



Le pont de Rion-Antirion est un grand projet d'infrastructure dans le domaine des transports routiers avec une importance régionale, nationale et européenne. Il fait partie des réseaux transeuropéens.

C'est une grande réalisation scientifique et technique au niveau européen, car les difficultés rencontrées pour sa construction, résultant des spécificités morphologiques et sismiques de la région, ont été surmontées avec des méthodes technologiques de pointe. L'ouvrage a une grande importance non seulement en raison de la complexité de sa construction, mais aussi de par sa fonction, car il relie deux grandes régions de la Grèce, le Péloponnèse et la Grèce occidentale, contribuant ainsi à leur développement économique et culturel.

La procédure qui a mené à la construction du projet a commencé en 1991, avec un appel d'offres portant sur la concep-



■ **GIORGOS SOUFLIAS**

**Ministre
de l'Environnement,
de l'Aménagement
du territoire
et des Travaux
publics**

tion, la construction, le financement et l'exploitation de l'ouvrage. Son achèvement est prévu pour le deuxième semestre 2004.

C'est un des premiers projets réalisés en Grèce avec un financement par capitaux privés. Son achèvement coïncide avec le lancement par le nouveau gouvernement d'un programme ambitieux pour la construction d'un réseau autoroutier dans toute la Grèce, mais aussi de projets urbains à Athènes et Thessalonique avec financement privé. Le gouvernement grec estime que la participation de groupements composés des plus grandes entreprises grecques et européennes contribuera à la réussite de ce programme d'investissements.

Il y a plus de 100 ans, le Premier ministre grec de l'époque, Charilaos Trikoupis, dont le pont portera le nom, a rêvé de la construction de cet ouvrage. Aujourd'hui, tous les Grecs s'aperçoivent avec satisfaction que cette vision devient réalité.

Avant-propos



On ne peut guère imaginer conditions plus défavorables pour implanter un pont que celles existant au débouché du golfe de Corinthe dans la mer Ionienne, près du lieu où se déroula la bataille navale de Lépante. Ce bras de mer, large de 2,5 km, reste marqué par son histoire géologique : eaux profondes (65 m), sols sous-marins de qualité médiocre sans horizon rocheux, séismes violents d'une magnitude voisine de 7, mouvements tectoniques écartant régulièrement les deux rives.

Comment fonder en ce lieu un ouvrage résistant aux séismes ? La solution choisie peut sembler surprenante : point de pieux, mais des caissons de très gros diamètre (90 m) reposant sur le fond marin, avec un renforcement des sols par un procédé nouveau, les "inclusions" métalliques. La structure au-dessus de ces fondations est tout aussi innovante : un pont multahaubané formé de trois travées centrales de 560 m, avec un tablier continu de 2 250 m sans joint intermédiaire, entièrement suspendu au sommet des pylônes pour être parfaitement isolé durant les séismes. Cette immense balancelle doit bien sûr être fixe pendant la vie normale de l'ouvrage : ceci est assuré par des fusibles et des amortisseurs de dimensions exceptionnelles.

Ajoutons à cela, aux deux extrémités du pont, des joints de chaussées d'un débattement encore jamais réalisé.

Le pont de Rion-Antirion est un ouvrage hors du commun. Il associe pour la première fois les techniques de l'offshore et celles des grandes travées haubanées. Son budget est à la hauteur de l'enjeu : il représente l'équivalent des ponts de Normandie et de Millau réunis. Le montage de la concession, la première en Grèce, nécessita de longues tractations avec l'Etat grec et les banques.

Si la naissance du projet fut difficile, sa croissance par la suite se révéla heureuse : aucun événement majeur, technique ou financier, n'est venu la troubler. Les travaux sous-marins, en particulier, constituaient la partie la plus risquée de la construction : comment, en effet, battre 500 inclusions avec la précision requise par 65 m de fond, comment placer un lit de gravier par-dessus avec un nivellement inférieur à 10 cm ? Ces travaux nécessitent la création de méthodes et d'engins spécifiques, dont l'efficacité se révéla conforme aux attentes.

L'expérience gagnée sur les projets précédents fut déterminante. Au cours de la décennie passée, VINCI entreprit la réalisation de trois autres ouvrages majeurs, également dans le cadre de concessions : le deuxième pont de la Severn en Grande Bretagne, le pont de la Confédération au Canada et le deuxième pont du Tage au Portugal. Le site de chacun de ces ouvrages présente des caractéristiques bien particulières qui déterminent aussi bien sa conception que ses méthodes de construction. Mais à partir de ces particularismes se dégage un savoir-faire qui permet d'aborder un ouvrage nouveau avec plus d'assurance. Il est clair que, sans cette expérience acquise, VINCI ne se serait pas lancé dans l'aventure du pont de Rion.

La deuxième clé du succès fut le facteur temps. Un ouvrage aussi complexe ne peut naître dans l'urgence.

Sa conception et sa construction, l'une et l'autre intimement liées, nécessitent des explorations multiples, des analyses détaillées, des retours en arrière, tant la solution optimale est fugace. Tout cela demande du temps. Nous en avons disposé : la longueur des négociations finales avec les banques commerciales, durant toute l'année 1997, a permis de remettre le projet à plat et de préparer avec soin les méthodes de construction. Cette avance ainsi gagnée sur le rythme des travaux sera conservée tout au long du chantier, créant ainsi une sérénité assez inhabituelle pour un projet de cette taille.

La construction du pont de Rion-Antirion s'achève dans quelques mois : il sera mis en service en août prochain pour les Jeux Olympiques d'Athènes, avec plus de 4 mois d'avance sur le délai contractuel. Pour les équipes de la concession et de la construction, en charge du projet depuis sa naissance, restera alors le sentiment profond d'avoir vécu une grande aventure technique et humaine.



Jean-Paul Teyssandier

Vinci Concessions
P.-D.G. DE GEFYRA SA
Société concessionnaire du pont
de Rion-Antirion



Gilles de Maublanc

Vinci Construction Grands Projets
DIRECTEUR DE PROJET
IV de construction du pont
de Rion-Antirion



Genèse du projet

Le pont de Rion-Antirion, situé dans la partie ouest de la Grèce, est un ouvrage exceptionnel à plus d'un titre : par son environnement physique d'abord, par ses caractéristiques techniques et par son montage financier. L'article décrit les raisons de ce projet, les procédures ayant abouti à la conclusion du contrat, et présente les grands traits des dispositions contractuelles et financières.

Photo 1
Vue du site
View of the site



Il y a un million d'années le Péloponnèse était totalement soudé au continent. Il se mit alors à dériver vers le Sud, créant une fosse dans laquelle la mer s'engouffra, donnant ainsi naissance au golfe de Corinthe qui sépare désormais le Péloponnèse du continent. Ce mouvement de dérive se poursuit encore de nos jours, de quelques millimètres par an.

