

Diagnostic et renforcement sismiques du viaduc de Caronte à Martigues

Aurélie Vivier, Pascal Charles, Denis Davi, Jacques Resplendino



Figure 1 : localisation du viaduc

Introduction

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 à béquilles et de quatre viaducs d'accès en béton précontraint.

L'ouvrage a été conçu entre 1967 et 1968, puis construit entre 1969 et 1972.

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. Les principaux désordres observés sont des fissures au niveau des joints de couplage, et la dégradation des dispositifs anti-

sismiques (arrachement des ancrages sous l'effet des déformations induites par les charges de trafic). Des études et inspections complémentaires ont conduit à l'élaboration d'un avant projet de réparation, rédigé par le CETE Méditerranée, en juillet 2003, 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, un remplacement des appareils d'appui, et une mise en conformité sismique. En mars 2004, le Sétra émet un avis sur l'APROA, en préconisant quelques approfondissements, notamment sur la mise en conformité sismique.

Cet article présente les études complémentaires de diagnostic et d'optimisation du renforcement parasismique menées conjointement par le Sétra et le CETE Méditerranée entre 2006 et 2008 pour compléter l'APROA de 2003.

Description de l'ouvrage

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-nervurés en béton précontraint (deux viaducs parallèles sur chaque rive, au nord de 259,50 m de long, et au sud de 314,50 m de long).

Ces ouvrages s'appuient :

- sur des piles-culées de section en I communes à l'ouvrage métallique principal et aux 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.

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.

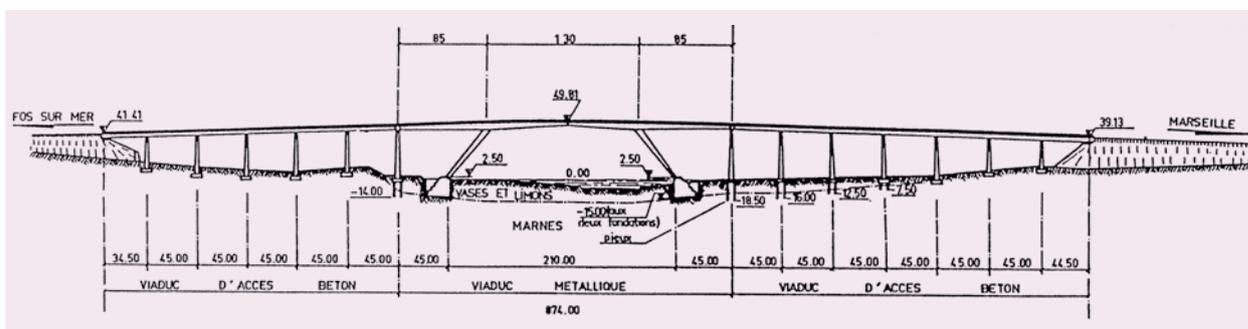


Figure 2 : coupe longitudinale - Vue depuis l'ouest – Source : CETE Méditerranée



Photo 1 : vue des deux viaducs d'accès en béton et du tablier métal – Source : Denis Davi (CETE Méditerranée)

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 $0,1g$ dans les calculs. La stabilité de la structure a donc été assurée sous efforts horizontaux (longitudinaux et transversaux) équivalents au $1/10^e$ du poids propre 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 (figure 3), devaient reprendre alternativement (selon le sens de sollicitation) la totalité de l'effort horizontal engendré par l'accélération sismique. Les appareils d'appui verticaux sont placés dans des engravures au niveau du mur de culée (figure 3, détail 1). Lors d'un déplacement du tablier, celui-ci vient en appui sur le néoprène. Les liaisons béton/béton, consistent en un bossage arrondi au niveau de la culée sur lequel vient reposer directement le tablier en béton (figure 3, détail 2). Le frottement béton sur béton entre le bossage et le tablier devait permettre de reprendre une partie de l'effort sismique et assurer le point fixe en statique.

De plus, en statique, il était nécessaire de permettre les déformations lentes (retrait, effets thermiques) des viaducs d'accès en béton précontraint et de l'ouvrage métallique. Par contre, les viaducs béton et l'ouvrage métallique devaient être liés lors d'un mouvement sismique (déplacements rapides) pour transmettre l'intégralité des efforts. Des connecteurs dynamiques avaient donc été prévus. Ces connecteurs sont en fait des vérins hydrauliques qui contrôlent les déplacements par la circulation lente d'un fluide au travers d'un système d'orifice. Ce dispositif permet donc le libre déplacement lors des mouvements lents mais assure un blocage lors des mouvements rapides (le fluide ne pouvant circuler assez vite, le vérin devient un dispositif rigide et transmet l'intégralité des efforts).

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 (photo 2).

Sous séisme transversal, la stabilité des piles avait été vérifiée en leur appliquant en tête un effort horizontal transversal égal au $1/10^e$ de la réaction d'appui. Aucun dispositif de blocage de sécurité n'est 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 la liaison 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'appui 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.

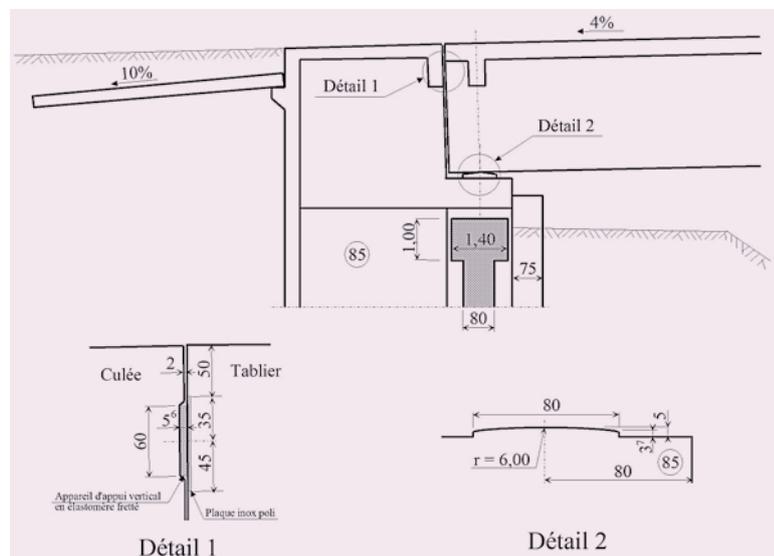


Figure 3 : coupe longitudinale : culée boîte – Source : Sctra



Photo 2 : liaison articulation en pied de béquille – Source : Denis Davi (CETE Méditerranée)

Diagnostic sismique de l'ouvrage

Le diagnostic sismique de l'ouvrage a été effectué lors des études de l'APROA de 2003. Les inspections sur ouvrage ont montré que les connecteurs dynamiques ne peuvent plus jouer leur rôle car leurs supports ont été arrachés à la suite de mouvements de rotation du tablier sous l'effet des charges de trafic (photo 3). Cette détérioration est due à l'encastrement initial des dispositifs d'accroche des connecteurs qui ne permettaient pas les rotations.

