



Dyna Shock System

LE RENFORCEMENT DU VIADUC DE MARTIGUES

AUTEURS : SAMY AMMAR, RESPONSABLE TRAVAUX, BOUYGUES TP RÉGIONS FRANCE - LOUIS MONTIGNY, RESPONSABLE TRAVAUX, BOUYGUES TP RÉGIONS FRANCE - CYRIL COTTEY, INGÉNIEUR CHARGÉ D'AFFAIRE OUVRAGE D'ART, BUREAU D'ÉTUDES COGECI

CONSTRUIT ENTRE 1969 ET 1972, LE VIADUC EMBLÉMATIQUE DE MARTIGUES SUPPORTE 80.000 PASSAGES QUOTIDIENS. LES PATHOLOGIES ACTUELLES RÉVÈLENT LES INSUFFISANCES RÉGLEMENTAIRES ET TECHNOLOGIQUES DE L'ÉPOQUE : FISSURATION DES NERVURES, DÉGRADATION DES APPUIS, OBSOLESCENCE DES DISPOSITIFS PARASISMIQUES. COMMENCÉS EN 2011, LES TRAVAUX COMPRENENT UNE PRÉCONTRAÎNTE EXTÉRIEURE LONGITUDINALE, L'INJECTION DES FISSURES, LE REMPLACEMENT DES APPAREILS D'APPUI ET LA REPRISE TOTALE DE LA CONCEPTION PARASISMIQUE. LES DIMENSIONS DE L'OUVRAGE IMPOSENT LE RECOURS À DES OUTILS ET DES ACCÈS SPÉCIFIQUES.



© PHOTOTHÈQUE BYTRPF

L'OUVRAGE

Le viaduc de Martigues supporte l'A55 et permet de franchir la passe navigable reliant l'étang de Berre à la mer Méditerranée (figure 1). Il est composé de deux types d'ouvrage :

→ Un ouvrage principal métallique de type pont à béquille d'une longueur totale de 300 m, permettant de

40 m de haut pour 115 m de large ;
→ Quatre viaducs d'accès, deux au nord et deux au sud, objets des travaux de réparation et de renforcement.

Les viaducs d'accès sont des tabliers jumeaux indépendants portant chacun un sens de circulation. Les viaducs nord sont constitués de 6 travées continues, de portée courante 45 m

1- Vue générale du viaduc de Martigues.

1- General view of the Martigues viaduct.

culée nord qui est de 34,50 m, soit une longueur totale de 259,50 m. Les viaducs sud sont constitués de 7 travées continues, de portée courante 45 m, sauf la travée d'extrémité sur la culée sud qui est de 44,50 m, portant la longueur totale à 314,50 m. Ils présentent une pente longitudinale de 4 % et un dévers unique de 2 %



© PHOTO THÉRIE BY THIR

8



© PHOTO THÉRIE BY THIR

9

8- Vue du plateau coffrant en phase de hissage.

9- Vue du plateau coffrant sur pile culée PC6 en fin de hissage, avant ripage.

8- View of the formwork plate in the hoisting phase.

9- View of the formwork plate on PC6 abutment pier at the end of hoisting, before sliding.

Barres horizontales :

→ Justifier le clouage du massif sous l'effet de l'ancrage de la précontrainte additionnelle.

→ Reprendre le glissement amené par la précontrainte verticale à l'interface massif/nervure existante.

→ Reprendre le glissement provenant du couple amené par les RAP (Ressorts Amortisseurs Précontraints) sur le massif en situation sismique.

Les études de diffusion des abouts ont

lytique conformément à l'annexe IV du BPEL et complétées par des analyses locales à l'aide de modélisations aux éléments finis volumiques réalisées sous le logiciel ROBOT (figure 2).

ÉTUDE SISMIQUE

Dans les directions transversale et verticale

L'effet du séisme dans les directions transversale et verticale a été étudié à l'aide d'une analyse spectrale mul-

(figure 3). Cette modélisation a permis de déterminer :

→ Les efforts transversaux à reprendre par les butées parasismiques en tête de pile ;

→ Les déplacements transversaux du tablier sous séisme ;

→ Les descentes de charges verticales sous séisme sur les néoprènes.

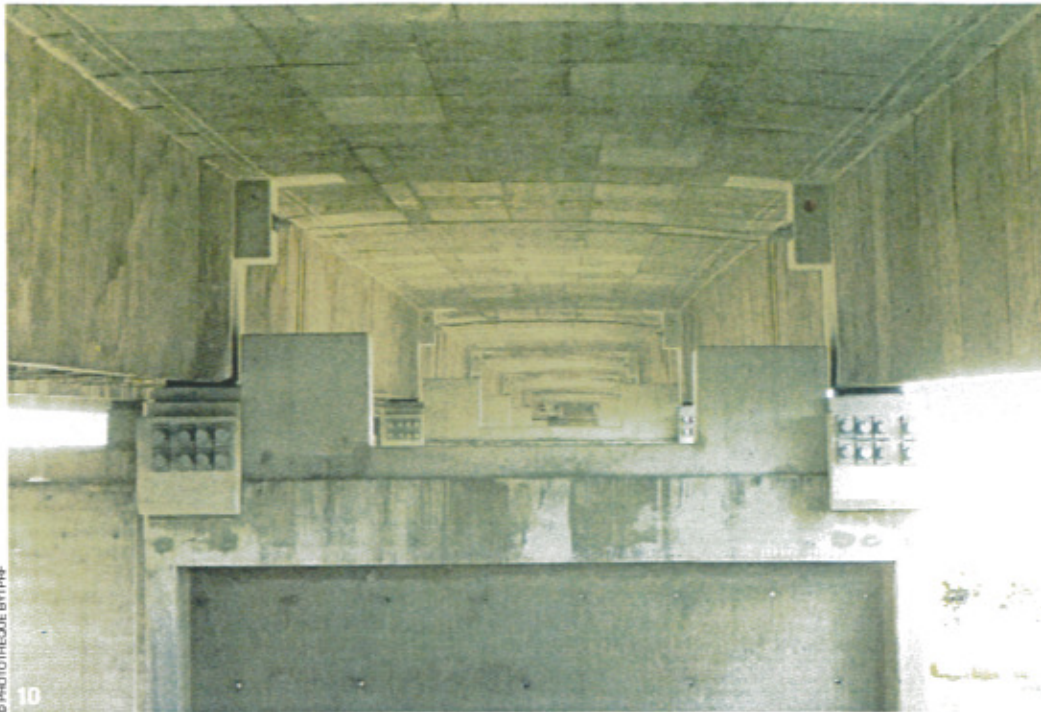
Dans la direction longitudinale de l'ouvrage