Malgré la difficulté du site, l'idée de relier les deux rives, distantes d'environ 2,5 km à l'endroit le plus étroit du golfe près de Patras (photo 1) ne date pas d'aujourd'hui. La réalisation d'un pont fut évoquée pour la première fois à la fin du XIX^e siècle par un célèbre premier ministre grec, Charilaos Trikoupis, grand bâtisseur devant l'Éternel, qui réalisa un vaste réseau de voies ferrées et fit percer le canal de Corinthe. Bien sûr, à l'époque il était question d'un pont ferroviaire et non d'un pont routier. Les techniques nécessaires à la réalisation d'un tel ouvrage n'étaient point encore disponibles et il faudra attendre plus d'un siècle pour voir s'élever des piles dans les eaux profondes du golfe de Corinthe.

■ POURQUOI UN PONT ?

L'intérêt d'un tel ouvrage est d'abord régional : la Grèce continentale est en effet coupée du nord au sud par une chaîne montagneuse qui rend les liaisons est-ouest fort malaisées. Dès lors pour aller d'Athènes vers le nord-ouest la voie la plus naturelle consiste à emprunter la route Athènes-Patras

puis à traverser le détroit de Rion. C'est-à-dire que le pont assure d'abord une mission de désenclavement de toute la région nord-ouest du pays (figure 1). Mais sa mission s'étend également aux relations internationales.

Avant la guerre en ex-Yougoslavie la quasi-totalité du trafic entre la Grèce et l'Europe occidentale transitait par ce pays. Il emprunte désormais la voie maritime entre la Grèce et l'Italie au travers des ports grecs de la côte ouest. La route littorale sur laquelle se situe l'ouvrage a donc récemment acquis une importance particulière pour les relations internationales de la Grèce avec ses partenaires européens. Tout ceci explique que le pont de Rion ait été inclus dans les quatorze projets prioritaires européens arrêtés au sommet d'Essen en 1994. La liaison, à l'emplacement du pont, est actuellement assurée par des bacs qui peinent à offrir un niveau de service décent face à un trafic de plus en plus important (photo 2). Le temps moyen de traversée, y compris les temps d'attente, de chargement et de déchargement, est de l'ordre de 45 minutes avec des pointes pouvant atteindre plusieurs heures les week-ends d'été, alors que la largeur du bras de mer à traverser est d'à peine de 3 km. Par ailleurs la liaison peut subir des interruptions en hiver du fait des conditions météorologiques.

Le trafic empruntant les bacs est en constante augmentation (5 % par an au cours des vingt dernières années), pour atteindre actuellement près de 10000 véhicules par jour en moyenne annuelle, avec de



fortes disparités saisonnières. Le pourcentage élevé de poids lourds (15 %) montre bien l'intérêt économique de la liaison.

Il ressort des enquêtes origines-destinations réalisées que l'essentiel des usagers empruntant les bacs effectue un trajet moyenne ou longue distance. Ceci est compréhensible : le trafic courte distance est découragé par les temps de traversée et les tarifs relativement élevés des bacs : 7,5 € pour les voitures particulières de 15 à 30 € pour les camions suivant leur tonnage.

Il est clair que l'établissement d'un lien fixe entraînera une augmentation sensible du trafic, surtout courte distance pour peu qu'une politique tarifaire appropriée (système d'abonnements) soit mise en place. Ainsi le trafic prévu pour 2005 lors de la première année d'exploitation s'élève à 11 000 véhicules par jour en moyenne annuelle, sur la base d'hypothèses prudentes en matière de trafic induit.

■ UNE HISTOIRE À REBONDISSEMENTS

Les premières réflexions sur les possibilités d'un franchissement datent de la fin des années 1970. Un colloque international tenu à Patras en 1977 essaya de dresser un panorama des solutions possibles. Des noms célèbres figuraient dans la liste des conférenciers : F. Leonhardt, J. Coubon, T.-Y. Lin. Ce fut une sorte de concours Lépine de la traversée, avec de multiples concepts présentés, dont certains quelque peu fantaisistes : pont suspendu, pont à haubans, pont flottant, tunnel foré, tunnel immergé, tunnel flottant, remblais partiel ou total avec ou sans écluse, combinaison des solutions précédentes... Rien de très concret, car il manquait alors l'essentiel : une bonne connaissance des conditions géotechniques et sismiques du site.

Le premier contact de Vinci (à l'époque GTM) avec le projet date de fin 1986 : lors d'une visite exploratoire auprès du ministre des Travaux Publics de l'époque, celui-ci mentionne plusieurs grands projets alors à l'étude – périphérique d'Athènes, nouvel aéroport, qui seront d'ailleurs réalisés – puis nous fait part de sa perplexité concernant la liaison de Rion : quelle solution choisir ? Nous réalisons alors en interne une étude comparative sommaire qui conclut à l'intérêt de la solution pont multahaubané et nous en informons le ministre.

Probablement confortée par cette opinion, l'administration grecque lança au cours de l'été 1987 une campagne de sondages en mer suivie d'un ap-

pel d'offres en conception-construction. Le projet apparut alors dans toute sa complexité : le site présente en effet une combinaison exceptionnelle de conditions défavorables provenant de son histoire géologique :

- ◆ grande profondeur d'eau (60 à 65 m) sur la quasi-totalité de la traversée ;
- ◆ des sols alluvionnaires de qualité médiocre, provenant du remplissage de la fosse par des produits d'érosion, sans aucun horizon rocheux accessible ;
- ◆ des séismes de magnitude élevée, de l'ordre de 7, caractérisés dans les documents d'appel d'offres par un spectre de réponse présentant de très fortes accélérations (jusqu'à 1,2 g) ;
- ◆ des mouvements tectoniques tendant à écarter

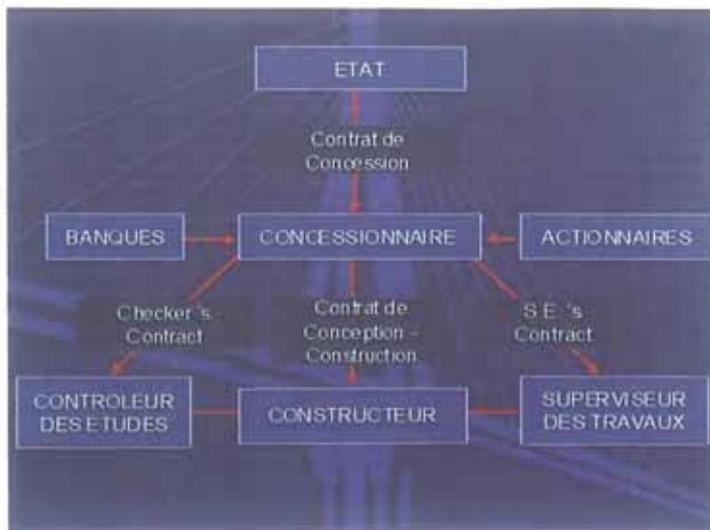


Figure 1
Carte de Grèce
Map of Greece



Photo 2
Vue des bacs
View of the
ferry-boats

Figure 2
Schéma
de la concession
Concession
scheme



DEPENSES	
Coût de construction	630 Millions euros
Frais du concessionnaire	65
Frais financiers	77
Total	772 Millions euros
RESSOURCES	
Capital	69 Millions euros
Subvention publique	335
Prêt BEI	362
Produits financiers	6
Total	772 Millions euros

Tableau I
Plan de financement

les deux rives avec une ampleur possible de 2 m horizontalement et verticalement.