Vis-à-vis du séisme longitudinal, 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 libres les viaducs d'accès en béton. Ils peuvent donc 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 engendrerait des effets de choc importants. Ces chocs sont 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 appareils d'appui verticaux ne semble pas satisfaisante. 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.



Photo 3 : connecteur dynamique détérioré – Source : Aurélie Vivier (Sétra)

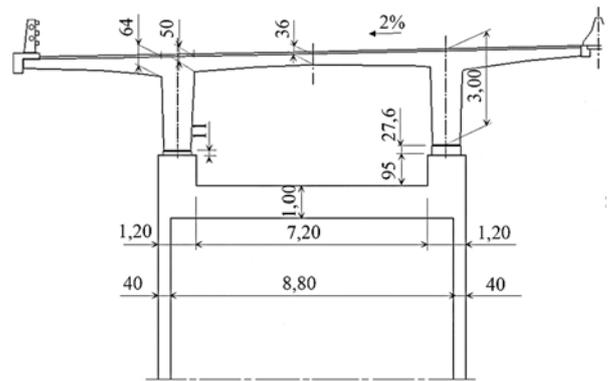


Figure 4 : coupe transversale sur piles courantes de l'ouvrage existant
Source : Sétra

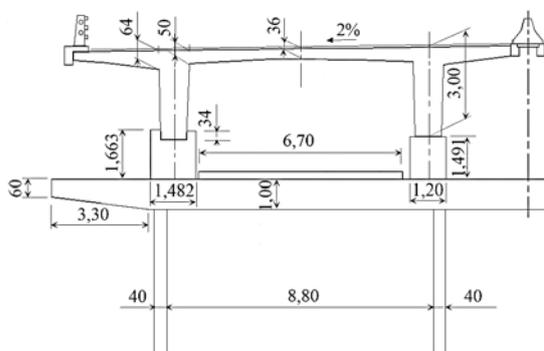


Figure 5 : coupe transversale sur pile-culées de l'ouvrage existant
Source : Sétra

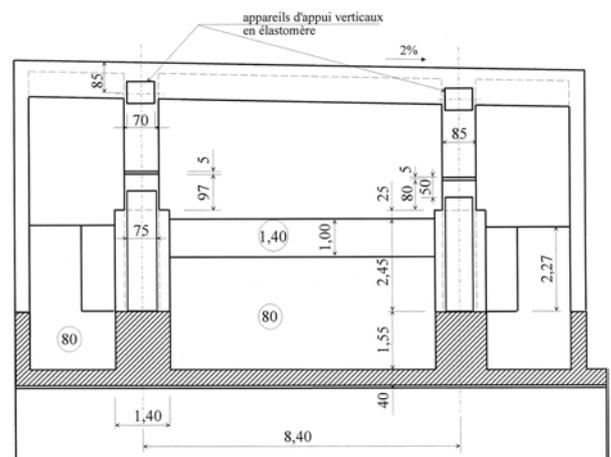


Figure 6 : coupe transversale sur culées de l'ouvrage existant
Source : Sétra

Vis-à-vis du séisme transversal, rien ne garantit que les tabliers béton ne soient pas chassés de leurs appuis puisqu'il n'existe aucun dispositif de blocage transversal ultime sur piles. De même au niveau des culées où le frottement dans la liaison béton/béton ne peut assurer qu'une stabilité très partielle. L'APROA 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.

Il convient de noter que le niveau des sollicitations sismiques prises en compte lors de la conception de l'ouvrage (accélération forfaitaire horizontale de 0,1g) est très insuffisant vis-à-vis des règlements actuels (PS92 et du zonage de 1991 ou Eurocode 8 et le nouveau zonage) pour un ouvrage de cette importance et de cette dimension. Afin de fixer les idées, au sens des règles PS92 et du zonage de 1991, le viaduc de Caronte pourrait subir sous séisme des efforts correspondant à une accélération horizontale maximale au niveau du palier du spectre de $3,1\text{m/s}^2$ soit environ 3 fois plus que celle pour laquelle il a été dimensionné. De même, vis-à-vis de l'Eurocode, et du futur zonage sismique à paraître, l'accélération serait de $6,0\text{m/s}^2$ (l'amplification de l'accélération par rapport aux PS92 vient du coefficient de sol, qui a été très largement augmenté dans les Eurocodes pour les sols de caractéristiques mécaniques médiocres). La résistance des piles et des fondations vis-à-vis des efforts sismiques n'est donc pas assurée dans la configuration actuelle de l'ouvrage.

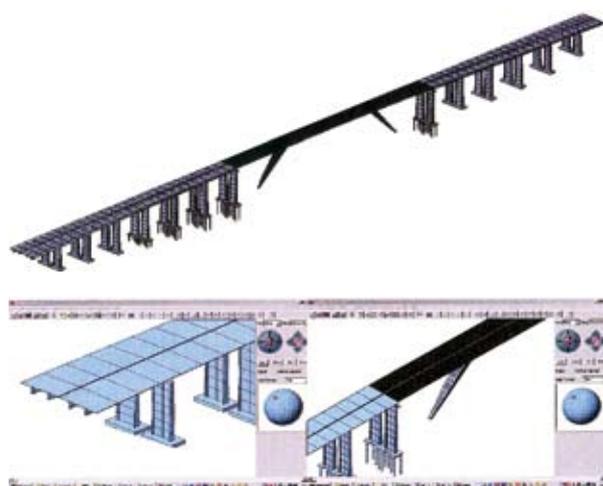


Figure 7 : modèle du tablier sous PCP – Source : Séttra

Études complémentaires sur le diagnostic

Dans son avis de mars 2004, le Séttra a validé le diagnostic et le principe de l'avant-projet de renforcement sismique, sous réserve de vérifications 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 et d'une optimisation de la conception parasismique longitudinale.