Dans la direction longitudinale, des

ont été mis en œuvre entre les tabliers et les culées appui fixe de manière à limiter l'effort sismique global sollicitant les culées. Les RAP ont donc été dimensionnés selon 2 critères :

→ Obtenir un effort global sismique longitudinal sur le point fixe des culées inférieur à 1 200 t (effort maximum horizontal pouvant être repris par les culées) ;

→ Obtenir un déplacement du tablier au niveau de son point fixe inférieur à



© PHOTO THÉRIE BY TRIP

10

Ces critères ont été vérifiés à l'aide d'une analyse sismique temporelle réalisée à l'aide du programme développé par la société AK SISM.

Selon cette méthode d'analyse, l'action du séisme a été caractérisée dans le logiciel par la définition directe de l'accélérogramme fourni par le maître d'œuvre.

LA PRÉCONTRAINTÉ ADDITIONNELLE

La précontrainte additionnelle longitudinale extérieure est assurée par la mise en œuvre de 2 câbles 27T15S par nervures (soit env. 1 000 tonnes de compression par nervures), suivant un tracé polygonal. Le système de précontrainte utilisé est le système VSL type GC6-27.

10- Vue des butées de sécurité sur piles courantes.

11- Principe de fonctionnement RAP.

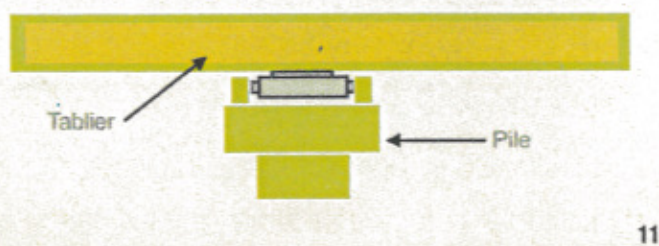
12- Principe de fonctionnement RAP2.

10- View of the safety abutments on standard piers.

11- Operating principle of preloaded spring shock absorber.

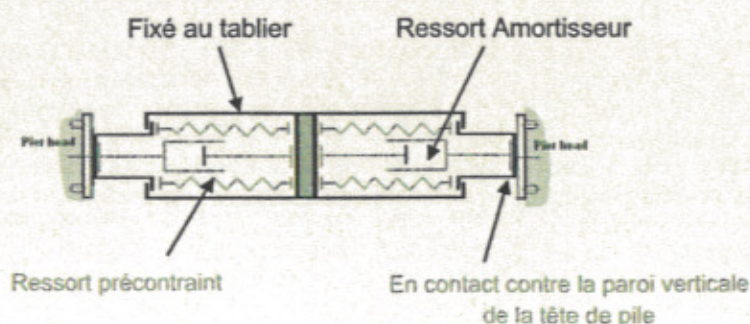
12- Operating principle of preloaded spring shock absorber 2.

PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT RAP



11

PRINCIPE DE FONCTIONNEMENT RAP2



12

Les câbles règnent sur la quasi-totalité de la longueur des tabliers et sont déviés sur piles et en travées par des déviateurs. Les gaines en PEHD sont mises en œuvre à l'avancement, travée par travée, et raccordées entre elle par manchons électrosoudables. Des dispositifs de maintien provisoire des gaines de type « hamacs » sont mis en œuvre pour permettre les opérations d'enfilage des torons. Retenable et remplaçable, cette précontrainte est injectée à la cire pétrolière. Les équipes de VSL France, Entreprise Spécialisée de Précontrainte et certifiée ASQPE, sont chargés de sa mise en œuvre.

Les câbles sont ancrés aux extrémités des tabliers par des massifs d'ancrages, eux même cloués sur les nervures par une précontrainte transversale horizontale par barres. 45 barres de précontrainte de diamètre 40 mm, par massifs, sont nécessaires pour assurer la bonne transmission des efforts. La préparation des surfaces de contact entre l'ouvrage existant et les massifs est réalisée par scarification du béton par hydro démolition (2800 bars). Cette technique présente l'avantage de ne pas être traumatisante pour l'ouvrage à l'inverse du bouchardage ou du piquage.

Les déviateurs, sur pile et en travée, sont eux cloués à l'existant par deux barres de précontrainte de diamètre 36 mm. Les opérations de mise en tension des câbles sont précédées par l'injection des fissures à la résine époxy, permettant de rétablir le monolithisme des sections fissurées et ainsi de recomprimer ces zones.

LE REMPLACEMENT DES APPAREILS D'APPUIS

Des consoles de vérinage sont réalisées pour chacune des piles. Elles sont clouées à l'ouvrage par l'intermédiaire de 8 barres de précontraintes de diamètre 50 mm, mise en tension chacune par les équipes de VSL France à 140 tonnes, assurant ainsi l'effort de plaquage nécessaire au soulèvement de l'ouvrage (figure 4).

4 groupes de 3 vérins de capacité 260 tonnes permettent de prendre en charge l'ouvrage et de procéder à la découpe des bossages inférieurs. La dénivellée transversale admissible (d'un appui à l'autre) pour ces opérations est limitée à 0,3 mm.

Les nouveaux appareils d'appuis néoprène (dimensions 800 mm x 800 mm) sont ensuite mis en œuvre suivant les dispositions définies par les études d'exécution.

Suivant le besoin, des dispositions particulières sont mises en œuvre pour assurer un anti cheminement des appareils (type C) ou un plan de glissement (type E).

LES ACCÈS

Les dimensions de l'ouvrage nécessitent la mise en œuvre d'accès spécifiques pour la réalisation des travaux.

