanties contractuelles :

- une approche basée sur l'existence d'altérations visibles de la protection (défauts d'aspect et/ou de couleur) ;
- une approche basée sur une démarche performancielle à définir (on peut alors s'inspirer de l'annexe D informative de la norme NF P95-103).

Le référentiel technique de la protection et de la réparation des ouvrages en béton armé comprend également les normes suivantes :

- NF EN 14487-1 (juin 2003) Béton projeté - Partie 1 : définitions, spécifications et conformité ;
- NF EN 14487-2 (août 2007) Béton projeté - Partie 2 : exécution ;
- NF EN ISO 12696 : Protection cathodique de l'acier dans le béton ;
- NF EN 14038-1 : Réalcalinisation électrochimique et traitements d'extraction des chlorures applicables au béton armé - Partie 1 : réalcalinisation ;
- NF EN 14038-2 : Réalcalinisation électrochimique et traitements d'extraction des chlorures applicables au béton armé - Partie 2 : Extraction des chlorures.

A ces normes, s'ajoutent de nombreux guides parmi lesquels :

- le Guide d'Application GA P18-902 « Produits et systèmes pour la protection et la réparation de structures en béton – Recommandations pour la sélection des systèmes de protection de surface des bétons destinés aux ouvrages de génie civil », qui introduit la notion de fonctions (principale de base, principales optionnelles, optionnelles complémentaires) et qui introduit le niveau de performance 2 des caractéristiques pour les ouvrages de génie civil, allant au-delà des exigences de la norme EN 1504-2 ;
- le guide technique LCPC-Sétra « Choix et application des produits de réparation et de protection des ouvrages en béton » (révisé 1996) ;
- le guide technique LCPC « Protection des bétons par application de produits à la surface du parement » (Décembre 2002) ;
- la série FABEM des guides du STRRES ;
- les fascicules de l'ASQUAPRO sur les bétons projetés ;
- le guide AFGC-CEFRACOR sur la réhabilitation du béton armé dégradé par la corrosion (novembre 2003) ;
- le guide CEFRACOR DST 2012/1, Anodes galvaniques pour le traitement de la corrosion des armatures des constructions en béton.

Par ailleurs, on cite ci-dessous des certifications volontaires des produits et systèmes de protection et de réparation des ouvrages en béton :

- la marque NF 030 « Produits spéciaux destinés aux constructions en béton hydraulique » couvrant les produits de calage, de scellement, de réparation de surface et de collage ;
- la marque ACQPA « Revêtement par peinture des bétons de génie civil » dont le référentiel technique traite à la fois des fonctions esthétiques et de protection de surface des bétons

(marquage CE au sens de la norme NF EN 1504-2 avec le niveau de performance 2 du guide d'application GA P18-902 essentiellement vis-à-vis de la fonction principale) ;

Signalons enfin que le logiciel PETRA du Cerema, utilisé avec la base de données Réparation, permet de faciliter la rédaction des pièces écrites techniques (CCTP, cadre du BP, cadre du DE) des Dossiers de Consultation des Opérateurs Economiques pour les travaux de renforcements et/ou de réparations d'ouvrages d'art.

IV.3 Etablissement du projet de réparation basé sur les principes et méthodes de protection ou de réparation

Conformément au chapitre 4 des normes de la série NF P95-100, les études et investigations préalables à la passation d'un contrat de travaux sont effectuées dans le cadre d'une démarche en trois étapes :

- étape 1 : relevé et caractérisation des désordres aboutissant à un pré-diagnostic (causes probables et conséquences), ainsi qu'à un programme d'investigations si nécessaire ; cette étape examine également les conditions d'accessibilité ;
- étape 2 : étude de diagnostic pouvant s'appuyer sur des essais, mesures et investigations particuliers, ainsi que des recalculs, destinée à confirmer les causes et l'étendue des désordres, à déterminer leurs conséquences et à établir les préconisations de réparations ;
- étape 3 : établissement du projet de réparation, basé sur des options de gestion au sens de la norme NF EN 1504-9 (voir IV-1), fixant les objectifs à atteindre et précisant la façon d'y parvenir, dans le cadre des diverses contraintes à prendre à compte : exploitation, délais, intempéries, coûts, etc.

En cas de réparation électrochimique, ou bien d'une réparation atypique et/ou peu éprouvée, une étape de pilote peut être utilement ajoutée à l'étape 3, par exemple dans un marché spécifique « Etude de faisabilité », afin de vérifier l'efficacité de la solution et de pouvoir la dimensionner en termes techniques et financiers au regard de la réparation générale. A minima, il sera utile de prévoir un élément témoin ou une zone test dans le cadre de l'épreuve de convenance du marché de travaux.

Comme expliqué au paragraphe III ci-avant, une étude de diagnostic, de développement adapté au cas d'espèce, est indispensable. Il s'agit toujours de comprendre avant de réparer, pour éviter les échecs des actions de réparation. Au terme de l'étape 3, on doit aboutir à :

- des prescriptions sur les principes et méthodes de réparation au sens de la norme NF EN 1504-9,
- d'éventuelles prescriptions sur les moyens à mettre en œuvre et les contraintes à respecter,
- des spécifications sur les performances des produits et systèmes de produits,
- et des spécifications relatives aux diverses épreuves (études, convenances et contrôles).

Les principes de protection et de réparation définis par la norme NF EN 1504-9 sont, vis-à-vis des défauts affectant le béton :

- la protection contre toute pénétration,
- le contrôle du taux d'humidité,
- la restauration du béton,
- le renforcement structural,
- l'augmentation de la résistance physique,
- la résistance aux produits chimiques.

Les principes de réparation vis-à-vis de la corrosion des armatures sont :

- la préservation ou restauration de la passivité,
- l'augmentation de la résistivité,
- le contrôle cathodique,
- la protection cathodique,
- le contrôle des zones anodiques.

IV.4 Problématique associée à l'utilisation des textes de référence et enjeux liés à l'enquête proposée

Les ouvrages de génie civil sont vieillissants et le phénomène de dégradation des bétons est inévitable. Il faut donc les préserver et les réparer, mais également les protéger des agressions qui dégradent les structures plus ou moins rapidement. Le diagnostic est une étape essentielle afin de réaliser la réparation la plus pertinente. Une fois cette étape franchie, les produits de réparation et les techniques sont nombreux, et leur efficacité sur le long terme ne fait pas forcément consensus au regard du budget des actions à envisager. Plusieurs besoins de connaissance sont identifiés en lien avec les méthodes de protection et réparation du béton armé, notamment sur l'opportunité d'une intervention, sur le choix de la technique à mettre en œuvre au regard des objectifs fixés initialement et sur le suivi de son efficacité à court, moyen et long terme.

Ces divers besoins de connaissance ont servi à formuler les questions de l'enquête dont les résultats sont présentés dans le paragraphe suivant. L'enjeu, via le retour d'expérience de divers organismes, est de permettre :

- de mieux appréhender les projets de protection et de réparation dans des environnements différents (maritime, terrestre, en zones montagneuses),
- de capitaliser les expériences de chacun afin de constituer une base de données de problèmes et de solutions applicables,
- de permettre aux gestionnaires de disposer de connaissances à jour,
- d'identifier un certain nombre de recommandations pour mieux réparer les structures et favoriser une démarche préventive plutôt que curative.

V. Enquête auprès des gestionnaires de patrimoines d'ouvrages de génie civil

V.1 Analyse des résultats de l'enquête

L'enquête présentée dans le présent paragraphe a été lancée le 22 novembre 2017 et a été clôturée le 28 février 2018. Cette enquête a porté sur le comportement des protections et réparations du béton armé vis-à-vis de la corrosion des armatures (l'enquête ne portait pas sur les équipements et les réparations structurales). L'idée a été de permettre une remontée d'informations, de problématiques et des choix opérés par les maîtres d'ouvrages – gestionnaires portant sur les matériaux, leur mise en œuvre, les normes, les compétences des entreprises, les fournisseurs, les maîtres d'œuvre, la bibliographie, les références techniques, les expériences et expérimentations menées.