Les études complémentaires menées par le Séttra avaient donc pour but de confirmer le diagnostic et de mener ces vérifications complémentaires.

L'ouvrage a été modélisé en détail par un modèle spatial à barres à l'aide du logiciel PCP. 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.

Le recalcul est basé sur les hypothèses sismiques des PS92. L'ouvrage se situe en zone de sismicité Ia. Il est de classe C et le sol de type S3. On obtient donc le spectre, voir la figure 8, qui représente l'action sismique pour le calcul spectral.

Le franchissement étant constitué de cinq ouvrages avec plusieurs interfaces (ouvrage/ouvrage, ouvrage/pile, ouvrage/culée), plusieurs stratégies d'amélioration du comportement sismique, très différentes les unes des autres ont été testées vis-à-vis du séisme longitudinal.

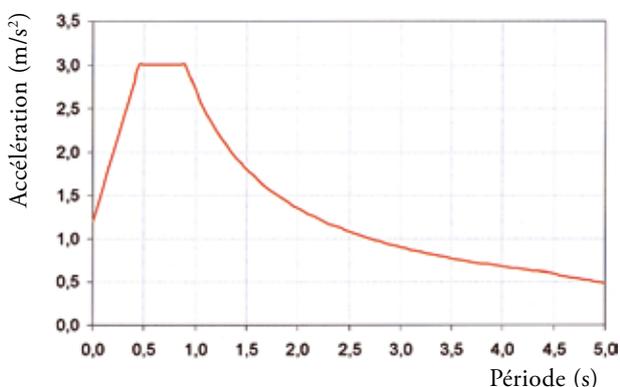


Figure 8 : spectre des PS92 correspondant aux hypothèses
Source : Séttra

Dans la configuration d'origine, c'est à dire avec les appareils d'appui verticaux sur culées, les connecteurs supposés fonctionnant (et donc assurant la liaison entre le viaduc métallique et les tabliers en béton), on obtient des efforts très importants au niveau des culées : 1 450 tonnes environ par culée. Les culées ne sont pas en mesure de reprendre ces efforts.

Dans la configuration où les tabliers sont libres par rapport aux culées, on obtient des déplacements calculés de l'ordre de 30 cm des tabliers en béton bien supérieurs aux souffles disponibles (2 à 3 cm au niveau des culées et 23 cm au niveau du viaduc métallique), ce qui entraînerait des chocs importants au niveau des culées et entre les tabliers. De plus, les efforts engendrés dans les piles ne sont pas acceptables.

Enfin dans la situation où les tabliers en béton seraient solidaires des culées (hypothèse d'un blocage parfait), on obtient des efforts colossaux : 5 000 tonnes par culées. La stabilité des culées n'est pas assurée.

Le comportement actuel de l'ouvrage, même en considérant une remise en état des connecteurs dynamiques n'est donc pas satisfaisant. 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, 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 souffle des joints de chaussée est de 23 cm, ce qui permet aisément la mise en place d'amortisseurs.

Vers une optimisation du renforcement parasismique

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 « $F=Cv^\alpha$ » dépendant de la vitesse (avec F , la force dans l'amortisseur, v , la vitesse de déplacement et C et α des constantes dépendant des caractéristiques des amortisseurs). Cette dépendance en vitesse, associée à la complexité de la structure, oblige à mener leur dimensionnement par une analyse dynamique temporelle, qui nécessite le développement

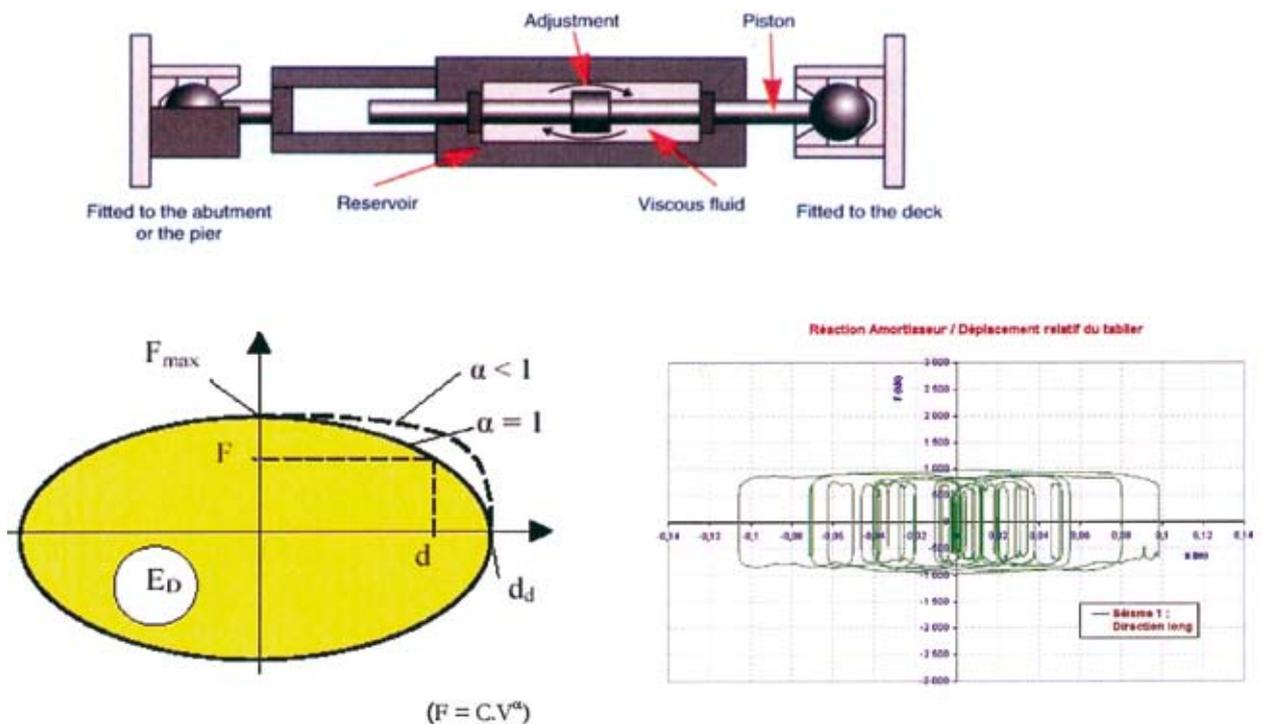


Figure 9 : principe de fonctionnement des amortisseurs et loi de comportement – Source : S&tr&A

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.