EN TÊTES DE PILE

Les travaux situés en tête de pile courante (remplacement des appareils d'appuis, butée parasismiques, déviateurs sur piles) sont réalisés à partir de plateformes périphériques, hissées depuis le pied des piles (figure 5).

Les dispositifs de hissage sont constitués de 4 ensembles portiques + palan à air, d'une capacité unitaire de 3,2 tonnes. L'assiette des plateformes est contrôlée durant les opérations de hissage et de déhissage afin d'éviter toute déformation excessive de la structure (figures 6 et 7). En phase exploitation, les plateformes reposent sur 8 corbeaux métalliques, fixés en périphérie de piles de l'ouvrage.

Un système de clamps permet les phases d'accostages en hissage et de désengagement en déhissage.

SUR PILES CULÉES

La réalisation des massifs d'ancrage de la précontrainte additionnelle nécessite la mise en place d'outils de coffrage et d'accès adaptés aux contraintes géométriques de l'ouvrage.

Pour chacune des nervures, un plateau coffrant est alors hissé depuis le tablier (hauteur 43 m), suivant la même méthodologie que les accès en tête de pile (figure 8). La première partie constitue un berceau permettant de hisser puis de ripper la seconde partie

servant de fond de moule et de plateau de travail (figure 9). En phase d'exploitation, l'outil est suspendu par l'intermédiaire de 14 tiges de coffrage de diamètre 30 mm. L'ensemble de la structure pèse environ 8 tonnes.

LES DISPOSITIFS PARASISMIQUES

La « mise à niveau » des dispositifs parasismiques de l'ouvrage répond aux exigences accrues des nouvelles réglementations. Elle comprend :

→ La réalisation de butées parasismiques de sécurité sur les piles et de blocage sur les culées et piles culées (figure 10).

→ La mise en œuvre d'amortisseurs à effet de seuil sur culées à raison de 4 unités par culée (figures 11 et 12).

L'amortisseur précontraint est un appareil conçu pour dissiper l'énergie sismique soumise à des structures. Le RAP (Ressort Amortisseur Précontraint) réduit le déplacement longitudinal du pont à 25 mm en phase de séisme. Ils sont placés entre les massifs de la précontrainte additionnelle, sur lesquels ils sont cloués, et des massifs en béton armé. Ils agissent comme une clé de cisaillement, qui a la possibilité de se régénérer automatiquement après un événement dynamique.

L'énergie sismique est dissipée par l'amortisseur au lieu d'être transmise à la structure.

Ces amortisseurs précontraints acceptent le déplacement longitudinal lors du retrait fluage et de la dilatation ou contraction thermique.

L'amortisseur précontraint fonctionne sur le principe du passage rapide du fluide visqueux à travers un orifice étroit, qui génère un taux de résistance élevé, dissipant alors une grande quantité d'énergie.

Afin d'éviter le déplacement en service, un effort de précontrainte est appliqué au ressort.

Cet effort est de 120 tonnes pour le viaduc de Martigues. Avant d'atteindre cette valeur, il est impossible de comprimer l'amortisseur. Cette disposition permet de conserver le schéma statique de l'ouvrage en service.

Après la compression dynamique de l'amortisseur (séisme), celui-ci a

la capacité de revenir à sa position d'origine en raison de la fonction de ressort intégré (on dit qu'il est « auto-réarmable »).

La valeur de la force de retour sera définie afin de surmonter la force de frottement des appuis glissants.

Afin de générer l'amortissement et la fonction ressort dans les deux directions, un RAP à double effet est utilisé. □

PRINCIPALES QUANTITÉS

PRÉCONTRAÎTE LONGITUDINALE : 160 t

PRÉCONTRAÎTE PAR BARRES : 352 barres de 47 mm / 1 000 barres de 40 mm / 176 barres de 36 mm

INJECTION DE FISSURES : 220 m

REMPLACEMENT DES APPAREILS APPUIS : 11 piles et 4 culées soit 30 appareils d'appuis par ouvrage

DISPOSITIFS AMORTISSEURS PARASISMIQUES : 16 u

BÉTON AUTO PLAÇANT (C35/45) : 700 m³

PRINCIPAUX INTERVENANTS

MAÎTRE D'OUVRAGE : DIR Méditerranée

MAÎTRISE D'ŒUVRE : DIR Méditerranée - SIR Marseille

CONTRÔLE EXTÉRIEUR : CETE - Aix en Provence

ENTREPRISE GÉNÉRALE : Bouygues TP Régions France

PRINCIPAUX SOUS TRAITANT

BUREAU D'ÉTUDES : COGECI

FOURNISSEUR RAP : DYNASHOCK

HYDRODÉCAPAGE/HYDRODÉCAPAGE : Technique Haute pression

ARMATURES : SENDIN

FORAGE SCIAGE : FORA SDD

INSTRUMENTATION : ARGOTECH

ABSTRACT

STRENGTHENING THE MARTIGUES VIADUCT

SAMY AMMAR, BOUYGUES TP - LOUIS MONTINGY, BOUYGUES TP - CYRIL COTTEY, COGECI

The emblematic Martigues viaduct, built between 1969 and 1972, is crossed by 80,000 vehicles each day. At present it shows disorders revealing the regulatory and technological shortcomings of that period: evolving rib cracking, damage to support systems, obsolescence of the earthquake resistance devices. The «DIR Méditerranée» interdepartmental road board awarded Bouygues TP this repair and strengthening contract. The works, started in 2011, comprised longitudinal external prestressing, crack grouting, replacement of the support systems and complete reworking of the earthquake resistance design. Given the size of the structure, special tools and approach routes had to be used. □

REFUERZO DEL VIADUCTO DE MARTIGUES

SAMY AMMAR, BOUYGUES TP - LOUIS MONTINGY, BOUYGUES TP - CYRIL COTTEY, COGECI

Construido entre 1969 y 1972, el emblemático viaducto de Martigues soporta 80.000 pasos al día. Actualmente muestra patologías que ponen de manifiesto las insuficiencias normativas y tecnológicas de la época: fisuración evolutiva de las nervaduras, degradación de los aparatos de apoyo y obsolescencia de los dispositivos parasísmicos. La DIR Méditerranée (Dirección Interdepartamental de Carreteras) confió a Bouygues TP esta obra de reparación y de refuerzo. Las obras, que comenzaron en 2011, incluyen una pretensión exterior longitudinal, la inyección de las grietas, la sustitución de los aparatos de apoyo y la reforma total del diseño parasísmico. Dadas las dimensiones de la estructura fue necesario recurrir a herramientas y accesos especiales. □