Trois offres furent remises en avril 1988 : un immense pont à haubans de 1 100 m de portée centrale par un groupement allemand, un pont suspendu de 1 300 m de portée centrale par un groupement grec, et un pont multahaubané avec trois portées centrales de 560 m par VINCI, cette dernière offre étant la moins disante. Mais le projet n'était pas encore arrivé à maturité : les reconnaissances géotechniques insuffisantes avaient conduit les trois concurrents à émettre dans leurs offres des réserves pouvant avoir de lourdes conséquences financières. Par ailleurs l'administration grecque semblait bien désemparée pour porter un jugement sur un projet aussi complexe...

La procédure fut annulée et un nouvel appel d'offres, en concession cette fois, fut lancé en 1991. L'administration grecque cette fois fit réaliser une campagne de reconnaissances géotechniques détaillée qui se révéla fort utile pour la conclusion positive de la procédure. Dans une concession, il est en effet essentiel que les coûts techniques soient parfaitement maîtrisés. Une bonne connaissance des sols est une condition indispensable à l'établissement d'une offre sérieuse.

Deux offres seulement furent déposées en décembre 1993. L'extrême complexité du projet ainsi que l'incertitude sur les conditions de la concession avaient découragé plus d'un candidat... Le projet déposé par VINCI avait une certaine similitude avec celui de 1988 : il s'agissait encore d'un pont multahaubané avec trois portées centrales de 560 m, avec des fondations de très gros diamètre (90 m) posées sur le fond de la mer. Mais s'y ajoutait un renforcement des sols sur 25 à 30 m de profondeur, nécessité par un durcissement des dispositions contractuelles. Il était envisagé de réaliser ce renforcement par un procédé nouveau, les "inclusions" métalliques.

L'autre offre, déposée par un groupement gréco-

hollandais, fut rapidement éliminée. Ne restait plus en lice que notre offre. Position peu confortable, tant le risque était grand de voir la procédure annulée pour que soit relancé un nouvel appel à la concurrence. Notre offre au cours de l'année 1994 passa au travers de multiples comités juridiques, techniques, financiers qui l'examinèrent sous tous les angles, pour conclure finalement qu'elle était acceptable.

Comença alors un long processus de négociations pour mettre au point le contrat de concession. Ce projet était en effet la première concession privée d'infrastructures en Grèce. Il est toujours délicat de faire accepter à une administration n'ayant pas d'expérience en matière de concession les dispositions nécessaires au montage financier, qui reviennent de fait à la déposséder d'une grande partie de ses prérogatives pour le contrôle du projet. Le contrat de concession fut finalement signé en janvier 1996.

Mais le chemin à parcourir était encore long : il fallait convaincre la BEI (Banque Européenne d'Investissement) d'accorder un prêt important à la société concessionnaire. Or la BEI avait une image négative du projet : trop risqué, peu rentable. Toute l'année 1996 fut consacrée à la convaincre du contraire. Restait enfin à boucler le financement avec un groupement de banques commerciales garantissant le prêt de la BEI. Les négociations furent là encore difficiles du fait d'un schéma inédit : alors qu'un contrat de concession classique se négocie entre trois parties (concédant, concessionnaire, banques), dans ce projet quatre entités se trouvaient autour de la table des négociations (les trois précédentes + la BEI). Les divergences les plus importantes apparurent entre la BEI et les banques commerciales sur la teneur des garanties que celles-ci devaient apporter. Le financement fut bouclé fin décembre 1997. Le nombre et l'épaisseur des documents signés à cette occasion (plus de 30 contrats financiers différents !) donne la mesure de la complexité du montage de la concession.

Cette année 1997 fut cruciale pour l'ouvrage, car la longueur des négociations financières fut mise à profit pour revoir le projet technique. Celui-ci n'avait pas bougé depuis la remise de l'offre de 1993. Or il contenait des dispositions peu satisfaisantes dont nous étions parfaitement conscients : on ne peut atteindre la solution optimale dans le cadre d'un simple avant-projet pour un ouvrage d'une telle complexité. Il fut alors décidé de confier la remise à plat du projet à une grosse équipe spécialement constituée à cet effet, associant étroitement des ingénieurs d'études et de méthodes. Le résultat fut à la hauteur des espérances : le schéma de fonctionnement des inclusions fut totalement revu, le principe du tablier continu entièrement suspendu fut adopté, ce qui simplifia considérablement la structure tout en assurant une meilleure sécurité aux séismes.

En janvier 1998, le projet pouvait démarrer sur des bases saines ! Sept ans étaient prévus pour sa construction :

- ◆ deux années dites "de préparation", consacrées aux études, aux expropriations et aux installations de chantier, en particulier à la construction de la grande cale sèche de 200 x 100 m, nécessaire à la préfabrication des fondations ;

- ◆ cinq années de construction de l'ouvrage proprement dit.

■ LA CONCESSION

La structure juridique de l'opération est classique (figure 2) :

- ◆ une société concessionnaire, Gefyra SA, est formée par les partenaires de l'opération (VINCI pour 53 %, six entreprises grecques pour les 47 % restants). Elle signe un contrat de concession avec l'Etat grec ;

- ◆ une JV de construction est formée par les mêmes partenaires avec les mêmes parts. Elle signe un contrat de conception-construction avec la société concessionnaire ;

- ◆ le concessionnaire confie la maîtrise d'œuvre à deux sociétés d'ingénierie :

- le contrôle des études est assuré par le Design Checker, qui est la société canadienne Buckland and Taylor,

- la supervision des travaux est assurée par le Supervisor qui est la société britannique Faber Maunsell.