L'analyse dynamique temporelle consiste à résoudre les équations différentielles non linéaires du mouvement du modèle. Le premier mode de vibration longitudinal de l'ouvrage étant un mode de déplacement d'ensemble dans la direction longitudinale, cela permet l'application de cette méthode. L'ouvrage est modélisé par un système masses-ressorts-amortisseurs, à 3 degrés de liberté, chaque degré de liberté correspondant à un tablier (les deux viaducs béton coté nord, le viaduc métallique, les deux viaducs béton coté sud). Les masses (M1, M2, M3 de la figure 10) représentent les masses modales des différents tabliers. Les ressorts (K1, K2, K3) représentent les raideurs modales des appuis de chaque tablier (fondations, piles et appareils d'appui). Les amortisseurs entre les tabliers sont représentés par un ressort (K_type) et par leur constante caractéristique C (C_type). Ce schéma de calcul (schéma de Newmark) a été programmé sous Visual Basic spécialement pour le viaduc de Caronte. L'action sismique est représentée par des accélérogrammes artificiels correspondant aux caractéristiques de la zone (accélération, type de sol...) et calés sur le spectre réglementaire PS92. Ces

calculs ont par ailleurs été croisés avec une analyse spectrale équivalente établie sur la base du modèle PCP à partir d'une modélisation des amortisseurs par caractéristiques linéaires équivalentes conformément à la méthode simplifiée décrite dans l'EC8-2.

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 ».

Dans un premier temps, un prédimensionnement a 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 a permis d'optimiser la taille des amortisseurs pour respecter les jeux disponibles au niveau des culées et entre les tabliers acier et béton.

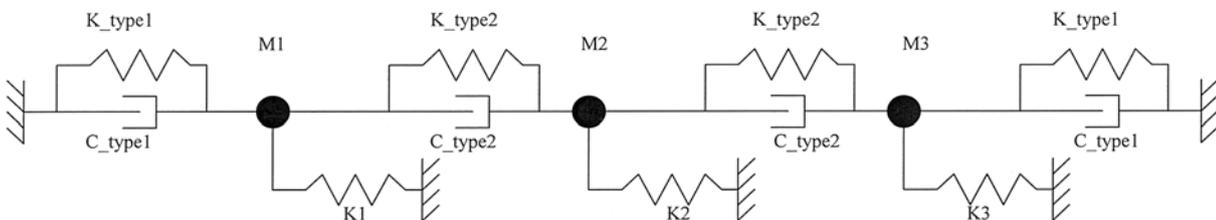


Figure 10 : modèle du tablier à masses-ressorts-amortisseurs – Source : (Sétra)

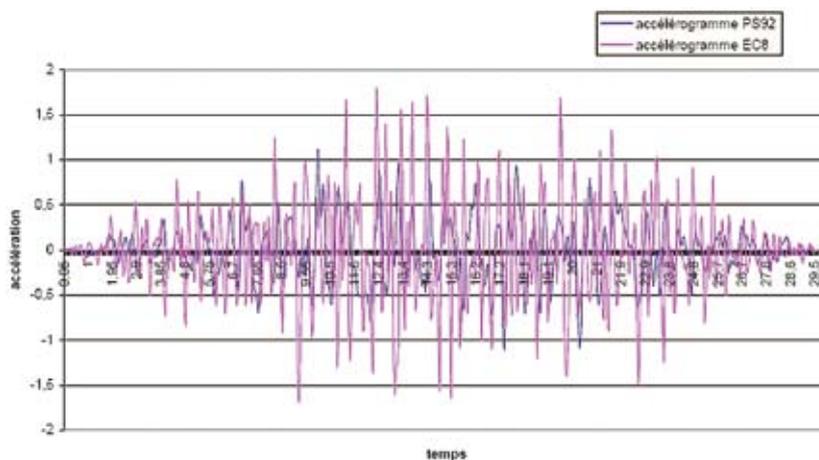


Figure 11 : accélérogrammes utilisés pour le calcul – Source : Sétra

Les courbes figures 12 et 13 donnent un exemple de la réponse en terme de déplacement des tabliers, dans la configuration avec le tablier métallique libre et des amortisseurs entre les culées et les tabliers en béton.

Le tableau 1 synthétise les résultats obtenus, après optimisation des dimensions des amortisseurs. Compte tenu de la modélisation de l'ouvrage, les résultats du tableau sont donnés pour les deux viaducs en béton coté nord et les deux viaducs coté sud en fonction des caractéristiques des amortisseurs. Les

résultats sont ensuite analysés viaduc par viaduc, les viaducs parallèles ayant des culées propres.

La solution avec un blocage entre les tabliers béton et métallique et un amortissement aux extrémités (noté « bloqué au centre » dans le tableau) 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 pour les deux culées, soit 13,5 MN par culée).