Diagnostic et renforcement sismique du viaduc de Caronte

(Martigues, autoroute A55)

Seismic assessment and retrofit of the Caronte viaduct

(A55 Highway, Martigues)

Denis Davi*

* Centre d'études et d'expertise sur les risques, l'environnement, la mobilité et l'aménagement (Cerema)

Direction territoriale Méditerranée / Division Ouvrages d'Art. 30 avenue Albert Einstein – CS 70499, 13 593
AIX-EN-PROVENCE Cedex 3. denis.davi@cerema.fr

RÉSUMÉ. Dans le cadre d'une opération de réparation plus large imposée par son état pathologique avancé, le viaduc de Caronte, ouvrage emblématique de la ville de Martigues qui permet le franchissement par l'autoroute A55 de la passe reliant l'étang de Berre à la mer Méditerranée a fait l'objet d'études de diagnostic et de renforcement sismiques. Ces études ont conduit, après comparaison de différentes stratégies possibles, à retenir une solution consistant à remplacer et à assouplir le système d'appuis de l'ouvrage, à réaliser des butées de blocage latéral sur les appuis d'extrémité et de sécurité sur les autres et à disposer des dispositifs « ressorts amortisseurs précontraints » de forte capacité au droit de chacune des quatre culées des viaducs d'accès. Des essais spécifiques géotechniques ont par ailleurs permis d'écarter le risque de liquéfaction sur cette zone très sensible. Au final, la solution proposée permet de justifier, sur la base du nouveau corpus normatif et méthodologique national relatif à la prise en compte du risque sismique, un niveau de performance de l'ordre de 70% par rapport au niveau de séisme réglementaire des ouvrages neufs, pour un coût évalué à 15% environ du montant global de l'opération de réparation, soit un peu plus de 1% du coût évalué de démolition/reconstruction.

ABSTRACT. Because of advanced disorders, the Caronte emblematic viaduct of Martigues that enables the A55 Highway to cross the canal joining the Berre Bay and Mediterranean Sea was submitted to a repair and strengthening project, which also included seismic assessment and retrofit. After having compared different possible seismic retrofitting strategies, the performed studies led to a solution consisting in replacing and softening the bearing system of the bridge, adding lateral shear keys at each abutment and pier and installing high capacity prestressed seismic dampers in the longitudinal direction at each abutment of the four access viaducts. Specific geotechnical tests were also carried out that enabled to avert soil liquefaction hazard on this very sensitive location. The proposed solution leads to justify, on the basis of the new French national seismic rules and guidelines, a level of performance close to 70% of what is required for new bridge structures, for an estimated cost of about 15% of the global repair cost and a repair to rebuild ratio barely higher than 1%.

MOTS-CLÉS : Pont existant – viaduc autoroutier - études diagnostic sismique – analyse dynamique temporelle – liquéfaction des sols - renforcement – dispositifs parasismiques – butées - ressorts amortisseurs précontraints.

KEYWORDS: Existing bridges – highway viaduct – seismic assessment analysis – step by step dynamic analysis – soil liquefaction – seismic retrofitting, anti-seismic devices – shear keys – prestressed seismic dampers.

1. Description de l'ouvrage et contexte de l'étude

Le viaduc de Caronte se situe sur l'Autoroute A55, au niveau de la commune de Martigues. Il permet de franchir la passe de Caronte, à l'embouchure de l'étang de Berre. Il se compose d'un ouvrage métallique principal

et de quatre viaducs d'accès en béton. L'ouvrage a été conçu entre 1967 et 1968, puis construit entre 1969 et 1972. Son dimensionnement d'origine vis-à-vis des sollicitations sismiques a été réalisé selon les anciennes règles parasismiques PS69. Il s'avère largement inférieur à ce qu'exigerait l'application des règles actuelles basées sur les prescriptions de l'Eurocode 8-2 et de la nouvelle législation sismique nationale.

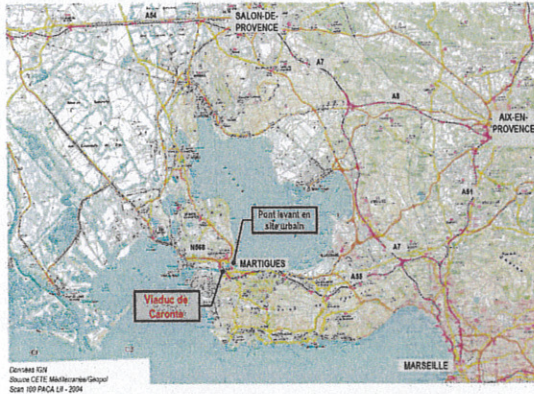


Figure 1. Localisation du viaduc de Caronte

Le viaduc de Caronte se compose :

- d'un ouvrage principal métallique à béquilles de 300 m de long (85 m – 130 m – 85 m) et 29,90 m de large. Son tablier est de type caisson orthotrope ;
- de quatre viaducs d'accès à tablier bi-nervuré en béton précontraint (deux viaducs parallèles, au nord de 259,50 m de long, et au sud de 314,50 m de long).

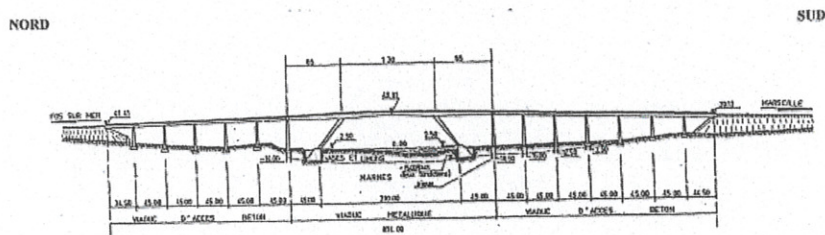


Figure 2. Coupe longitudinale de l'ouvrage

Ces ouvrages s'appuient :

- sur des piles-culées de section en I communes entre l'ouvrage métallique principal et les viaducs d'accès en béton. Elles sont fondées sur pieux ;
- sur des culées creuses d'extrémité, fondées sur radier et équipées de bèches ;
- sur des piles intermédiaires de section en I de hauteur variables de 23,85 m à 41,91 m, fondées sur semelles ou pieux ;
- sur des béquilles en caisson orthotrope pour l'ouvrage métallique.