Nous présentons ci-dessous les résultats obtenus pour les principales questions posées puis l'interprétation faite par le groupe de travail de ces résultats. La question posée est rappelée en haut de la figure qui synthétise les résultats.

Au total, 186 gestionnaires (voir figure n°4) avaient été invités à répondre (Directions interdépartementales des routes - DIR, Conseils départementaux - CD, métropoles, ports, sociétés concessionnaires autoroutières, ...) pour au final 48 réponses (voir figure n°5).

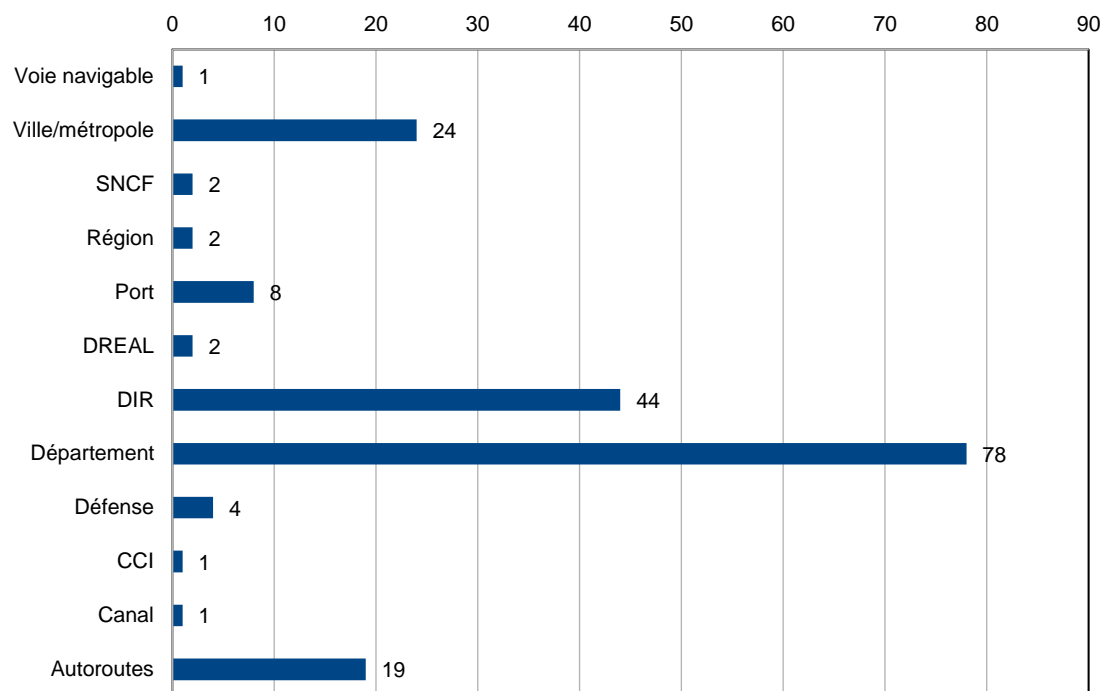


Figure n°4 : Nombre de gestionnaires ayant reçu une invitation à répondre à l'enquête globale

Question relative aux infrastructures gérées par le gestionnaire

La figure n°5 illustre le nombre de réponses par type de gestionnaire. On observe une majorité de réponses en provenance des départements, devant les services de l'Etat, les villes/métropoles, les sociétés d'autoroutes et autres types de gestionnaires. Cette répartition est à considérer au regard de l'échantillon de gestionnaires sollicités (voir figure n°4).

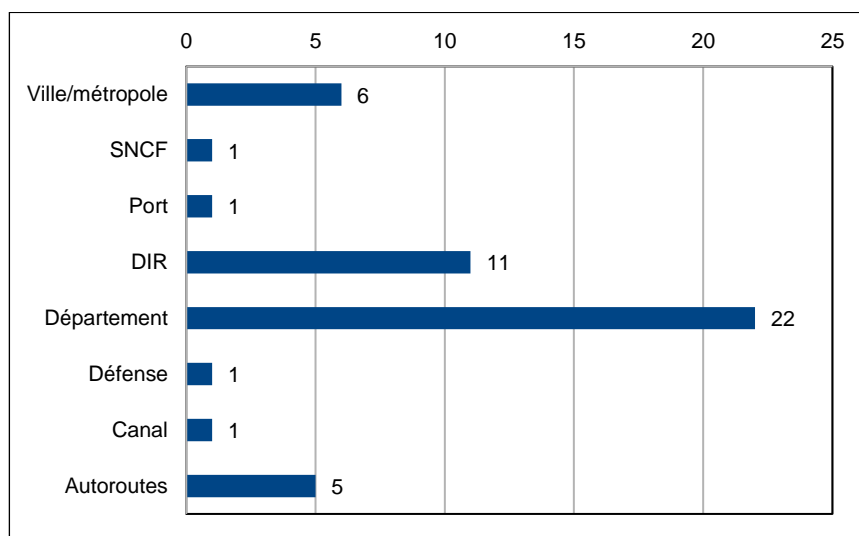


Figure n°5 : Nombre de gestionnaires ayant répondu à l'enquête globale

Le groupe de travail constate que le patrimoine géré est très conséquent. Le nombre total d'ouvrages déclarés par les gestionnaires qui ont renseigné cette donnée s'établit à 34 431 ouvrages de franchissement, 26 252 ouvrages de soutènement, 154 tunnels, 79 ouvrages portuaires, et 64 ouvrages de voies navigables.

Question relative aux classes d'exposition du béton des ouvrages gérés

La figure n°6 détaille les classes d'exposition principales remontées par les gestionnaires ayant répondu à l'enquête sur leur territoire. Elle rend compte de la présence et de la répartition des différentes classes d'exposition dans l'échantillon d'ouvrages considérés.

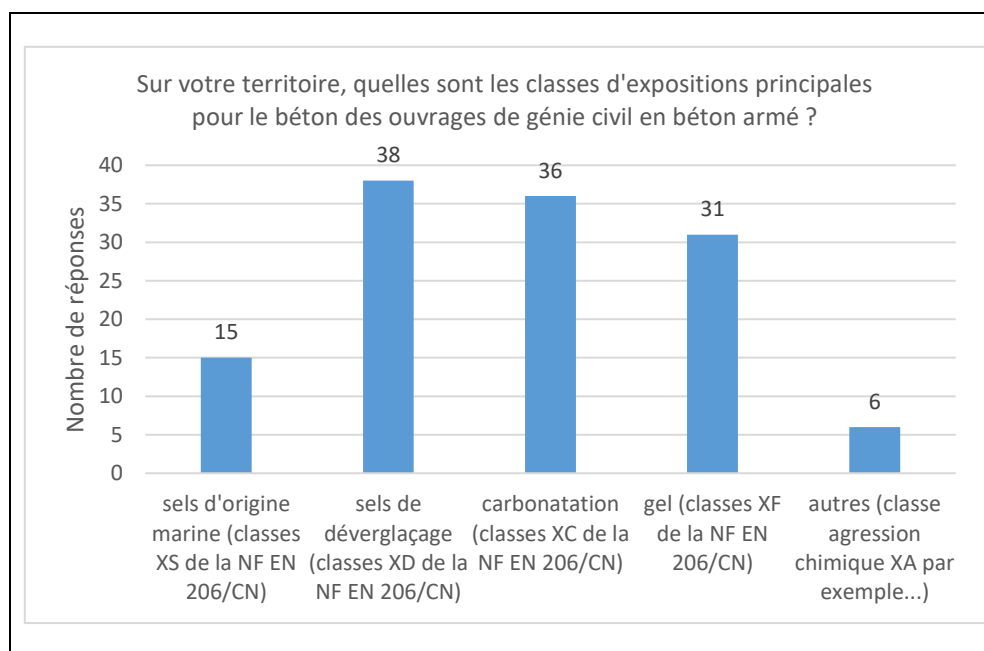


Figure n°6 : Classes d'exposition

Question relative aux investigations préalables

La figure n°7 permet d'apprécier les pratiques courantes en matière d'investigations préalables sur lesquelles se basent les travaux réalisés. Les réponses reçues montrent que de manière générale, les travaux sont exécutés le plus souvent sur la base d'une simple inspection ou visite d'ouvrage. A l'inverse, les études de diagnostic et de réparations et les investigations restent occasionnelles, sauf lorsque l'ouvrage est conséquent et/ou sa pathologie avancée avec des travaux spécialisés. Cette constatation de la faiblesse voire de l'absence d'études de diagnostic et d'investigations préalables est une cause d'explication de l'échec d'un certain nombre de réparations.