Figure 12 : déplacement des tabliers en fonction du temps – Source : Sètra

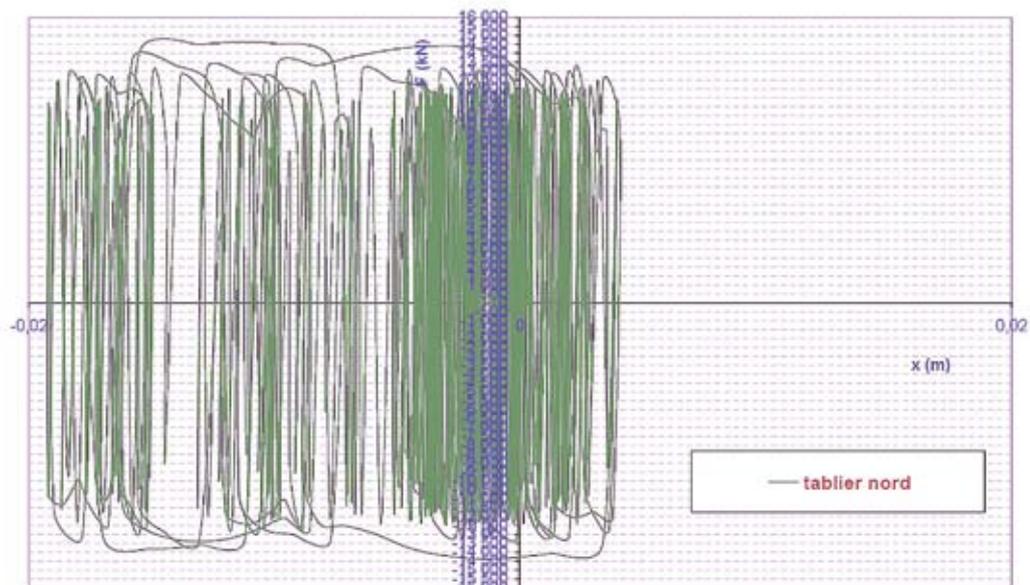


Figure 13 : cycles de comportement des amortisseurs en fonction du temps – Source : Sètra

La solution avec des amortisseurs aux extrémités ainsi qu'entre les viaducs béton et métal (noté « amorti au centre, amorti aux extrémités ») n'est pas optimale car elle tend vers la solution « libre au centre et amorti 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 (noté « libre au centre, amorti aux extrémités ») permet de réduire considérablement les déplacements des tabliers béton. 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 bécquilles. 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 (15 MN pour les deux culées, soit 7,5 MN par culée).

L'ensemble des études montre que la configuration avec le tablier métallique libre et des amortisseurs au niveau des culées est la plus intéressante en termes de déplacements, d'efforts, mais aussi en termes 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 bécquilles est assurée, ainsi que la stabilité des culées. Elles le sont également sous séisme transversal dans la configuration telle que proposée dans l'APROA initial, du fait d'une répartition relativement homogène et optimisée des efforts sismiques entre les différents appuis de l'ouvrage (culées, piles et piles-culées).

	Situation d'origine			Renforcement		
	Néoprènes verticaux connecteurs dynamiques	Libre sur culées	Bloqués sur culées	Bloqué au centre, amorti aux extrémités	Amorti au centre, amorti aux extrémités	Libre au centre, amorti aux extrémités
α^*	-	-	-	0,15	0,15	0,15
C* _{culée} (MN/(m/s))	-	-	-	38	> 18	22
C* _{tablier} (MN/(m/s))	-	-	-	Infini	< 3	0
Déplacement du tablier béton (cm)	10	30	0	2	2	2
Déplacement du tablier métal (cm)	10	30	0	2	15,3	15,6
Effort dans les amortisseurs des culées (MN)	-	-	-	27	14	15
Effort dans amortisseur tablier (MN)	-	-	-	-	2,7	0
Effort dans le système béton (MN)	Efforts de choc	Efforts de choc	-	1,8	1	0,5
Effort dans le système métal (MN)	Efforts de choc	Efforts de choc	-		7,4	7,3
Effort dans la culée (MN)	30	Efforts de choc	100	27	14	15

* α et C : constantes caractérisant les amortisseurs

Tableau 1 : efforts sismiques longitudinaux

Conception parasismique retenue

Conception selon la direction longitudinale

Vis-à-vis du séisme longitudinal, il est donc proposé de mettre en place des amortisseurs entre les nervures des tabliers en béton et les culées et de laisser libre le tablier métallique (figure 14 : amortisseurs et bloc d'ancrage sur la culée). Les amortisseurs fonctionnant sur un débattement relativement faible de 2 à 3 cm alors que leur capacité de déplacement est beaucoup plus grande, des butées de sécurité longitudinales sont envisagées au niveau des culées, en « deuxième ligne de sécurité » en cas de dépassement du séisme de calcul, pour protéger les zone d'about fragiles et l'ancrage des câbles de précontrainte (blocs rouge sur la figure 14).

Au niveau des culées, les liaisons béton/béton seront remplacées par des appareils d'appui en néoprène. Un dispositif de blocage pour recréer le point fixe des

dilatations thermiques devra donc être envisagé, mais ce dispositif devra laisser libre les déplacements sous séisme (amortisseurs à ressort précontraint ou système équivalent). Les appareils d'appui verticaux seront déposés et une réduction de l'épaisseur de cachetage est envisagée pour garantir le jeu nécessaire aux débattements des amortisseurs (évalué à 2 à 3 cm).

Conception selon la direction transversale

Conformément aux propositions issues de l'APROA initial et pour pallier au risque d'échappement d'appui du tablier, des butées de sécurité (permettant la distorsion des appareils d'appui en néoprène) sont prévues sur piles courantes (figure 15). Sur culées et piles-culées, les butées de blocage (faible distorsion des appareils d'appui) sont réalisées par les blocs d'ancrage de la précontrainte additionnelle (voir coupe transversale de la figure 14).