Figure 3. Photo d'un des viaducs d'accès en béton et du tablier métallique

Le sol est composé de marnes et de limons. Les marnes, situées à une profondeur très variable, possèdent de bonnes caractéristiques mécaniques. Elles sont surmontées d'une couche de limons et sables, potentiellement liquéfiable et de caractéristiques mécaniques médiocres, de part et d'autre de la passe de Caronte.

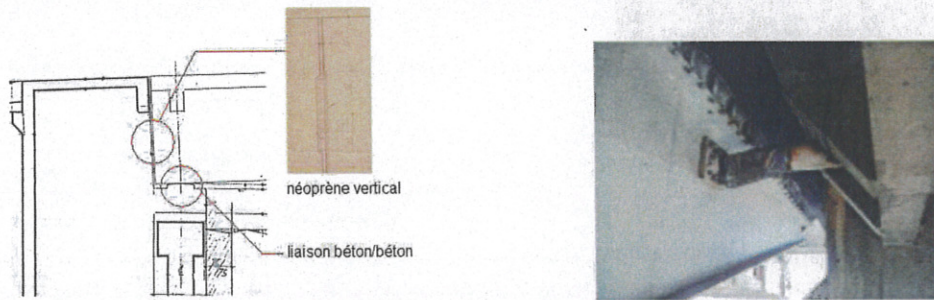
Depuis sa mise en service, le viaduc a fait l'objet d'un certain nombre d'investigations relatives aux désordres constatés sur les viaducs d'accès en béton précontraint notamment. Des études et inspections complémentaires ont conduit en 2003 à l'élaboration d'un avant-projet de réparation qui consistait notamment en une injection des fissures et une réfection des parements, un renforcement des viaducs d'accès par précontrainte extérieure, une reprise des dispositifs d'accès, une réfection des superstructures et équipements et un remplacement des appareils d'appui. En outre, les ancrages des bloqueurs dynamiques parasismiques disposés à l'époque entre les viaducs d'accès et l'ouvrage métallique ont été arrachés au bout de quelques mois de service sous l'effet du passage de convois, rendant ces dispositifs hors d'usage et donc obsolètes. Il a donc logiquement été décidé d'inclure dans l'avant-projet de réparation une étude de diagnostic et un projet de renforcement sismique.

2. Conception parasismique d'origine

Le Viaduc de Caronte a été conçu avant l'application des premières règles de conception parasismique françaises (règles PS 69). Néanmoins, lors de sa conception, l'Institut de Physique du Globe de Strasbourg avait estimé prudent de tenir compte d'une accélération sismique horizontale de 0,1 g dans les calculs. La stabilité de la structure a donc été assurée sous efforts horizontaux (longitudinaux et transversaux) équivalents au 1/10^{ème} du poids propre de l'ouvrage. Il convient de noter que le niveau des sollicitations sismiques prises en compte lors de la conception de l'ouvrage (accélération forfaitaire horizontale de 0,1 g) est très insuffisant vis-à-vis des règlements actuels (nouvelle législation sismique nationale et Eurocode 8) pour un ouvrage de cette importance et de cette dimension. Au sens de cette nouvelle réglementation, le viaduc de Caronte pourrait ainsi subir sous séisme des efforts correspondant à une accélération horizontale maximale au niveau du plateau du spectre de calcul de l'ordre de 0,53 g soit environ 5 fois plus que celle pour laquelle il a été dimensionné, résultant principalement à la fois de la prise en compte des caractéristiques mécaniques médiocres du sol de fondation (coefficient de sol $S = 1,6$) et de l'amplification dynamique liées à la mise en vibration de la structure. La résistance des piles et des fondations vis-à-vis des efforts sismiques n'est donc a priori pas assurée dans la configuration actuelle de l'ouvrage.

Sous séisme longitudinal, la conception d'origine consistait à reprendre l'effort horizontal par une seule culée sous chaque sens de sollicitation. Au droit de chaque culée, deux appareils d'appui verticaux en caoutchouc fretté disposés verticalement en butée ainsi que deux liaisons béton/béton frottantes devaient reprendre alternativement (selon le sens de sollicitation) la totalité de l'effort horizontal engendré par l'accélération sismique. Entre les viaducs d'accès en béton précontraint et l'ouvrage principal métallique, étaient disposés de chaque côté quatre

connecteurs hydrauliques laissant libre les déformations lentes (retrait, effets thermiques) mais transmettant l'intégralité des efforts dynamiques (séisme) entre les différents tabliers. Ces connecteurs ont été arrachés de leurs supports à la suite de mouvements de rotation du tablier sous l'effet des charges de trafic. Cette détérioration est due à l'encastrement initial des dispositifs d'accroche des connecteurs qui ne permettaient pas les rotations. La liaison dans le sens longitudinal entre les pieds des béquilles de l'ouvrage métallique et les massifs de fondation est assurée au moyen d'une articulation constituant une rotule.



Figures 4 et 5. Liaison tablier-culée au niveau de chacun des 4 viaducs d'accès, et connecteurs dynamiques arrachés entre le tablier métallique et les viaducs béton

Sous séisme transversal, la stabilité des piles avait été vérifiée en leur appliquant en tête un effort horizontal transversal égal au $1/10^{\text{ème}}$ de la réaction d'appui. Aucun dispositif de blocage de sécurité n'était disposé sur piles pour prévenir, en cas de séisme majeur, l'échappement transversal du tablier de ses appuis. Le blocage transversal est uniquement assuré par des remontées en béton au niveau de chacune des piles culées ainsi que par contact béton/béton (frottement) entre le tablier et le chevêtre au niveau de chaque culée. La stabilité transversale de l'ouvrage métallique est assurée d'une part par des appareils d'appuis métalliques fixes assurant la liaison entre le tablier métallique et les piles culées et d'autre part par un encastrement transversal des béquilles dans les massifs de fondation.