Il est à noter que le contrat de conception-construction entre le concessionnaire et le constructeur est basé sur un prix forfaitaire incluant tous les aléas techniques, y compris la nature des sols. Un tel contrat peut sembler léonin. C'est malheureusement une condition nécessaire pour le montage du financement. Une règle stricte de partage des risques entre les banques et les entreprises s'est en effet établie dans les concessions. Les premières refusent désormais de prendre le moindre risque sur le coût final de l'ouvrage, reportant entièrement sur les secondes – et sur le concédant par exemple en cas de force majeure – l'ensemble des aléas de conception et de construction. Inutile de souligner la gravité des risques ainsi assumés par les entreprises et les conséquences d'une telle situation sur la sélection des affaires et l'étude des offres. Le coût du pont est tel, eu égard aux recettes prévues, qu'il ne peut être financé sans une aide publique significative. Cette dernière traduit bien le rôle d'aménagement du territoire qui est dévolu à l'ouvrage et le montant de cette aide publique a été déterminé à partir des emprunts qui pouvaient être gagés sur les recettes escomptées. L'estimation de ces recettes a été moins délicate que dans bien d'autres projets de concession. Le trafic empruntant les bacs constitue en effet une base



Photo 3
Pont presque terminé
(avril 2004)

*The bridge almost
completed (April 2004)*

sérieuse pour estimer la demande de transport. Une fois l'ouvrage mis en service il n'existera aucun itinéraire concurrent susceptible de faire peser un risque sur le niveau de recettes.

Le plan de financement s'établit comme suit (cf. tableau I).

Il est à noter que le seul organisme prêteur est la BEI, fait exceptionnel pour une concession. En effet jusqu'à une date encore très récente, la durée des prêts commerciaux sur la Grèce n'excédait pas dix ans, ce qui est largement insuffisant pour le financement d'un projet d'infrastructure. Le seul organisme financier capable d'accorder des prêts à très long terme sur la Grèce est la BEI. Par contre celle-ci n'acceptant pas de risques liés aux projets, il a fallu mettre en place une garantie fournie par un groupe de banques commerciales mené par Bank of America et Bank of Tokyo Mitsubishi. C'est cette garantie qui a fait l'objet des longues tractations mentionnées plus haut.

Le concessionnaire a toute latitude pour fixer les péages dans les limites d'un tarif maximal qui se situe entre 30 et 40 % au-dessus des tarifs actuellement pratiqués par les bacs.

La durée de la concession est de 42 ans. Le contrat de concession prévoit toutefois une fin anticipée de la concession, au cas où le rendement du capital atteindrait un certain plafond. Une telle clause (ou une clause basée sur un plafond de recettes) devient de plus en plus fréquente dans des concessions portant sur un ouvrage à caractère monopolistique.

■ EN GUISE DE CONCLUSION

La construction du pont de Rion-Antirion s'achève (photo 3) : il sera mis en service en août prochain pour les Jeux Olympiques d'Athènes, avec plus de 4 mois d'avance sur le délai contractuel.

► Si sa naissance jusqu'au bouclage du financement fin 1997 fut difficile, sa croissance par la suite se révéla heureuse : aucun événement majeur, technique ou financier, n'est venu la troubler. L'ensemble des partenaires, Etat grec, entreprises, banques, ont parfaitement respecté leurs engagements. L'évolution du trafic sur les bacs permet de penser que les recettes seront au rendez-vous. Il existe des concessions heureuses...

ABSTRACT

Origins of the project

J.-P. Teyssandier

The Rion-Antirion bridge, in the western part of Greece, is an exceptional structure in more than one way : through its physical environment firstly, and also through its technical characteristics and financial engineering. The article describes the reasons for this project and the procedures leading up to contract signature, and outlines the main features of the contractual and financial arrangements.

RESUMEN ESPAÑOL

Génesis del proyecto

J.-P. Teyssandier

El puente de Rion-Antirion, ubicado en la parte oeste de Grecia, constituye una obra de ingeniería que se destaca por diversos motivos : debido a su propio entorno, físico en primer lugar, por sus características técnicas y, asimismo, por sus mecanismos financieros que han permitido su ejecución. Se describen en el presente artículo los motivos a que obedece semejante proyecto, los procedimientos que han tenido por meta la conclusión del contrato y presenta, asimismo, los grandes rasgos de las disposiciones contractuales y financieras.

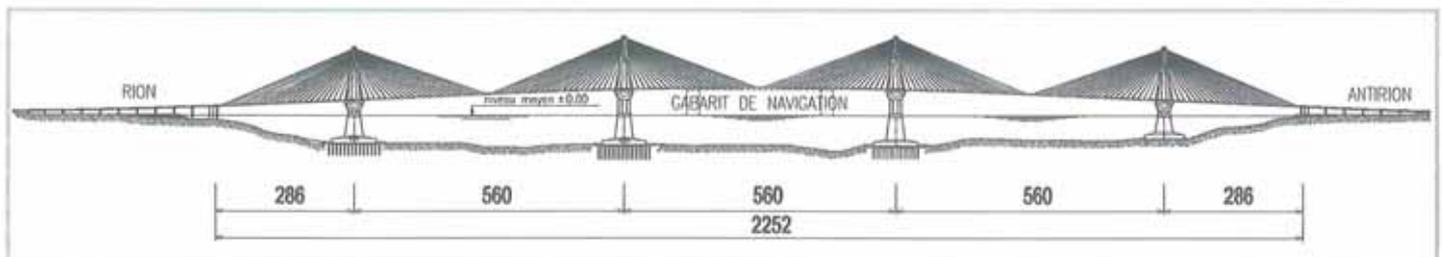
Conception et études d'exécution



Photo 1
 L'ouvrage
 quand il sera achevé
 The structure
 in its future state
 of completion

L'objet de cet article est de présenter la structure du pont principal multahaubané et ses spécificités de conception. Les analyses statiques et dynamiques de la structure globale, en grands déplacements, avec prise en compte au plus juste du comportement des matériaux et des liaisons (lois linéaires, non linéaires et éventuellement non réversibles) ont permis d'optimiser la structure au mieux des actions spécifiques du site (choc de bateaux, mouvement tectonique de plaques, action dynamique sismique). Ainsi, les piles, nécessairement rigides pour le multahaubanage et le choc de bateaux, acquièrent par glissement maîtrisé sur leur fondation, la souplesse d'ensemble requise au séisme. De même, le tablier, poutre continue d'une culée à l'autre, entièrement suspendue aux haubans sans aucune pilette intermédiaire (conception mise au point par le bureau d'études de l'entreprise sur des projets antérieurs) présente ainsi une souplesse bien adaptée aux actions tectoniques et sismiques.

Figure 1
 Élévation générale de l'ouvrage
 General elevation view of the structure



LES CARACTÉRISTIQUES FONCTIONNELLES PRINCIPALES DE L'OUVRAGE (photo 1)

Le franchissement comporte un viaduc d'accès sur chacune des berges et l'ouvrage principal au centre. Sa longueur totale est de 2883 m. L'ouvrage principal est un pont multahaubané à quatre fléaux de 560 m chacun, de longueur totale 2252 m (figure 1).

Le tablier porte dans chaque sens deux voies de circulation avec bande d'arrêt d'urgence, trottoir et piste cyclable (figure 2).