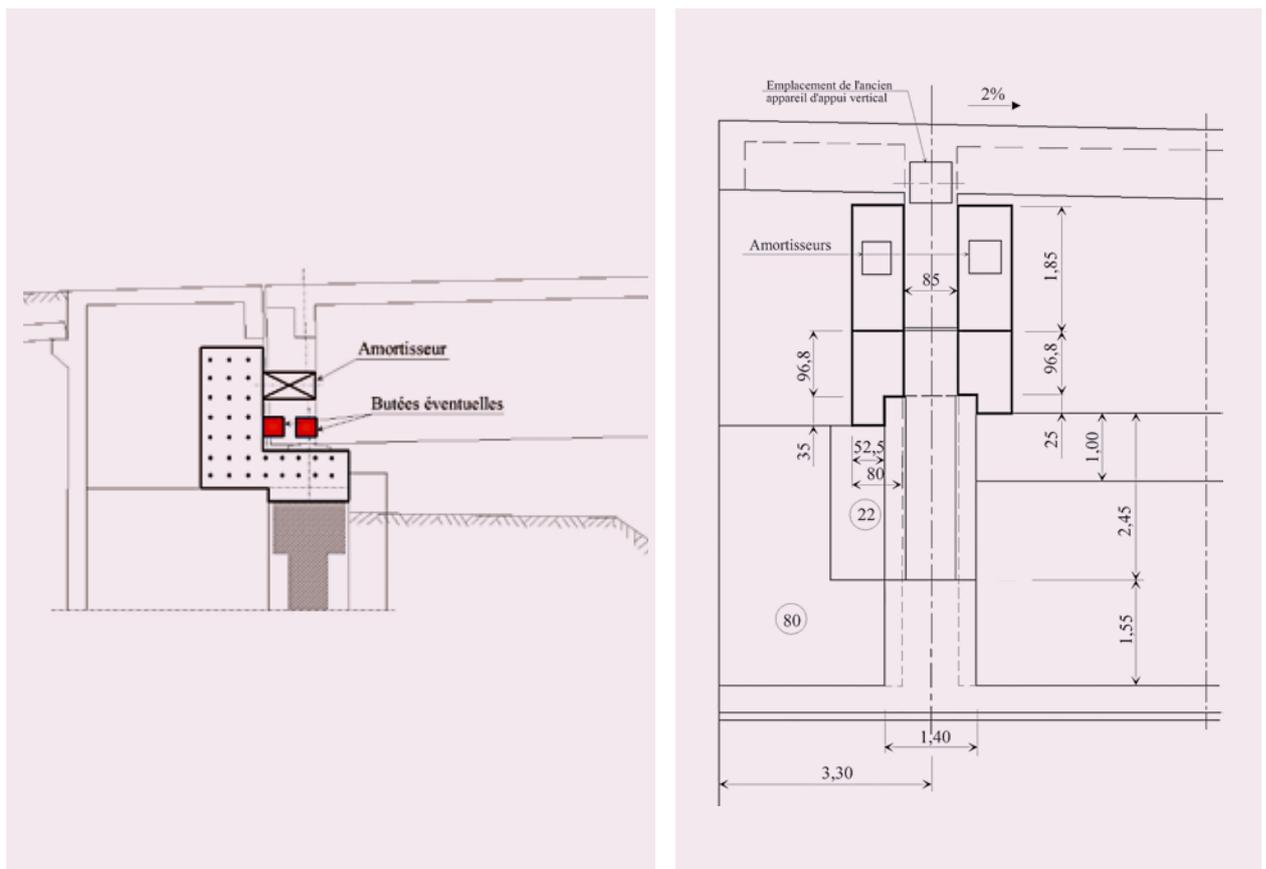


Figure 14 : coupe longitudinale et transversale sur culées des dispositifs amortisseurs vis-à-vis du séisme longitudinal – Source : Sétra

Liquéfaction des sols

Le contexte géotechnique de l'ouvrage peut être synthétisé en la présence d'un substratum marneux du Bégudien recouvert, à proximité de la passe de Caronte, par une couche d'épaisseur variable (12 m en moyenne) d'argile grise vaseuse, avec quelques lits plus sableux, dont l'étude du risque de liquéfaction s'avère nécessaire étant donné leur lithologie, l'âge des dépôts (Quaternaire), la sismicité du site et la faible profondeur de la nappe. Des remblais sont également présent en surface sur une épaisseur variable (3 m en moyenne).

L'impact principal redouté sur l'ouvrage d'une éventuelle liquéfaction de ces sols, concerne le phénomène d'écoulement latéral (« lateral spreading »), consistant à l'entraînement au-dessus des sols liquéfiée d'une croûte superficielle plus raide (remblai ici) en appui contre les pieux.

Une étude spécifique concernant ce risque a été conduite en 2007 par le LRPC d'Aix-en-Provence, en s'appuyant sur les données alors disponibles provenant :

- d'une première campagne de reconnaissance pour l'ouvrage réalisée en 1967 comprenant des sondages carottés et quelques essais de pénétration SPT (Standard Penetration Test),
- d'une deuxième campagne de reconnaissance réalisée en 2006, qui comprenait deux sondages carottés et deux sondages pressiométriques avec essais d'identification en laboratoire sur certains échantillons prélevés.

Les résultats d'essais d'identification comparés aux critères granulométriques de la norme NF P 06-013 permettent de considérer qualitativement les sols rencontrés, majoritairement argileux, comme non suspect ou exempt du risque de liquéfaction, à l'exception de quelques couches sableuses d'épaisseur décimétrique.

Une campagne d'investigations complémentaires, comprenant des sondages carottés supplémentaires pour prélèvement d'échantillons intacts (Carottier à Piston Stationnaire) en vue d'essais triaxiaux cycliques, et sondages au piézocône, a donc été lancée en 2009 afin de caractériser de manière quantitative l'éventuel risque de liquéfaction.