3. Diagnostic sismique

Selon la direction longitudinale, la détérioration des connecteurs dynamiques, et l'insuffisance du frottement mobilisable au niveau de la liaison béton/béton en cas de vibrations sismiques (décollement partiel prévisible sous l'effet de la composante verticale notamment) laissent les viaducs d'accès en béton libres de se déplacer longitudinalement, et ce de manière importante. Lors de ces déplacements, les viaducs viendraient alors percuter l'extrémité de l'ouvrage métallique ainsi que les culées, ce qui pourrait engendrer des effets de choc importants. Ces chocs seraient susceptibles d'être couplés à un risque d'échappement d'appui sur culée. Même avec une remise en état des connecteurs dynamiques, le fonctionnement dans un seul sens, avec reprise des efforts longitudinaux sur culées par les néoprènes ne semble pas satisfaisant. En effet l'accélération de la masse totale des quatre viaducs béton et de l'ouvrage métallique correspond à des efforts extrêmement importants repris en totalité au droit des nervures du tablier par choc avec la culée. Ces zones ne sont pas confinées, et par ailleurs l'ensemble de la précontrainte filante de l'ouvrage y est ancrée. Les conséquences prévisibles de ces chocs seraient une dégradation de ces zones d'about, aggravée par la répétition des chocs et un risque de détérioration de l'ancrage de la précontrainte longitudinale des tabliers.

Selon la direction transversale, puisqu'il n'existe aucun dispositif de blocage transversal ultime sur piles, rien ne garantit que les tabliers béton ne puissent s'échapper de leurs appuis en cas de sollicitation sismique importante. La même analyse peut être faite au niveau des culées où le frottement dans la liaison béton/béton ne peut assurer qu'une stabilité très partielle. Le projet de renforcement sismique (voir paragraphe suivant) s'est

donc logiquement orienté vers la réalisation de butées de sécurité (permettant la distorsion des appareils d'appui en néoprène) sur piles courantes et de butées de blocage transversales sur culées et piles-culées.

Au-delà de l'insuffisance potentielle évoquée plus haut des fondations à reprendre les efforts inertiels provenant de la mise en vibration de la structure, le caractère lagunaire du site d'implantation de l'ouvrage (étang de Berre) pose par ailleurs la question de la prise en compte du risque de liquéfaction des sols.

Des vérifications locales complémentaires sur les fondations (prise en compte du risque de liquéfaction), les piles (effets du second ordre et cisaillement), le risque d'entrechoquement transversal des tabliers parallèles ont donc dû être menées. Pour cela, l'ouvrage a été modélisé en détail par un modèle spatial à barres à l'aide du logiciel PCP du Sétra (figure 6). Cette modélisation permet, selon la méthode spectrale multimodale, d'obtenir les modes de vibrations de l'ouvrage. La combinaison quadratique de ces modes de vibrations fournit les efforts et déplacements dans la structure.

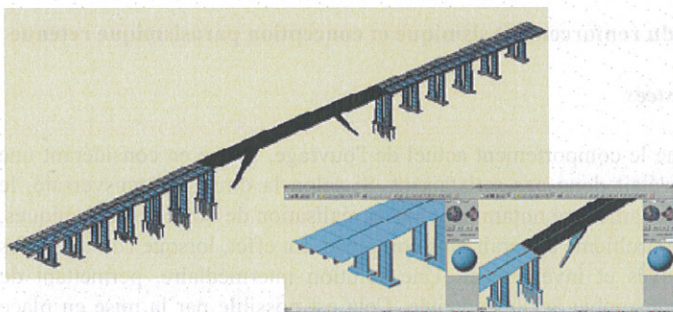


Figure 6. Modélisation dynamique 3D de l'ouvrage à l'aide du logiciel PCP

Dans la configuration d'origine, c'est-à-dire avec les néoprènes verticaux sur culées et l'hypothèse d'un blocage parfait à ce niveau assuré par la liaison béton-béton, ainsi que les connecteurs dynamiques supposés fonctionnant (et donc assurant la liaison entre le viaduc métallique et les tabliers en béton), on obtient des efforts colossaux au niveau des culées (5000 t environ par culée), qu'elles ne sont pas en mesure de reprendre (capacité maximale évaluée à 1600 t) ; avec en outre des incertitudes notables sur les sollicitations calculées, dues aux hypothèses de raideurs de culées fortement dépendantes de l'interaction sol/structure et difficiles à évaluer.

Dans la configuration où les culées seraient libres, on obtiendrait des déplacements calculés de l'ordre de 30 cm des tabliers en béton bien supérieurs aux souffles disponibles, ce qui entrainerait des chocs importants au niveau des culées et entre les tabliers. De plus, les efforts engendrés dans les piles ne seraient pas acceptables.

Sur la base de ces premiers résultats, plusieurs stratégies d'amélioration du comportement sismique ont donc été testées.

Vis-à-vis du potentiel phénomène de liquéfaction des sols, des essais géotechniques spécifiques (piézocône sur site et tri-axial cyclique en laboratoire) ont permis d'écarter le risque de liquéfaction dans les conditions sismiques du site sur cette zone très sensible.



Figure 7. Essais de laboratoire au tri-axial cyclique pour la caractérisation du comportement dynamique des sols

4. Processus itératif vers une optimisation du renforcement sismique et conception parasismique retenue

4.1. Différentes stratégies de renforcement testées

Le diagnostic sismique a conclu au fait que le comportement actuel de l'ouvrage, même en considérant une remise en état des connecteurs dynamiques n'était donc pas satisfaisant. Si selon la direction transversale, le comportement semble pouvoir être sensiblement amélioré notamment par la réalisation de butées parasismiques, selon la direction longitudinale en revanche, le problème apparaît plus complexe. En effet, lorsque l'on réduit les déplacements, les efforts deviennent trop élevés et inversement. Une solution intermédiaire, permettant de réduire à la fois les déplacements et les efforts semble la plus adaptée. Cela est possible par la mise en place d'amortisseurs, qui permettent en outre de s'affranchir des incertitudes sur la raideur des fondations des culées (raideur de l'appui principalement dictée par celles des dispositifs), dont la sensibilité s'est avérée déterminante dans les configurations analysées précédemment. Cette solution est techniquement envisageable car il existe un jeu de 2 à 3 cm entre les nervures des tabliers en béton et les culées. Les appareils d'appui verticaux seront déposés pour garantir ce jeu. Entre le viaduc métallique et les viaducs en béton, le soufflé des joints de chaussée est de 23 cm, ce qui permet aisément la mise en place éventuelle d'amortisseurs.