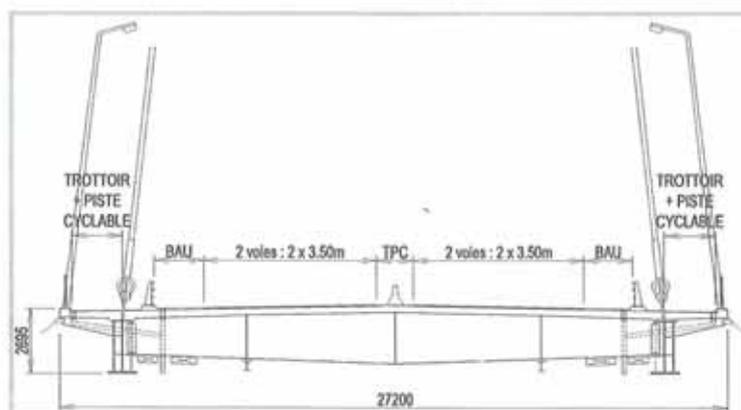


Figure 2
 Coupe transversale
 du tablier -
 Equipements
 Cross section
 of the deck -
 Equipment

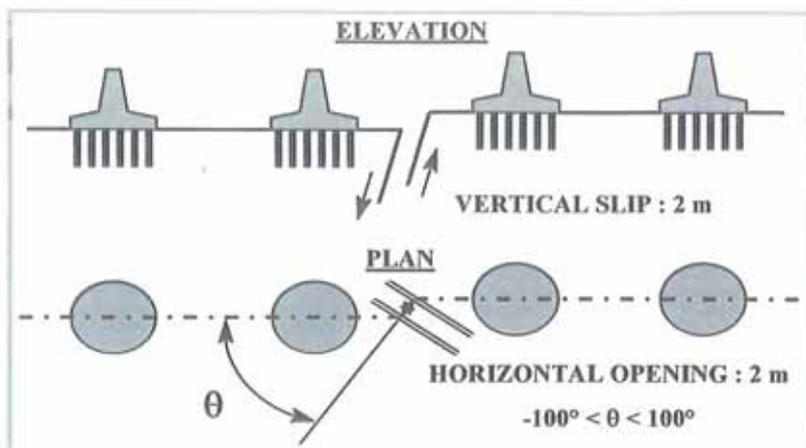


Figure 3
L'action tectonique des plaques
Tectonic plate motions

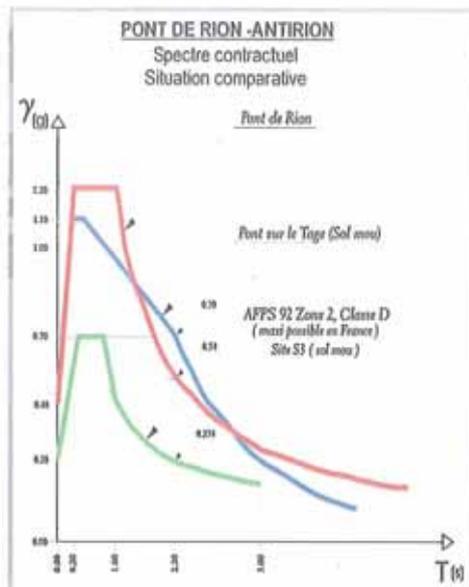


Figure 4
L'action sismique. Spectre de pseudo-accélérations
Seismic action. Pseudo-acceleration spectrum

L'OUVRAGE PRINCIPAL, LES CONTRAINTES DE SITE

Le sol

Les quatre piles principales reposent dans le golfe de Corinthe par des fonds de 65 m maximum. Les différentes campagnes de sondages montrent un profil géotechnique hétérogène, alternant sable, silt et argile, sans détection d'un quelconque profil rocheux jusqu'au niveau - 100 m sous le fond marin.

Sous action dynamique sismique, certaines couches présentent des risques de liquéfaction, notamment dans la zone de la culée Antirion. En outre, la culée Rion est située dans une zone sensible à des grands glissements de talus.

La navigation

Chacune des quatre piles principales doit pouvoir résister, à l'état limite accidentel aux chocs de bateaux suivants :

- ◆ pétrolier de 180000 t de port en lourd, naviguant à vide à 16 nœuds ;
- ◆ vraquier de 85000 t de port en lourd, naviguant à pleine charge à 16 nœuds ;

Pour information, les équivalents statiques pris en compte, en ce qui concerne le pétrolier de 180000 t sont les suivants :

- ◆ pour l'étude globale : 28000 t ;
- ◆ pour l'étude locale : 56000 t.

Le vent

La vitesse de référence prise en compte suivant les British Standards est de 32 m/s. Elle correspond au niveau du tablier à une vitesse moyenne, sur 10 minutes, de 50 m/s.

Les études aérodynamiques font l'objet d'une présentation indépendante.

La faille tectonique active

Une faille tectonique active se développe le long du golfe de Corinthe donnant lieu à des séismes récurrents. Cela se traduit, pour l'ouvrage, par la prise en compte de deux actions spécifiques de site particulièrement agressives :

- ◆ action statique tectonique correspondant au mouvement tectonique de plaques ;
- ◆ action dynamique sismique.

L'action tectonique

L'ouvrage principal doit pouvoir subir sans dommage :

- ◆ un déplacement imposé d'un ou plusieurs appuis successifs par rapport aux autres de 2 m dans toutes les directions, horizontale ou verticale, accompagné d'une rotation imposée de 1/500 de radian d'une pile quelconque, autour d'un axe horizontal quelconque de son plan de fondation (figure 3).

L'action sismique

L'ouvrage doit pouvoir subir, sans dommage grave remettant en cause la circulation des véhicules, un séisme de période de retour 2000 ans. Le spectre contractuel correspond à un séisme de magnitude 7 environ sur l'échelle de Richter pour un foyer situé à environ 10 km du site (figure 4).

L'OUVRAGE PRINCIPAL, LES POINTS FORTS DE LA CONCEPTION

Les fondations

Le risque d'instabilité au séisme du sol de fondation a nécessité des études spécifiques du sol. Ces études ont permis de concevoir un renforcement de la fondation de trois des quatre piles principales par inclusions rigides (tubes métalliques de 2 m

LES ÉTUDES D'EXÉCUTION

Elles ont été menées par une cellule études, la "Rion Design JV", organisée comme suit :

- Jean-Marc Tourtois¹, Design Manager, responsable de la Rion Design JV
 - Patrick Gernigon¹, Design Manager adjoint, responsable Qualité
 - Eric Taillardat¹, responsable de l'équipe informatique assisté de Gilles Barras²
 - Eric Joly¹ et Mounir Benkacem¹, calculs globaux de la structure, phasage, réglage de la géométrie
 - Gilles Hertenberger² et Gérard Dalga¹ successivement responsables de l'équipe béton
 - Christian Perrault¹ en charge de l'équipe métal et haubans, assisté de Jean Mac Farlane² et Serge Huret¹
- Contrôle des études : Buckland & Taylor (Canada)

Ces études ont été suivies sur le chantier par Panayotis Papanikolas directeur technique de la JV Construction

1. Direction conception et études de structures - Vinci Construction Grands Projets
2. Société Ingerop - Paris Courbevoie

de diamètre, 25 à 30 m de longueur) battus au fond de la mer, avant échouage des piles. Ces études font l'objet d'une présentation spécifique d'Alain Pecker.