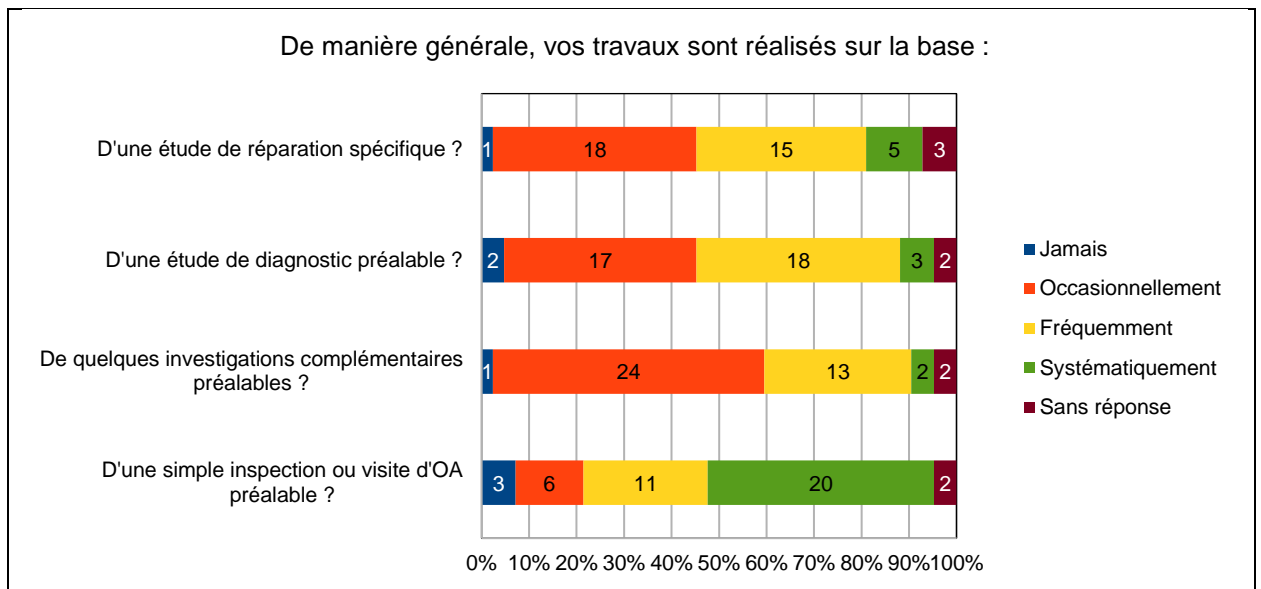


Figure n°7 : Pratiques pour les investigations préalables

Question relative aux pratiques en matière d'AMO

La figure n°8 présente les pratiques relatives à l'assistance à maîtrise d'ouvrage (AMO). Il apparaît nettement que l'AMO ne fait pas partie des habitudes aujourd'hui, en particulier pour le suivi des travaux ou pour la gestion du patrimoine (nombreuses réponses « jamais » ou « occasionnellement »).

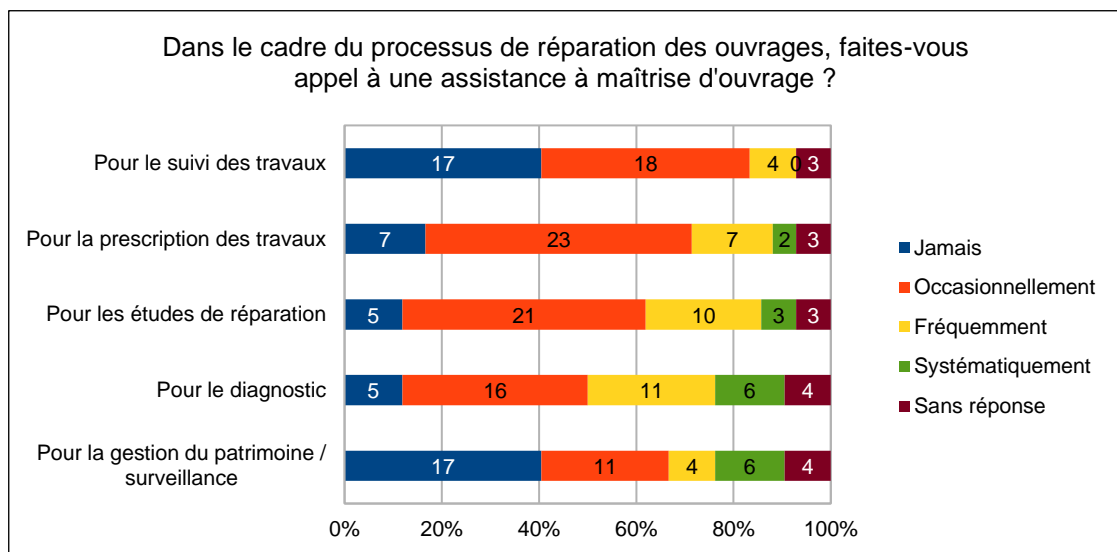


Figure n°8 : Pratiques relatives à l'assistance à maîtrise d'ouvrage

Le groupe de travail considère que, compte-tenu de la complexité du processus de corrosion et des outils d'investigations, le gestionnaire devrait pourtant être accompagné par une AMO servant d'intermédiaire technique avec le BE en charge du diagnostic puis avec le MOE. L'AMO est indispensable en particulier pour traduire :

- le besoin du gestionnaire en prescriptions techniques sur les investigations (zonages, normes, modes opératoire, modalités d'exploitation et d'interprétation des mesures) ;
- les résultats des investigations pour éclairer le gestionnaire dans ses prises de décisions ;
- les besoins de réparation en prescriptions techniques (produits, exécution).

Question relative aux modalités d'exécution des études préalables

La figure n°9 présente les pratiques relatives aux études préalables à la réalisation des travaux. Celles-ci sont souvent réalisées en régie mais peuvent être occasionnellement externalisées.

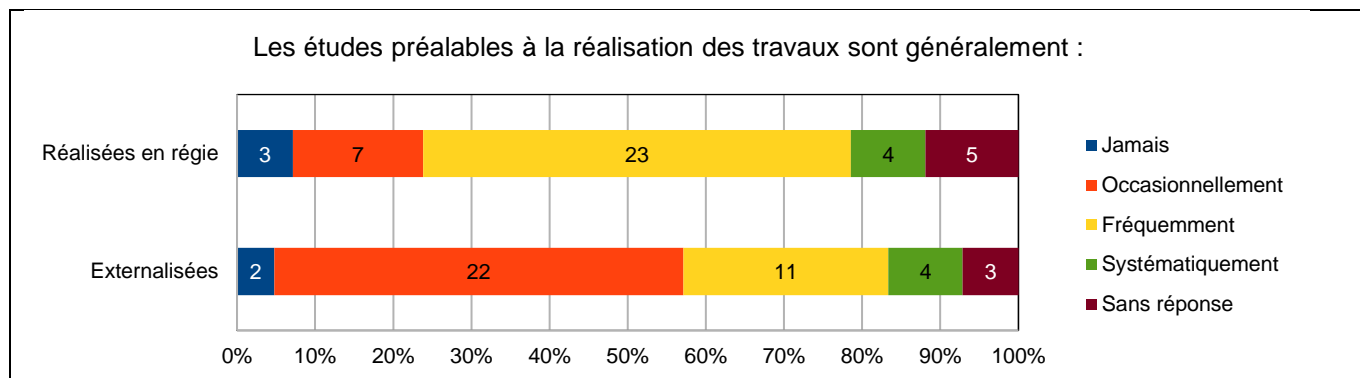


Figure n°9 : Pratiques pour les études préalables à la réalisation des travaux

Le groupe de travail considère qu'il s'agit, probablement et pour la plupart des cas, de petits travaux ou de travaux considérés comme courants par les gestionnaires.