Compte tenu des jeux disponibles au niveau des culées, et entre les tabliers, différents scénarii de renforcements avec amortisseurs ont été étudiés :

- liaison totale des tabliers béton et métallique et amortisseurs au niveau des culées ("bloqué au centre, amorti aux extrémités") ;
- amortisseurs entre les tabliers et au niveau des culées ("amorti au centre, amorti aux extrémités") ;
- tablier métallique libre et amortisseurs sur culées pour les tabliers béton ("libre au centre, amorti aux extrémités").

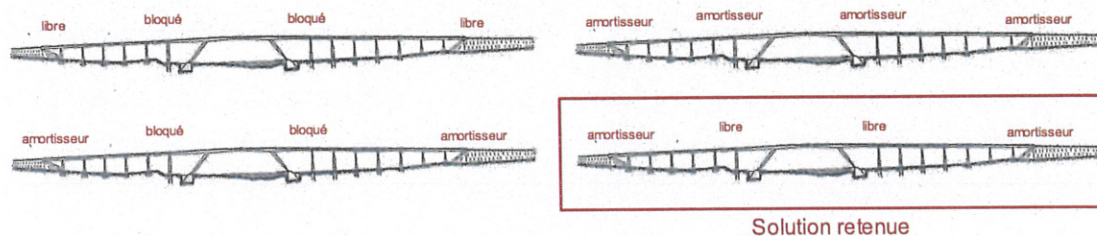


Figure 8. Différentes configurations testées selon la direction longitudinale

La solution avec un blocage entre les tabliers béton et métallique et un amortissement aux extrémités est intéressante tant au niveau des déplacements qu'au niveau des efforts. Par contre elle conduit à des efforts très importants dans les amortisseurs de culées (27 MN, soit 14 MN environ par culée). La solution avec des amortisseurs aux extrémités ainsi qu'entre les viaducs béton et métal n'est pas optimale car elle tend vers la solution libre au centre et amortie aux extrémités pour être plus efficace, notamment en terme d'effort total induit dans les piles des viaducs béton. Enfin la solution laissant libre le tablier métallique et utilisant des amortisseurs au droit des culées permet de réduire considérablement les déplacements des tabliers béton (2 cm environ). Le tablier métal quant à lui se déplace de l'ordre de 15 cm, ce qui est acceptable compte tenu du jeu disponible entre le viaduc principal et les viaducs d'accès (23 cm). De plus, les efforts dans les tabliers béton sont faibles, et ceux dans le tablier métallique sont acceptables compte tenu des efforts actuellement présents dans les béquilles. Enfin, les efforts dans les amortisseurs de culées sont divisés par deux par rapport à la solution avec liaison complète des tabliers et amortisseurs au niveau des culées (12 MN par culée). Ces études montrent donc que la configuration avec le tablier métallique libre et des amortisseurs au niveau des culées est la plus intéressante en terme de déplacements, d'efforts, mais aussi en terme de mise en œuvre et de coût (amortisseurs plus petits sur culées, aucun dispositif entre les tabliers béton et le viaduc métallique).

Dans cette configuration, la résistance des piles, fondations et béquilles est assurée, ainsi que la stabilité des culées. Elles le sont également sous séisme transversal en optimisant la répartition des efforts sismiques entre les différents appuis de l'ouvrage (culées, piles et piles-culées).

Les amortisseurs dissipent de l'énergie lorsque la structure se déplace. Cette dissipation d'énergie amortit les mouvements de l'ouvrage, ce qui permet de réduire à la fois les déplacements et les efforts dans la structure. Les amortisseurs sont caractérisés par une loi de comportement de type $F = C.v^\alpha$, dépendant de la vitesse. Cette dépendance, associée à la complexité de la structure, oblige à mener leur dimensionnement par une analyse dynamique temporelle non-linéaire, qui nécessite d'utiliser en entrée la sollicitation sismique sous forme d'accélérogramme et requiert l'emploi d'outils de calcul complexes. Néanmoins cette méthode sophistiquée permet de s'affranchir de la limitation forfaitaire à 30% de l'amortissement préconisée par l'Eurocode 8-2. Dans un premier temps, un prédimensionnement a ici été effectué par une méthode basée sur l'énergie dissipée par les amortisseurs. Les résultats de ce prédimensionnement ont servi de base aux calculs temporels. L'automatisation des nombreux calculs temporels, menés à partir d'accélérogrammes fournis par l'équipe de recherche en risque sismique du laboratoire régional de Nice et choisis de manière à être représentatifs des conditions sismologiques et géologiques du site, a ensuite permis d'optimiser la taille des amortisseurs pour respecter les jeux disponibles au niveau des culées et entre les tabliers acier et béton.

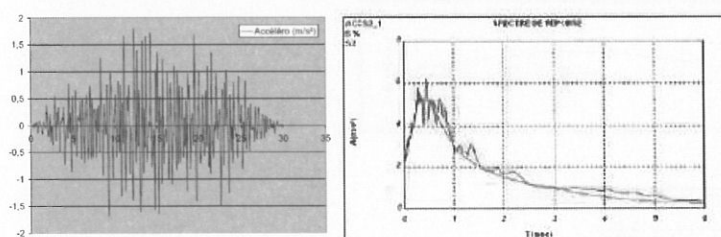


Figure 8. Exemple d'accélérogramme de calcul pour l'analyse dynamique temporelle et spectre de réponse associé

4.2. Conception parasismique retenue

4.2.1. Direction longitudinale

Vis-à-vis du séisme longitudinal, il est donc proposé de mettre des amortisseurs entre les nervures des tabliers en béton et les culées et de laisser libre le tablier métallique. Afin de conserver un point fixe au niveau des culées vis-à-vis des sollicitations de service et modifier le moins possible le fonctionnement « courant » de l'ouvrage, c'est la technique des ressorts amortisseurs précontraints (seuil de déclenchement + effort de rappel assurant une capacité de recentrage) qui a été retenue. Les néoprènes verticaux au niveau de culées ont par ailleurs été enlevés et l'épaisseur de cachetage réduite pour créer le jeu nécessaire aux débattements des amortisseurs (évalué à 2 à 3 cm).