La structure

Les méthodes de calculs mises en œuvre, présentées plus loin, ont permis d'optimiser la structure au mieux des actions spécifiques auxquelles elle est soumise (action statique tectonique et action dynamique sismique) en tenant compte précisément de sa ductilité et en y ménageant des "degrés de liberté", internes ou externes, amortis ou non, aux emplacements névralgiques où :

- ♦ ils minimisent l'hyperstaticité de la structure sous les déplacements imposés de l'action statique tectonique ;

- ♦ ils dissipent efficacement de l'énergie, sous action dynamique sismique.

Ainsi les points forts de la conception de la structure sont :

- ♦ des piles-pylônes massives rigides, en béton armé, continues sur toute leur hauteur, bien adaptées à cette structure multahaubanée et aux chocs de bateaux ;

- ♦ un renforcement du sol de fondation par inclusions rigides métalliques, sur lequel les piles sont simplement posées, autorisant le glissement maîtrisé de la pile sur sa fondation ; cette disposition donne à la pile massive la souplesse requise en cours de séisme ;

- ♦ un tablier entièrement suspendu, continu d'une culée à l'autre, sans pilettes en travées de rive ; cette disposition donne au tablier la souplesse nécessaire vis-à-vis des déplacements tectoniques et de l'action dynamique sismique.

Les piles et pylônes principaux

Chacun des quatre appuis principaux comporte une partie basse "pile", de la fondation à la sous-face du tablier, et une partie haute "pylône" (figure 5).

Les quatre piles principales sont réalisées en béton armé, localement précontraint.

Le sol de fondation de chaque pile est renforcé par battage d'inclusions rigides puis surmonté d'un ballast mis en place et réglé sous l'eau. La partie basse de la pile (partie immergée après échouage) est préfabriquée et amenée en flottaison puis échouée sur le ballast. La pile est terminée sur place.

La granulométrie du ballast mis en place est telle que l'angle de frottement dans l'eau béton-ballast est maîtrisé dans une fourchette donnée. Le glissement horizontal autorisé de la pile sur son ballast est ainsi contrôlé.

Ce glissement, en faisant travailler la totalité du poids propre de la structure, dissipe une énergie considérable en cas de séisme majeur. Le fusible ainsi constitué au niveau de la fondation per-

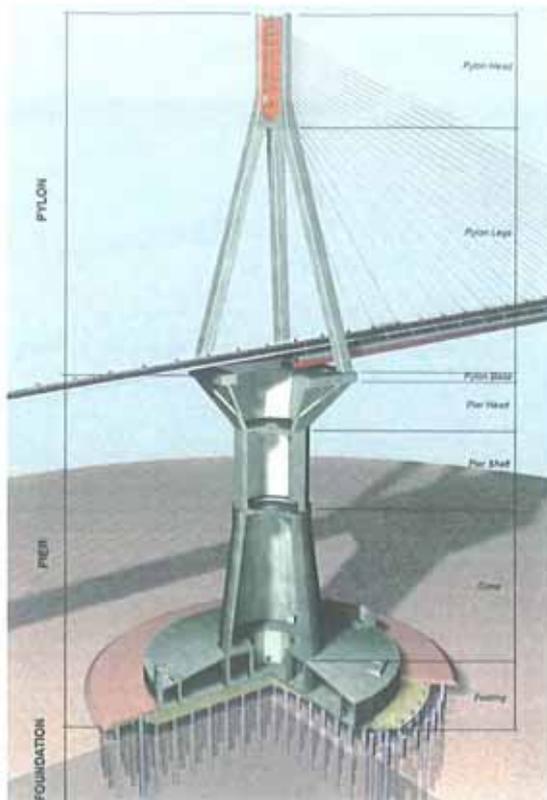


Figure 5
Piles et pylônes principaux
Main piers and towers



Figure 6
Tête de pylône
Tower head

met de concevoir au séisme, des piles très rigides, présentant une continuité béton armé totale jusqu'à la tête de pylône.

Chaque pile comporte une embase de 90 m de diamètre, et en partie haute un cadre carré en béton précontraint (21 câbles 37T15 centrés), de 40 m de côté extérieur dont la section droite est un rectangle de 6 m de largeur et de 3,5 m de hauteur. Chaque pylône est constitué de quatre jambes, tubes béton armé de section carrée de 4 m de côté extérieur, qui convergent en leur sommet sur la tête de pylône (figure 5).

La tête de pylône est une console verticale de 31 m de hauteur de section mixte, composée d'un noyau central métallique connecté de part et d'autre à deux poutres en béton armé de section en C. L'ensemble est précontraint verticalement (16 x 37T15 extérieurs) (figure 6).

Les culées ou piles de transition

Ce sont des palées métalliques biarticulées qui autorisent le mouvement longitudinal du tablier et qui bloquent son déplacement transversal en fonctionnement courant. Sous séisme majeur, des dispositifs fusibles, en tête de palée, cassent pour autoriser le déplacement transversal du tablier amorti sur deux amortisseurs hydrauliques transversaux (figures 7 et 8).

Le tablier

La section transversale du tablier est une poutre mixte acier-béton armé. La dalle supérieure béton armé a une épaisseur moyenne de 0,275 m, une largeur de 27,2 m. Les deux poutres métalliques longitudinales ont une hauteur de 2,20 m ; leur distance entre axes est de 22,10 m. Elles comportent des pièces de pont tous les 4 m.



Figure 7
Culée ou pile de transition
Abutment or transition pier



Figure 8
Culée ou pile de transition
Abutment or transition pier

Figure 9
Les dispositifs de blocage
et d'amortissement
du tablier en tête de pile
*Deck blocking
and shock damping
devices
at the pier head*



Figure 10
Brélage des fléaux
en cours de construction
*Lashing of cantilever
deck sections
during construction*



Le tablier est équipé de déflecteurs latéraux qui améliorent sa stabilité aérodynamique.

Les conditions d'appui du tablier en phase définitive :

◆ **verticalement** : le tablier est une poutre continue sur toute sa longueur de 2252 m, entièrement suspendue aux nappes latérales de haubans (4 x 23 haubans par fléau, de section variant de 40T15 à 72T15), sans pilettes intermédiaires dans les travées de rive.

Cette poutre continue est simplement appuyée à chacune de ses extrémités sur la palée métallique biarticulée constituant culée, autorisant la translation horizontale longitudinale par un fonctionnement en bielle.