Question relative à la passation des travaux

La figure n°10 présente les pratiques relatives à la réalisation des travaux. Si ceux-ci sont peu effectués en régie (faute de compétences et/ou de moyens), ils sont fréquemment réalisés dans le cadre d'un marché ou accord cadre à bons de commande.

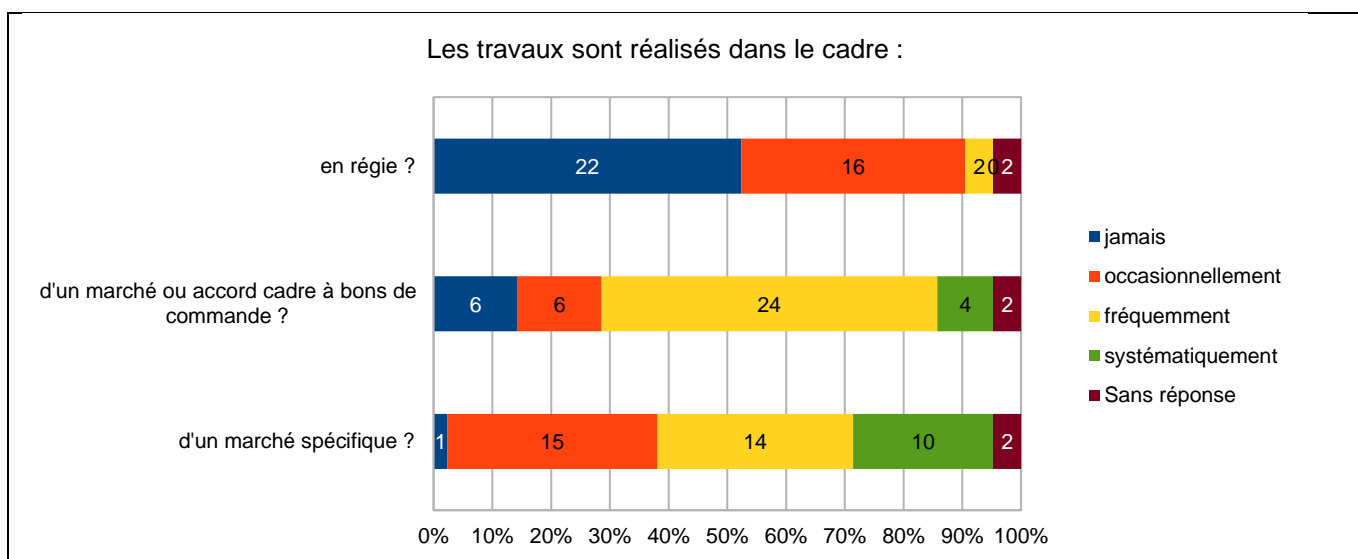


Figure n°10 : Pratiques pour la réalisation des travaux

Le groupe de travail observe que certains gestionnaires s'orientent vers des accords-cadres à bons de commande, même pour des grosses réparations. A l'inverse, pour le petit entretien, il est fait appel aux centres techniques territoriaux (CEI/CES pour l'Etat, subdivisions pour les collectivités).

D'une manière générale, si les marchés à bons de commandes peuvent paraître séduisants pour les gestionnaires, la quasi absence d'études en amont constitue leur inconvénient majeur avec l'absence de formalisation des procédures d'exécution, l'absence d'un contrôle extérieur, et un risque important d'échec à moyen terme sans amélioration de l'état de l'ouvrage.

Question relative au contrôle extérieur des travaux

La figure n°11 présente les pratiques relatives à la maîtrise d'œuvre et au contrôle extérieur des travaux. La maîtrise d'œuvre est globalement peu externalisée. Le recours à un prestataire de contrôle extérieur est relativement fréquent. Il en est de même de la réalisation d'épreuves de convenance. La réalisation d'inspection après travaux est fréquente ou systématique.

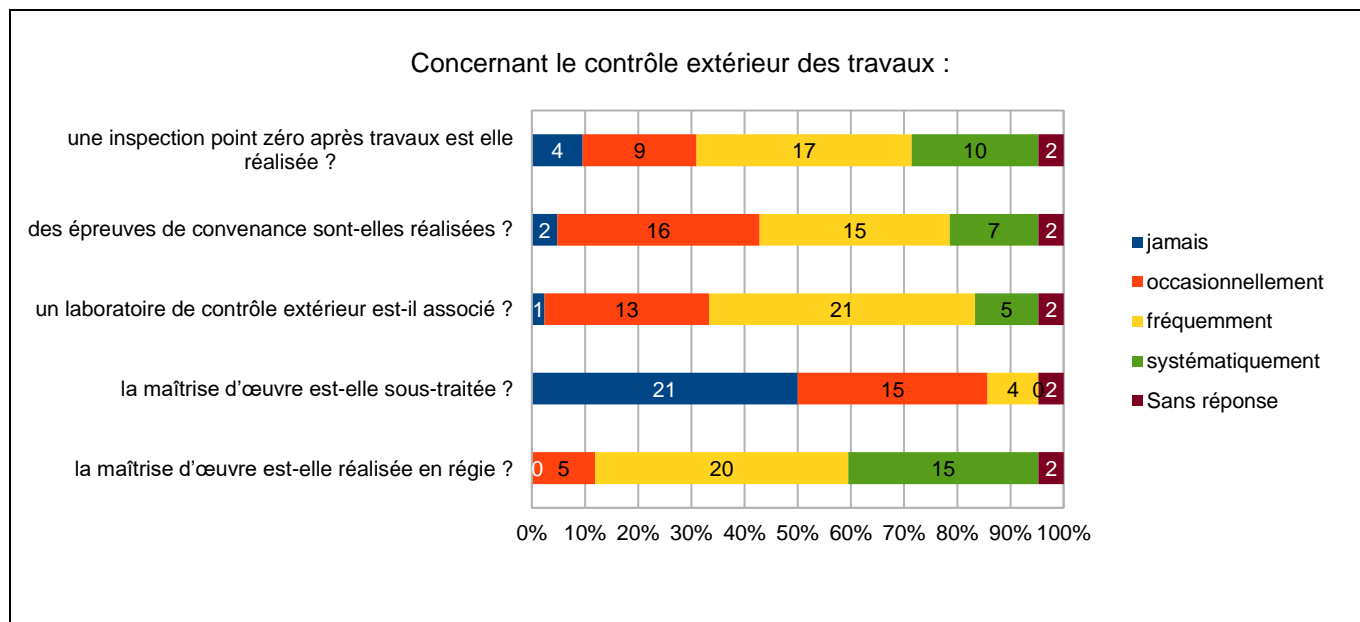


Figure n°11 : Pratiques relatives au contrôle extérieur des travaux

Le groupe de travail considère que l'inspection après travaux semble réservée aux opérations d'envergure et est probablement peu conduite dans le cas d'opérations d'entretien spécialisé.

Question relative aux techniques de travaux mises en œuvre

La figure n°12 présente les techniques mises en œuvre par les gestionnaires. Les plus courantes sont : revêtement, réparation de surface, remplacement d'armatures corrodées, élimination du béton pollué, sur-épaissement du béton d'enrobage. A l'inverse, d'autres techniques sont très peu citées, voire non évoquées.

Le groupe de travail considère que ce résultat n'est pas étonnant, la première idée étant de purger et de remplacer le béton pollué. La technique de réparations localisées par « ragréage » ressort nettement de l'enquête. Il s'agit d'un résultat attendu mais qui interroge compte-tenu des risques d'échec importants dus au phénomène de formation de macro-piles de corrosion entre zones réparées et zones non réparées. Un retour d'expérience sur le comportement de ces réparations est un des objectifs de la future enquête détaillée. La protection par revêtement est également bien représentée. Ce résultat est à interpréter avec précaution car il peut correspondre soit à une démarche de protection engagée par les gestionnaires vis-à-vis de la corrosion des armatures, soit à l'inverse à un choix de méthode inappropriée en l'absence d'un réel diagnostic de corrosion.