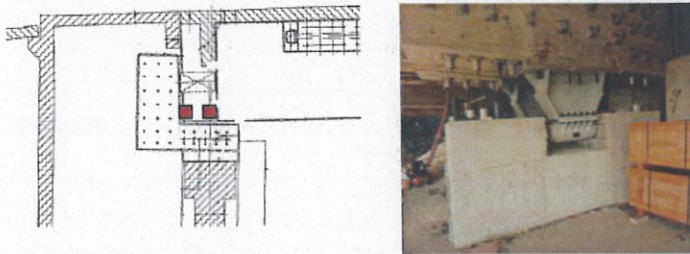


Figure 9. Renforcement sismique selon la direction longitudinale

4.2.2. Direction transversale

Conformément aux principes évoqués précédemment et pour à la fois réduire les efforts sismiques et pallier le risque d'échappement d'appui du tablier selon la direction transversale, les appareils d'appui en élastomère fretté ont été remplacés par des dispositifs plus souples et des butées de sécurité (n'intervenant qu'en fin de course de ces appareils d'appui) ont été réalisées sur piles courantes. Sur culées et piles-culées, les butées de blocage ont été réalisées qui servent également de blocs d'ancrage de la précontrainte additionnelle.

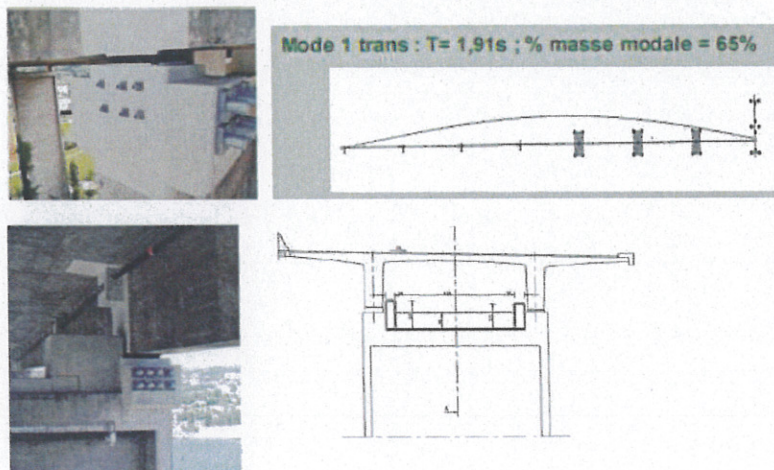


Figure 10. Renforcement sismique selon la direction transversale

5. Conclusions

Le diagnostic et renforcement sismique du viaduc de Caronte constituent un des premiers exemples d'opération de ce type sur un ouvrage de cette dimension menée en France. L'étude et le projet de renforcement sismique, menés à l'occasion d'une opération plus large rendue nécessaire par l'état de pathologie avancée de l'ouvrage, a permis de tester sur un exemple réel la démarche de diagnostic et de renforcement sismiques des ponts existants développée par le Cerema dans le cadre d'un guide méthodologique en phase d'édition.

Après comparaison de différentes stratégies de renforcement envisageables, les études ont conduit à retenir une solution d'intervention relativement légère, consistant à remplacer et à assouplir le système d'appuis de l'ouvrage, à réaliser des butées de blocage latéral sur les appuis d'extrémité et de sécurité sur les autres et à disposer des dispositifs « ressorts amortisseurs précontraints » de forte capacité au droit de chacune des quatre culées des viaducs d'accès, permettant ainsi de réduire à la fois les efforts et les déplacements sismiques à des niveaux acceptables par la structure. Des essais spécifiques (piézocône sur site et tri-axial cyclique en laboratoire) ont par ailleurs permis d'écarter le risque de liquéfaction sur cette zone très sensible.

Au final, la solution proposée permet de justifier, sur la base du nouveau corpus normatif et méthodologique national relatif à la prise en compte du risque sismique, un niveau de performance de l'ordre de 70% par rapport au niveau de séisme réglementaire des ouvrages neufs, pour un coût évalué à 15% environ du montant global de l'opération de réparation, soit un peu plus de 1% de coût évalué de démolition/reconstruction.

6. Bibliographie

- [1] *Décret n° 2010-1254 du 22 octobre 2010 relatif à la prévention du risque sismique* - JO du 24 octobre 2010 Texte 2 sur 58 NOR : DEVP0910497D.
- [2] *Décret n° 2010-1255 du 22 octobre 2010 portant délimitation des zones de sismicité du territoire français* - JO du 24 octobre 2010 Texte 3 sur 58 NOR : DEVP0823374D.
- [3] *Arrêté du 26 octobre 2011 relatif à la classification et aux règles de construction parasismique applicables aux ponts de la classe dite « à risque normal »* - JO du 10 novembre 2011 Texte 11 sur 162 NOR : DEVP1125429A.
- [4] *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 1 : Règles générales, actions sismiques et règles pour les bâtiments*. NF EN 1998-1 et NF EN 1998-1 NA. AFNOR, 2007.
- [5] *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 2 : Ponts*. NF EN 1998-2 et NF EN 1998-2 NA. AFNOR, 2007.
- [6] *Eurocode 8 - Calcul des structures pour leur résistance aux séismes - Partie 5 : Fondations, ouvrages de soutènement et aspects géotechniques*. NF EN 1998-5 et NF EN 1998-5 NA. AFNOR, 2007.
- [7] *Dispositifs antisismiques*. NF EN 15129. AFNOR, 2010.
- [8] Cerema, *Diagnostic et renforcement sismique des ponts existants* (version provisoire), 2015.