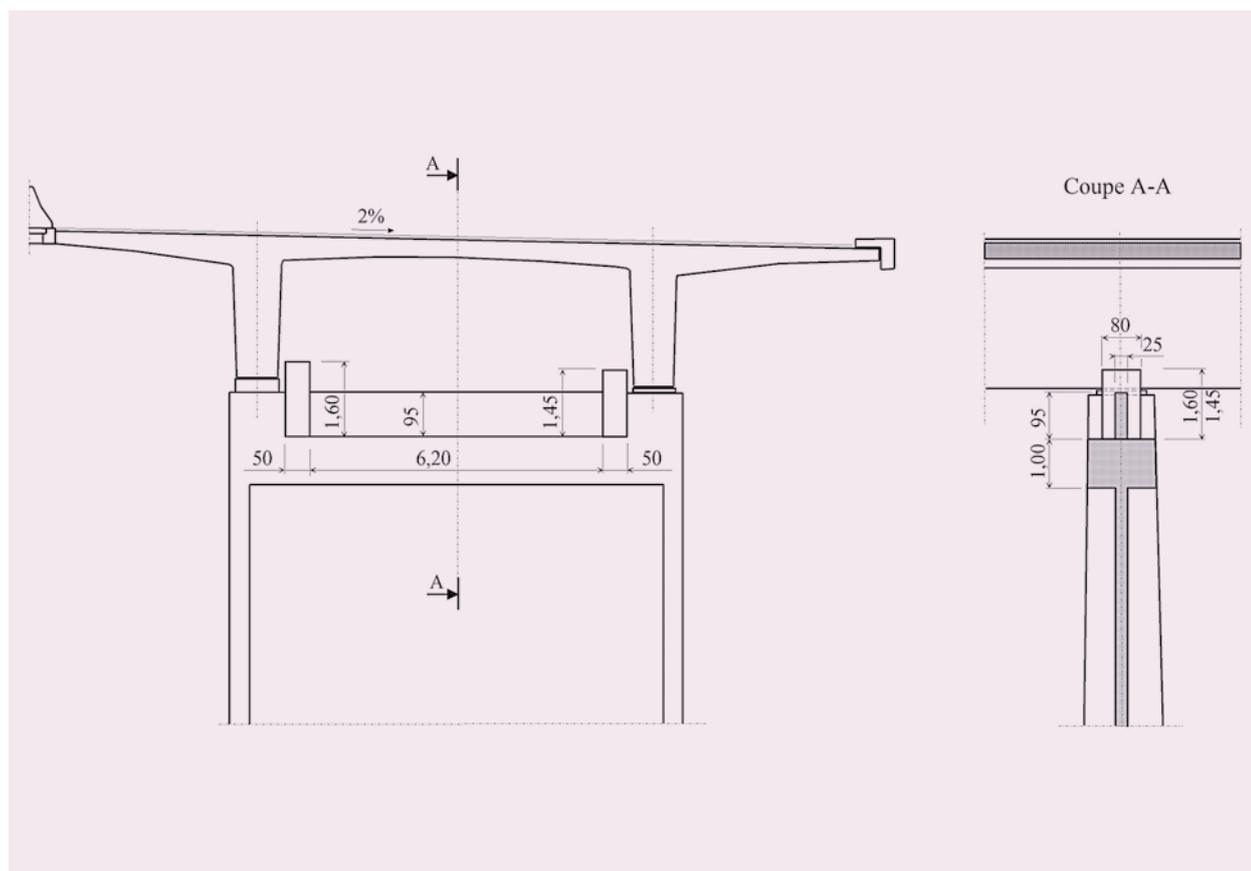


Figure 15 : coupe transversale et longitudinale sur piles vis-à-vis du séisme transversal – Source : Sétra

Influence du nouveau zonage sismique français

La nouvelle carte du zonage sismique a été publiée en 2005 par le ministère de l'Écologie. Elle redessine totalement le découpage sismique de la France, et introduit de nouvelles zones sismiques. Hormis dans les zones nouvellement sismiques, les niveaux d'accélération au rocher ont baissé par rapport à l'ancienne réglementation.

Des spectres de calcul sont fournis dans l'Eurocode 8-1. Néanmoins ces spectres sont modifiés par l'Annexe Nationale qui fixe les valeurs des paramètres de sol, de catégories d'importance et d'accélération à prendre en compte en renvoyant aux décisions de l'Administration française, et donc au nouveau zonage sismique. Un décret fixant ces paramètres devrait paraître prochainement.

Il semble donc pertinent de compléter l'analyse en regardant les effets du nouveau zonage. On voit sur la comparaison des spectres et des accélérogrammes, que l'Eurocode 8 et le nouveau zonage sont plus défavorables aux basses périodes. Cela provient essentiellement du coefficient de sol de 1,8 qui pondère toute la gamme du spectre et qui s'avère très défavorable pour les sols de mauvaise qualité. Par contre, le spectre de l'Eurocode est beaucoup plus favorable pour les hautes périodes.

Dans le cadre du viaduc de Caronte, la prise en compte du nouveau zonage conduit à augmenter la taille des amortisseurs au niveau des culées (1,5 fois). Par contre, les déplacements du tablier métallique sont réduits à 7 cm environ (contre 14 cm aux PS92).

En conservant les amortisseurs issus du dimensionnement avec les PS92, l'ouvrage supporte environ 72 % de l'accélération réglementaire issue du nouveau zonage et du calcul basé sur les nouveaux spectres établis dans le cadre de l'Eurocode.

Conclusion

Les études ont donc permis de converger vers une solution de renforcement parasismique satisfaisante, largement influencée par l'APROA initial et optimisée dans la direction de séisme longitudinal. Cette étude a par ailleurs été l'occasion de tester sur un exemple réel différentes méthodes d'analyse compatibles avec une conception parasismique basée sur l'emploi de dispositifs amortisseurs ainsi que la méthodologie en cours de rédaction par le Sétra pour le guide à paraître prochainement « Diagnostic et le renforcement sismiques des ponts existants ». Notons néanmoins que le dimensionnement des amortisseurs est fortement influencé par la caractérisation du sol qui a conduit à retenir le coefficient de sol le plus élevé. Des nouveaux sondages sont donc prévus pour préciser les caractéristiques de sol ainsi que pour évaluer plus précisément le risque de liquéfaction et définir le cas échéant le traitement de sol à envisager. Ces investigations devraient permettre d'être moins sécuritaires sur les hypothèses de sol et ainsi réduire la taille des amortisseurs ■