Parmi les méthodes suivantes (cf. NF EN 1504-9), lesquelles ont été mises en oeuvre lors des travaux de protection et/ou de réparation d'ouvrages ou de parties d'ouvrages en béton armé vis-à-vis de la corrosion des armatures suivis par vos services ?

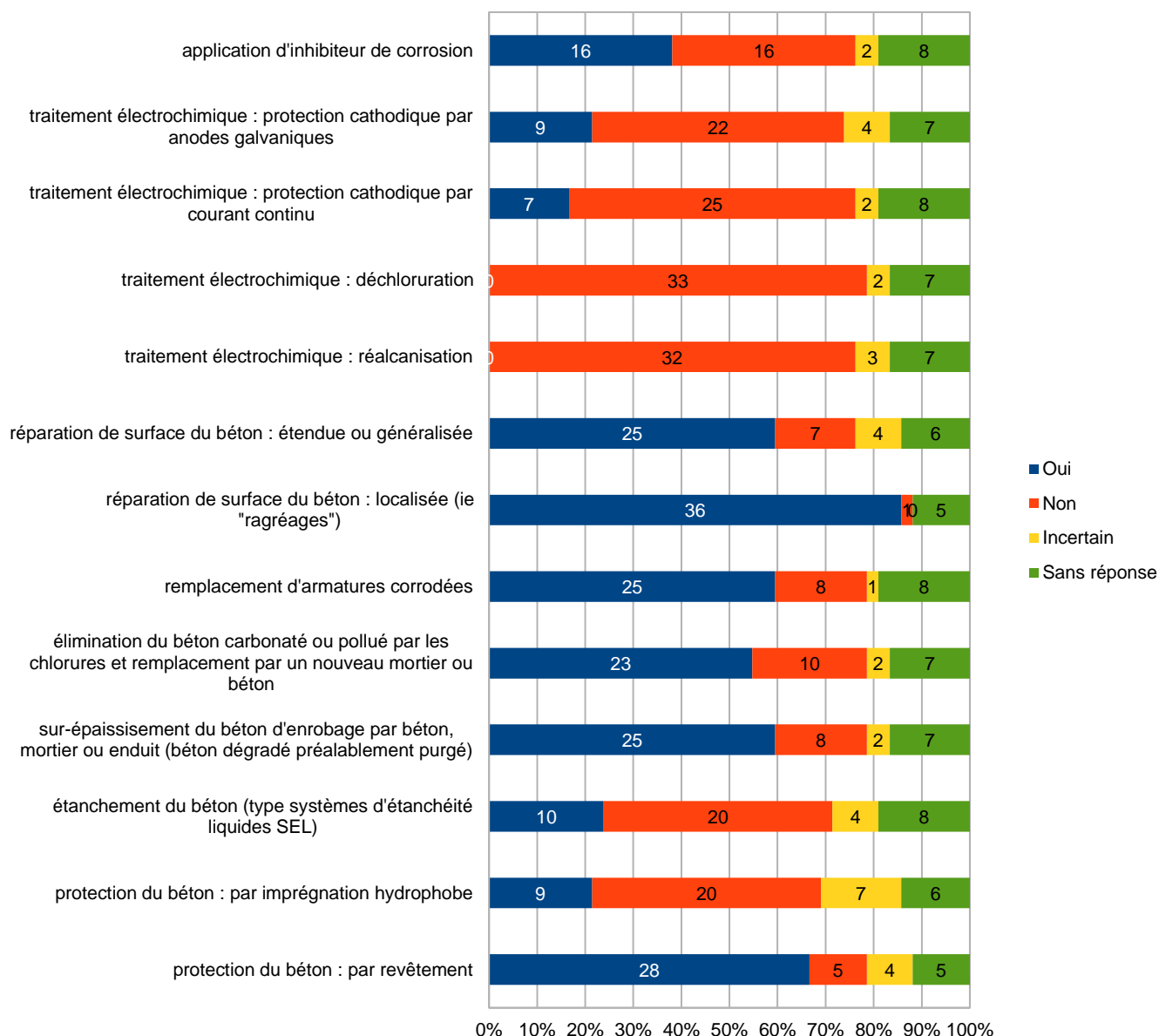


Figure n°12 : Types de travaux de protection ou de réparation

L'enquête ne fait pas apparaître de retour sur des chantiers avec traitement électrochimique de type réalcalinisation ou déchloruration qui constituent pourtant une réponse appropriée dans certaines situations de corrosion. Ce constat peut s'expliquer par un référentiel normatif européen récent (NF EN 14038-1, NF EN 14038-2) et un retard en France vis-à-vis de l'emploi de ces techniques utilisées depuis longtemps dans d'autres pays européens. Une autre cause identifiée est que ces techniques électrochimiques sont relativement coûteuses et complexes, aussi bien pour la maîtrise d'œuvre que pour le maître d'ouvrage, et requièrent un laboratoire extérieur spécialisé, pratique encore rare à ce jour.

De la même manière, le groupe de travail constate que les techniques de protection cathodique sont peu représentées alors que des gestionnaires de patrimoines importants d'ouvrages en milieu maritime ont répondu à l'enquête. La mise en œuvre de telles protections est certes effectivement complexe, coûteuse à la mise en œuvre et contraignante par la suite. Cependant, compte-tenu du bénéfice en termes de durée

de vie, cette solution peut être adaptée pour des ouvrages « sensibles » en milieu maritime d'accès contraints et elle est parfois la seule possible lorsque les éléments agressifs ont pénétré profondément au cœur des structures, bien au-delà des armatures, et qu'il n'est pas possible de purger le béton pollué par ces éléments.

En comparaison, l'application d'inhibiteurs de corrosion est significativement présente dans les retours d'enquête, alors même que la communauté scientifique et technique est très sceptique vis-à-vis de l'efficacité et des effets de ces produits, proposés par des fournisseurs aux gestionnaires. En effet, l'efficacité même de ce type de produit n'a pas été démontrée en laboratoire ou sur chantier. Il peut également y avoir une confusion entre inhibiteurs de corrosion et revêtements de protection des armatures, c'est-à-dire des passivants.

Question relative au succès des travaux

La figure n°13 présente les statistiques relatives au succès des travaux dans le temps. Une constatation est le faible nombre de réponses, même si le taux de réponse reste intéressant pour les techniques les plus courantes.