Toutes les rotations sont libres sauf la rotation de torsion des sections droites sur culées qui est bloquée par chacune des deux palées biarticulées ;

◆ **horizontalement, transversalement, sur chacune des quatre piles principales** : les translations horizontales transversales du tablier sont bloquées en tête de chaque pile par des bielles biarticulées fusibles qui cassent en cas de séisme majeur pour autoriser le mouvement transversal du tablier amorti sur chaque pile par quatre amortisseurs hydrauliques transversaux.

Equipements sur chaque pile principale :

- une bielle fusible calibrée à 10 MN,
- quatre amortisseurs hydrauliques ayant chacun

la loi de comportement $F = C \times v^\alpha$ avec $C = 3$ et $\alpha = 0,2$ [unités : F (MN), v (m/s)] (figure 9) ;

◆ **horizontalement, transversalement, sur chacune des deux culées ou piles de transition** : comme on l'a vu ci-dessus les translations horizontales transversales sont bloquées en tête de chaque palée biarticulée par un dispositif fusible qui casse en cas de séisme majeur pour autoriser le mouvement transversal du tablier amorti sur chaque culée par deux amortisseurs hydrauliques transversaux.

Equipements sur chaque culée :

- un fusible calibré à 3,4 MN,
- deux amortisseurs hydrauliques ayant chacun la loi de comportement $F = C \times v^\alpha$ avec $C = 3$ et $\alpha = 0,2$ [unités : F (MN), v (m/s)].

Les conditions d'appui du tablier en phase provisoire de construction (figures 10 et 11).

En cours de construction, chaque fléau avant clavage est attaché en tête de sa pile principale par des câbles provisoires horizontaux longitudinaux (16 câbles 37T15) et transversaux (quatre câbles 37T15 par jambe de pylône) qui le stabilisent pour toutes les actions provisoires appliquées, en particulier le vent et le séisme de construction.

Ces câbles provisoires participent également aux opérations de clavage des fléaux entre eux ou sur culées.

LES CALCULS ET LES MODÈLES GLOBAUX

Logiciels utilisés

Deux logiciels sont utilisés pour les calculs globaux :

- ◆ le logiciel GP-3D développé par le bureau d'études de VINCI Construction Grands Projets ;
- ◆ le logiciel Ansys complété de développements spécifiques.

Le logiciel GP-3D

Ce programme est un code de calcul à base d'éléments de poutre. Il permet des analyses de structure avec prise en compte :

- ◆ des grands déplacements ;
- ◆ du comportement en chaînette des haubans ;
- ◆ des comportements linéaires ou non linéaires des matériaux, en particulier des sections droites béton armé à l'ELS ou à l'ELU des éléments de poutres.

Il est utilisé pour :

- ◆ les calculs statiques en général ;
- ◆ les phases de construction avec les effets différés de retrait/fluage ;
- ◆ les analyses modales sur l'ouvrage fini ou en cours de construction ;
- ◆ les analyses au flambement Eulerien sur l'ouvrage fini ou en cours de construction et les analyses de stabilité de la structure avec prise en

compte du comportement non linéaire des sections béton armé fissurées.

Le logiciel Ansys

Ce programme général de calcul aux éléments finis et les développements spécifiques réalisés sont utilisés pour les analyses dynamiques transitoires, avec prise en compte du comportement linéaire ou non-linéaire, réversible ou non réversible des matériaux et des liaisons, dans une analyse en grands déplacements.

Le calcul est réalisé par intégration directe des équations du mouvement (principe de d'Alembert) par la méthode implicite de Newmark. L'excitation des supports se fait par un historique de déplacements ou d'accéléérations imposés.

Le modèle aux éléments finis, prise en compte des liaisons et des matériaux

Le modèle est un modèle spatial commun aux deux logiciels utilisés. Il comporte 4000 nœuds et 20000 degrés de liberté.

Modélisation de l'interaction sol-structure sous les piles principales

L'interaction sol-structure est modélisée à l'aide de relations entre les réactions d'appui et les degrés de liberté correspondants, à la base de chaque pile. Elles sont différentes selon la nature du chargement, statique ou dynamique.

Sous action dynamique, selon le degré de liberté considéré, le comportement du sol repose sur un modèle non linéaire hystérétique (écrouissage cinématique, indépendant du temps) fonction de la réaction d'appui verticale concomitante $V(t)$ ou un modèle à amortissement viscoélastique équivalent. Les différentes lois de réactions du sol sont ainsi :

- ◆ [réaction horizontale]/[déplacement horizontal] : lois non linéaires hystérétiques dépendant de $V(t)$, avec seuil de glissement de type $H(t) \leq V(t) \times \mu$;
- ◆ [moments de renversement]/[rotations d'axes horizontaux] : lois non linéaires hystérétiques dépendant de $V(t)$;

- ◆ [réaction verticale]/[déplacement vertical] : lois linéaires avec amortissement;

- ◆ [moment d'axe vertical]/[rotation d'axe vertical] : lois linéaires avec amortissement.

Jambes de pylône, lois de comportement des matériaux

Les jambes de pylône sont les éléments béton armé les plus sensibles de la structure.

Les calculs statiques sont effectués avec des éléments de poutre 3D à comportement élastique linéaire, sauf pour les combinaisons accidentelles les plus agressives. Pour celles-ci, les calculs d'ensemble sont effectués avec des lois de comportement élastiques non linéaires des matériaux béton

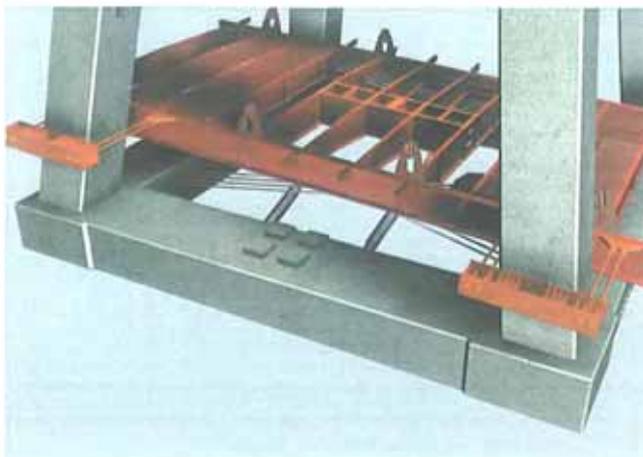


Figure 11
Brèlage des fléaux
en cours de construction
*Lashing of cantilever
deck sections
during construction*

et aciers passifs, intégrées à une analyse classique d'une section béton armé fissurée ELS ou ELU.

Pour les calculs dynamiques, seul le béton comprimé est pris en compte par une loi de comportement élastique non linéaire intégrant l'effet de confinement par les armatures passives transversales; les aciers passifs longitudinaux ont une loi de comportement non linéaire, hystérétique, avec écrouissage cinématique indépendant du temps.