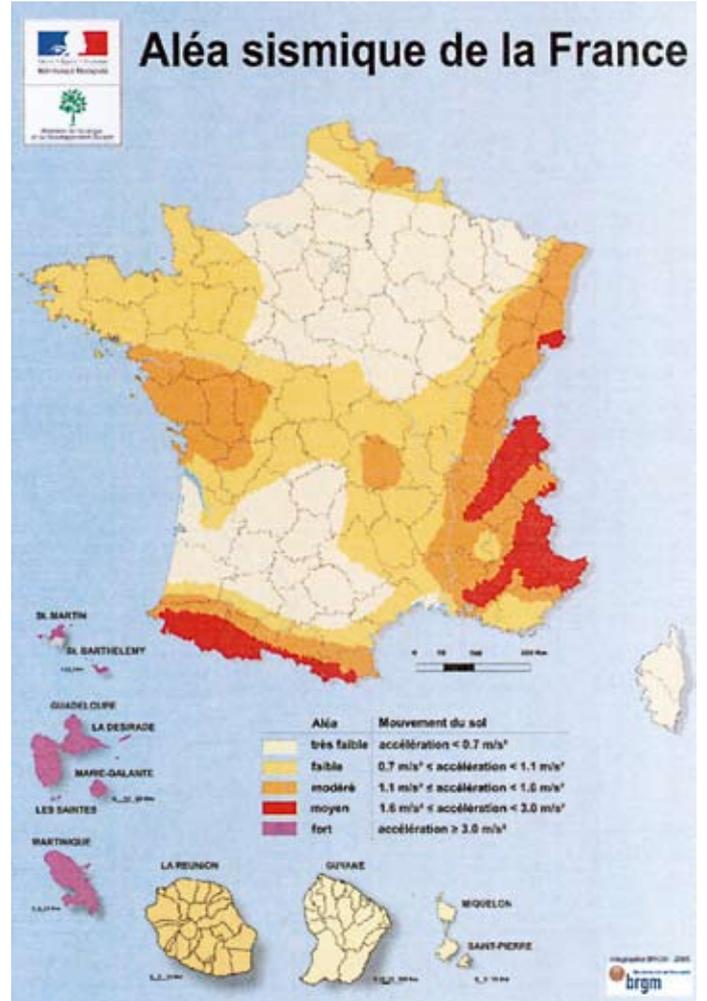
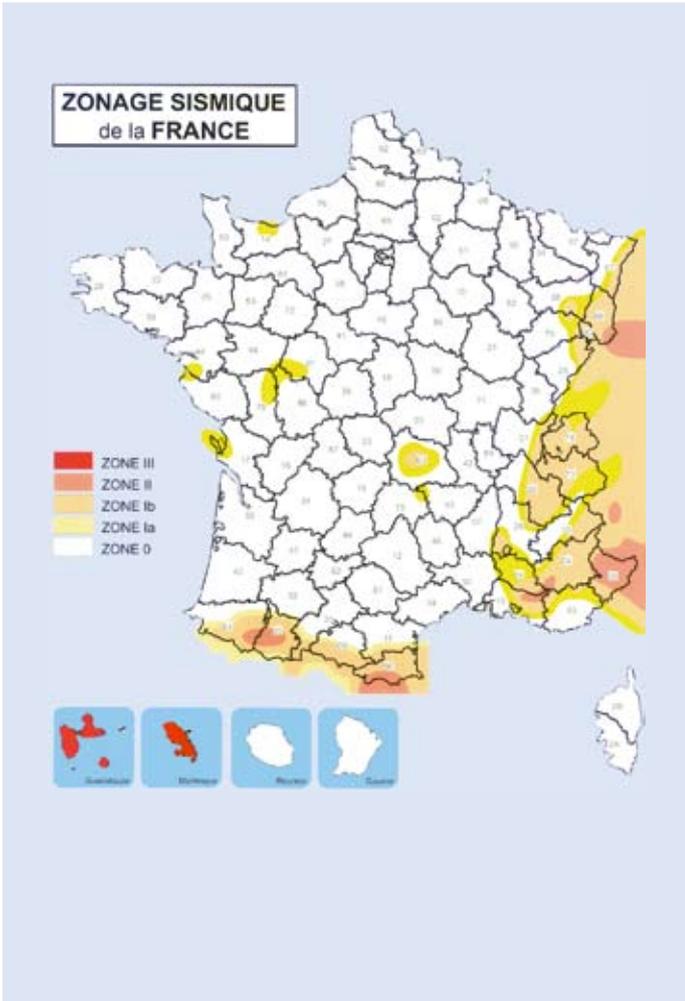


Figure16 : carte de zonage sismique (à gauche le zonage actuel, à droite, le futur zonage) – Source : Sétra

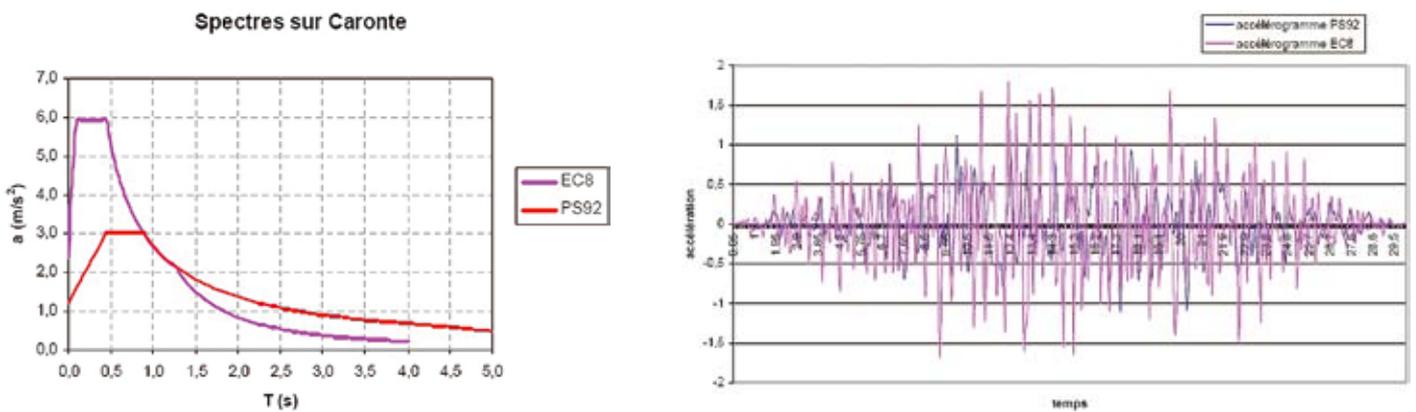


Figure17 : comparaison des spectres et accélérogrammes des PS92 et ancien zonage et EC8 et nouveau zonage – Source : Sétra