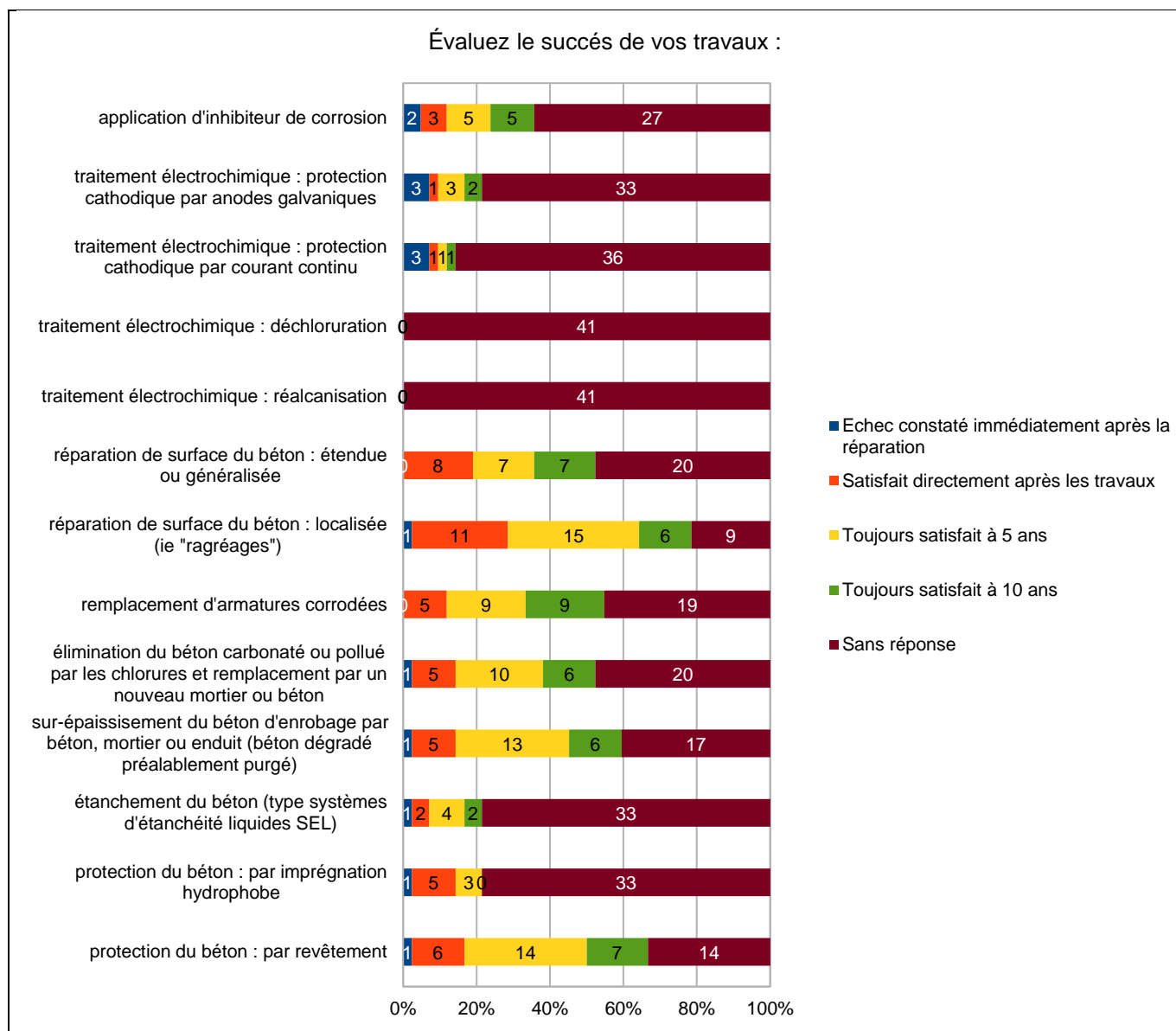


Figure n°13 : Caractérisation du succès relatif des travaux de protection/réparation

Question relative aux raisons des échecs éventuels

La figure n°14 complète cette analyse en faisant ressortir, en cas d'expérience négative vécue, les principales raisons de l'échec. Tout patrimoine confondu, on peut constater que le taux de réussite est très variable, avec des explications très diverses. On note, par ordre décroissant du nombre de retours, une mise en œuvre défailante du produit ou procédé, un diagnostic imparfait, l'insuffisance de l'étude de réparation, des mauvaises prescriptions, spécifications, une période de travaux non adaptée, des conflits avec les contraintes d'exploitation, ou bien encore des délais trop courts.

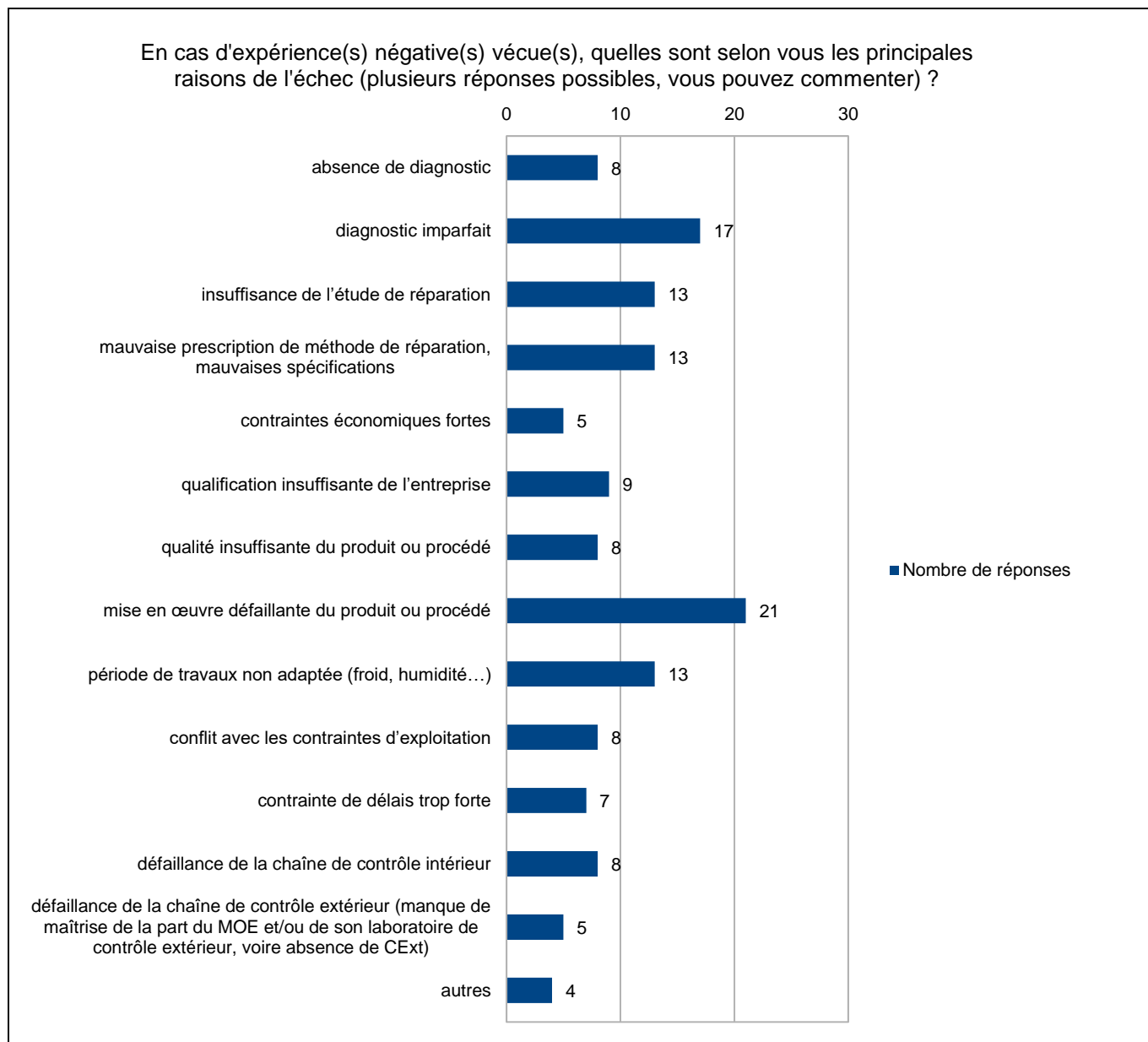


Figure n°14 : Principales raisons identifiées lors d'un échec

Le groupe de travail considère que le manque de recul à moyen ou long terme sur les travaux réalisés, l'absence de suivi spécifique mis en place pour apporter un retour sur certaines méthodes, ou encore la difficulté pour un gestionnaire d'exprimer un échec, sont autant de raisons qui ne permettent pas aux gestionnaires de rendre compte de l'efficacité des interventions au cours du temps. Par ailleurs, il ressort de cette enquête que les gestionnaires ont conscience de la faiblesse des phases amont aux travaux

(diagnostic imparfait, insuffisance de l'étude de réparation, voir figure n°14), les budgets étant plus facilement déployés pour la réalisation de travaux que pour les études amont.

Le constat établi à partir des figures n°13 et 14 met en lumière le besoin d'un suivi spécifique pour mieux appréhender le succès ou l'échec des différents types d'interventions. Cela a motivé l'organisation d'une enquête détaillée dont les principes sont présentés dans le V.2.

V.2. Préparation d'une enquête détaillée

De manière à exploiter les nombreuses références d'opérations de travaux transmises lors de l'enquête présentée au V.1, un second niveau de consultation des gestionnaires volontaires est en cours de préparation. Il vise à enrichir la vision d'ensemble grâce aux données qui seront récoltées sur les opérations spécifiques qui ont été signalées.

Il s'agit d'une enquête, détaillée par campagne de travaux (i.e. chantier) plutôt que par ouvrage (un même ouvrage peut faire l'objet de plusieurs campagnes de travaux de protection, réparation au cours de sa vie en service).

Les différents champs qui seront à renseigner concerneront :

- (i) le contexte opérationnel (type de travaux, année, maîtrise d'ouvrage...),
- (ii) l'identification de l'ouvrage (localisation, environnement, gestionnaire...),
- (iii) les caractéristiques de l'ouvrage,
- (iv) l'état de l'ouvrage avant travaux (dernière inspection détaillée, IQOA, VSC avant les travaux),
- (v) les études préalables (étapes du diagnostic et principes de réparations retenus),
- (vi) les travaux réalisés (acteurs, organisation de la qualité, travaux réalisés, conditions d'exécution...),
- (vii) l'étape post-travaux (réception des travaux, suivi dans le temps...).

Les questions seront adossées à un système de cotation parallèle qui visera à juger de la qualité de chaque étape depuis le diagnostic des pathologies jusqu'à la réalisation des travaux.

L'exploitation des données recueillies dans cette enquête détaillée visera à croiser, pour chacune des opérations, les approches conduites en amont et lors de l'exécution, les techniques et produits employés, et le résultat des interventions.

VI. Conclusions

Les structures de génie civil sont vieillissantes et le phénomène de dégradation des bétons est inévitable. Il faut donc les préserver et les réparer, mais également les protéger. Dans ce contexte, disposer de documents permettant d'appréhender les techniques de réparation, notamment celles ciblées par le projet de rédaction de recommandations, est indispensable.

Ce retour d'expérience vise à mettre en évidence les étapes incontournables à suivre pour rendre ce type de travaux efficace et pérenne aussi longtemps que possible. La pertinence est tout d'abord portée par la représentativité des parcs d'ouvrages d'art considérés, de par leur nombre, leur âge et leurs expositions (montagne ou littoral). Le retour d'expérience sur les pratiques développées a pour objectif de parfaire ou compléter la connaissance des techniques employées.

Cet article fait un point d'étape sur cette étude, en détaillant les résultats de la première enquête lancée en 2017 qui vise à :

- formaliser un retour d'expérience sur le diagnostic, la prescription, l'exécution des travaux et le suivi du vieillissement,
- aider à la prescription des méthodes de protection/réparation les plus appropriées par rapport à une situation connue (i.e. diagnostic pertinent réalisé).

Les principes de la deuxième enquête en cours de préparation, détaillée au niveau des campagnes de travaux, sont également exposés. L'enjeu principal à terme est d'établir un document de référence sur les bonnes pratiques en matière de réparation et de protection des structures en béton armé, pour permettre notamment d'améliorer les stipulations des normes de la série NF P95-100 (réparation des ouvrages d'art en béton). Il est en outre noté que la commission de normalisation « Réparation des ouvrages d'art » du BNTRA (Cerema) a confirmé le lancement en 2022 d'un nouveau groupe de travail devant rédiger un nouveau fascicule de documentation FD P95-100, guide d'emploi des normes de la série.

VII. Références bibliographiques

- [1] Bridge management in Europe (BRIME)-Deliverable D14- Final Report. Woodward R, Cullington DW, Daly AF, Vassie PRW, Haardt P, Kashner R, Astudillo R, Velando C, Godart B, G. B, C. C, Mahut B, B. Mahut, A. Raharinaivo, M.I. Lau, Bevc L et Perus I, C. C, 2001, pp. 228.
- [2] Développement des capacités de réalisation de la restauration des ouvrages d'art routiers. Bernard-Gély A. & Ricard F. Rapport 013011-01 du CGEDD, 2021.
- [3] Sécurité des ponts : éviter un drame. Maurey, H., Chaize, P., & Dagbert, M., 2019.
- [4] Tilly GP, Jacobs J. CONREPNET - Concrete repairs - Performance in service and current practice. United Kingdom: IHS BRE Press; 2007.
- [5] Achieving Durable Repaired Concrete Structures: Adopting a Performance-based Intervention Strategy, CONREPNET Project. Matthews, S. Sarkkinen, M. Morlidge, J.R. Report IHS BRE Press, Watford, UK 2007.
- [6] Redmonest: monitoring dynamic network for existing structures of concrete cultural patrimony. Jourdan H., Marie Victoire É., Bouichou M. Champs-sur-Marne : LRMH, 2017, 124 p.
- [7] Auscultation des ouvrages d'art. IFSTTAR & CEREMA, Marne-la-Vallée. Cahiers Interactifs, CII1, 2015. Disponible sur le web : <http://www.ifsttar.fr/collections/CahiersInteractifs/CII1/>.
- [8] Conception des réparations structurales et des renforcements des ouvrages d'art. Guide méthodologique Cerema, 2016. ISBN : 978-2-37180-180-0.
- [9] Conception des bétons pour une durée de vie donnée des ouvrages – Maîtrise de la durabilité vis-à-vis de la corrosion des armatures et de l'alcali-réaction, AFGC, 2004.
- [10] Maîtrise de la durabilité des ouvrages d'art en béton - Application de l'approche performancielle. Techniques et méthodes des laboratoires des ponts et chaussées, LCPC, 2010.
- [11] Modélisation du vieillissement des ouvrages en béton – MODEVIE. Projet financé par l'Agence nationale de la recherche (ANR), <https://anr.fr/Projet-ANR-14-CE22-0018>.
- [12] Projet National Perfdub : Approche PERFormancielle de la Durabilité des ouvrages en Béton, 2021. www.perfdub.fr/.

[13] Evaluation non destructive pour la prédiction de la Dégradation des structures et l'Optimisation de leur Suivi – EvaDéOS. Projet financé par l'Agence nationale de la recherche (ANR). <https://anr.fr/Projet-ANR-11-VILD-0002>.

[14] DéCof-Ré. Colloque Le Pont 2019 : <https://www.le-pont.com/colloque-le-pont/colloque-le-pont-2019/programme-du-colloque-2019/>.



Les brèves

Un corpus varié d'outils pour accompagner les communes dans la gestion de leurs ouvrages

Cécile Bouvet-Agnelli¹

¹ Cerema ITM/DGIPI, 110 rue de Paris, 77171 Sourdun, cecile.bouvet@cerema.fr

« Au moins 25 000 ponts sont en mauvais état structurel et posent des problèmes de sécurité et de disponibilité pour les usagers (7% des ponts de l'État, 8,5% des ponts des départements, et probablement 18 à 20% des ponts des communes et de leurs groupements) ». C'est le constat qu'a posé en 2019 la mission d'information dédiée à la sécurité des ponts présidée par Hervé Maurey, qui souligne aussi la méconnaissance du patrimoine sur les réseaux communaux et qui propose un Plan Marshall pour les ponts. En réponse, dans le cadre de France Relance, un vaste programme de 40 millions d'euros consacré aux ouvrages des petites communes a été lancé, le Programme National Ponts. Celui-ci a pour objectifs de doter les petites communes d'un outil adapté pour entretenir et gérer leur patrimoine et de constituer une base de données nationale des ouvrages des petites communes.

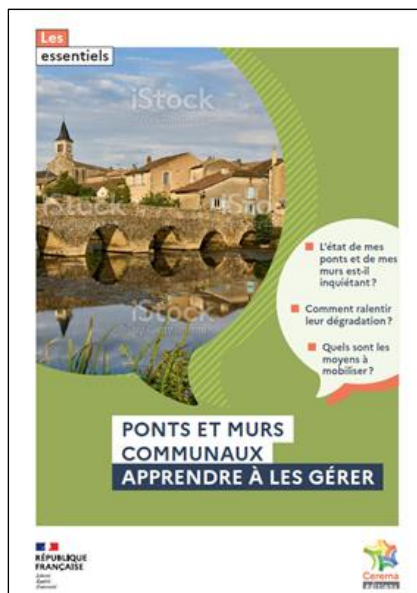
Le Programme National Ponts (PNP) consiste principalement en un recensement et une première évaluation des ouvrages des communes volontaires et éligibles. À la fin de ces prestations, les maires reçoivent pour chacun de leurs ouvrages un carnet de santé. Il s'agit d'un outil spécialement développé pour les gestionnaires de petit patrimoine et qui permet de regrouper dans un seul document la fiche d'identité de l'ouvrage, la description de son état de référence, la traçabilité des actions de surveillance et la programmation des actions à engager.



À l'issue du programme, les maires disposeront d'un carnet de santé pour chacun de leurs ouvrages. Ils devront alors poursuivre la démarche engagée et mettre en œuvre des actions de surveillance, d'entretien et de réparations afin d'éviter les dégradations ultérieures du patrimoine. Si les grands gestionnaires sont

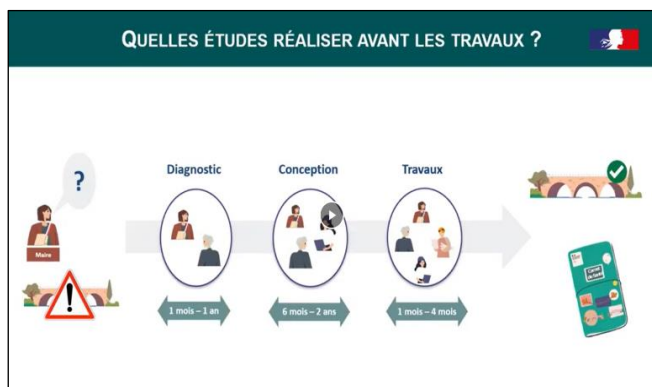
aujourd'hui relativement bien équipés pour faire face aux défis de la gestion de patrimoine, les maires sont souvent démunis : leurs moyens sont très limités et le corpus documentaire existant, notamment les fascicules de l'ITSEOA, leur sont inconnus et trop complexes pour un premier abord. Des outils variés ont ainsi été développés pour permettre aux petits gestionnaires d'envisager sereinement la gestion de leurs ouvrages, même dans un contexte de moyens limités.

Les essentiels - Ponts et murs communaux : apprendre à les gérer



Ce format très synthétique est destiné à la sensibilisation des élus sur les problématiques de gestion de patrimoine. Il reprend les principaux enjeux de la gestion de patrimoine et détaille notamment les responsabilités qui incombent aux gestionnaires d'ouvrages communaux ainsi que les aspects de domanialité. Des clés opérationnelles pour engager les démarches de gestion, même dans un contexte de moyens très limités, sont également présentées.

Des vidéos de sensibilisation



Ce format synthétique et dynamique permet de répondre en moins de cinq minutes aux principales questions que peuvent se poser les maires, une fois le recensement sur leur commune effectué dans le cadre du PNP. Chaque vidéo propose des pistes organisationnelles et opérationnelles pour initier la gestion des ouvrages. Les questions traitées sont les suivantes :

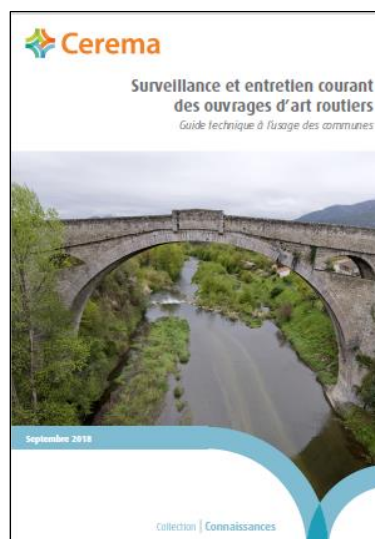
- Comment organiser la gestion ?
- Comment réaliser l'entretien courant ?
- Que faire si mon ouvrage est dégradé ?

Guides d'utilisation du carnet de santé



Les modèles de carnet de santé utilisés dans le cadre du PNP sont disponibles sur le site du Cerema. Ils sont accompagnés d'un guide à destination du maire qui permet une prise en main rapide de l'outil et qui détaille les différentes actions nécessaires à la gestion d'un patrimoine. Un guide de remplissage des données d'inventaire, plutôt à destination des bureaux d'études ou des services techniques, est également disponible. Ces documents s'adressent à tous les gestionnaires souhaitant utiliser l'outil Carnet de santé, qu'ils soient bénéficiaires ou non du PNP.

Surveillance et entretien courant des ouvrages d'art routiers – Guide technique à l'usage des communes



Ce guide est le document de référence qui permet d'approfondir les notions présentées. Une mise à jour est en cours pour y intégrer notamment les éléments liés au PNP.

Tous ces outils sont rassemblés dans une boîte à outils disponible sur la page suivante du site du Cerema :

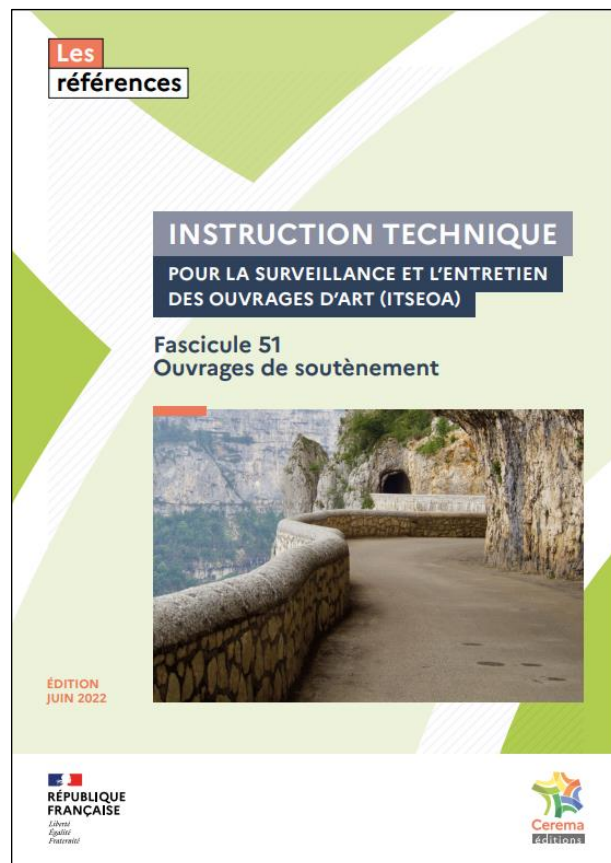
<https://www.cerema.fr/fr/programmenationalponts/communes#bao>



Les dernières publications OA du Cerema

Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEOA)

Fascicule 51 : Ouvrages de soutènement



Le présent ouvrage est l'un des fascicules techniques constituant le corpus technique de la nouvelle Instruction Technique pour la Surveillance et l'Entretien des Ouvrages d'Art (ITSEOA).

Les ouvrages de soutènement sont des murs qui retiennent des terrains, sols, roches ou remblais, ou de l'eau. Nombreux en France, notamment dans les sites montagneux ou urbanisés, ils nécessitent des actions spécifiques de gestion de patrimoine qui justifient qu'un guide y soit consacré.

Cet ouvrage traite de la surveillance, de l'évaluation, de l'entretien et de la réparation de ces ouvrages de soutènement. Il aide à appliquer l'Instruction technique pour la surveillance et l'entretien des ouvrages d'art (ITSEOA) de 2010, le référentiel des services de l'État. Il est destiné aux personnels techniques chargés de la surveillance de ces ouvrages, aux bureaux d'études et laboratoires spécialisés ainsi qu'aux gestionnaires d'infrastructures de transport.

Cet ouvrage remplace le fascicule 51 de l'ITSEOA paru en décembre 1985.

<https://www.cerema.fr/fr/centre-ressources/boutique/instruction-technique-surveillance-entretien-ouvrages-art-9>

Bulletin Ouvrages d'Art du Cerema

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

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

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

Mise en page › Cerema ITM - DTOA

Crédits image de la couverture › Freyssinet

Crédits photos › Cerema, DIR Centre-Est

ISBN > 978-2-37180-563-7

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

www.cerema.fr › Rubrique « Nos éditions »

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

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

Infrastructures de transport et matériaux - 110 rue de Paris - 77171 Sourdun - Tél. +33 (0)1 60 52 31 31

Siège social : Cité des mobilités - 25, avenue François Mitterrand - CS 92 803 - F-69674 Bron Cedex - Tél. +33 (0)4 72 14 30 30