Le tablier mixte, lois de comportement des matériaux

La modélisation du tablier rend compte au mieux de la section mixte (dalle béton armé connectée aux deux poutres métalliques longitudinales et pièces de pont transversales); elle intègre en particulier l'effet de gauchissement gêné de profil mince ouvert de l'ensemble de la section droite.

Les calculs statiques sont effectués à l'aide d'éléments de poutre béton et charpente acier, à comportement élastique linéaire.

Pour les calculs dynamiques :

- ◆ la loi de comportement du béton de la dalle est élastique non linéaire;
- ◆ la loi de comportement de l'acier passif est non linéaire hystérétique;
- ◆ la loi de comportement de l'acier de charpente est non linéaire élastique.

Les haubans

L'effet de chaînette et le comportement réel en grands déplacements des haubans sont pris en compte dans le modèle et les deux types d'analyse, statique ou dynamique transitoire.

Les conditions d'appuis du tablier sur piles principales et culées, amortisseurs hydrauliques.

Les conditions d'appui transversal du tablier sur piles principales et culées ont été vues précédemment.

Hors séisme majeur, le tablier est bloqué transversalement sur tous ses appuis. En conséquen-

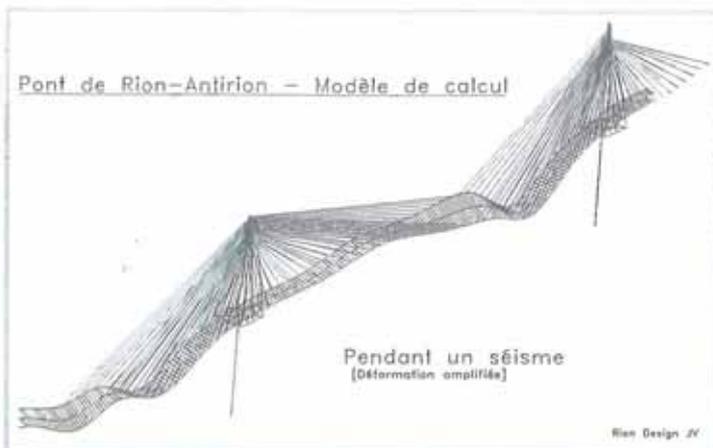


Figure 12
Le modèle aux éléments finis - Déformations amplifiées sous séisme
The finite element model - Strains amplified by earthquake



ce, les calculs statiques ne prennent en compte que ces systèmes de blocage transversal. Ces blocages transversaux sur appui sont fusibles et cassent sous séisme majeur afin que soient actifs les amortisseurs hydrauliques. Les calculs dynamiques prennent donc en compte les fusibles et leurs seuils de rupture ainsi que les lois de comportement des amortisseurs hydrauliques (non linéaires visqueux $F = C \times v^\alpha$).

Quelques résultats numériques

Le modèle global

Son allure sous déformation, extrait du modèle déformé sous séisme est présentée par la figure 12.

Mouvements longitudinaux des extrémités du tablier sous cas de charges élémentaires

- Sous effet de retrait/fluage : 0,30 m (ouverture des joints).
- Sous effet de température : $\pm 0,40$ m.
- Sous mouvement tectonique : 2,25 m (ouverture)/0,45 m (fermeture).
- Sous séisme majeur : $\pm 1,60$ m.

Flèche verticale du tablier à mi-travée sous les charges de trafic
+ 0,35 m / - 0,80 m.

Déformées du tablier sous la combinaison statique tectonique
Cf. figures 13 et 14.

Séisme majeur

Excitations des supports

Des historiques artificiels d'accélération scalaire (au nombre de 10 minimum), calés sur le spectre contractuel, sont générés à partir d'historiques d'accélération naturels.

Les trois composantes de chaque historique d'accélération vectorielle sont choisies parmi ces dix historiques d'accélération scalaire. La composante verticale est pondérée par 2/3.

Ces historiques d'accélération vectorielle constituent les excitations des supports. Ils sont introduits en phase. Plus précisément, à un instant donné, le même vecteur accélération est appliqué à tous les appuis. Cette option a été reconnue comme la plus défavorable et la mieux adaptée à l'environnement géologique. Les logiciels et le modèle permettent la prise en compte d'entraînement spécifique par appui ou de déphasages.

Un exemple d'historique artificiel d'accélération scalaire généré à partir du spectre contractuel est présenté sur la figure 15.

La combinaison de l'analyse dynamique comporte les actions élémentaires suivantes :

- ◆ les charges permanentes avec majoration éventuelle des superstructures ;

Figure 13
Déformation en plan du tablier sous action tectonique - Déplacement transversal imposé de 2,00 m de la culée
Plane deformation of the deck under tectonic action - Applied 2.00-m transverse displacement of the abutment

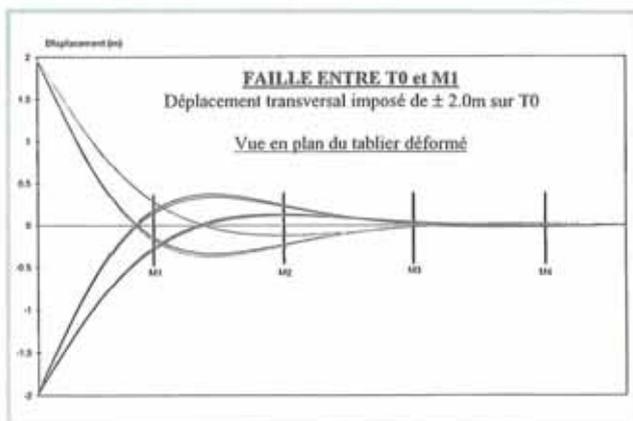


Figure 14
Déformation en élévation du tablier sous action tectonique - Déplacement vertical imposé de 2,00 m de la culée
Elevation deformation of the deck under tectonic action - Applied 2.00-m vertical displacement of the abutment

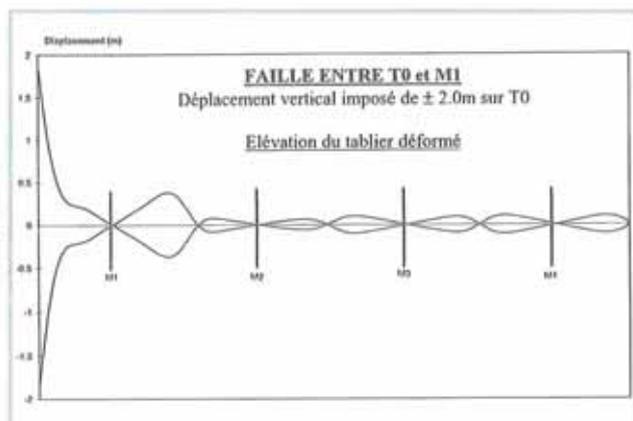
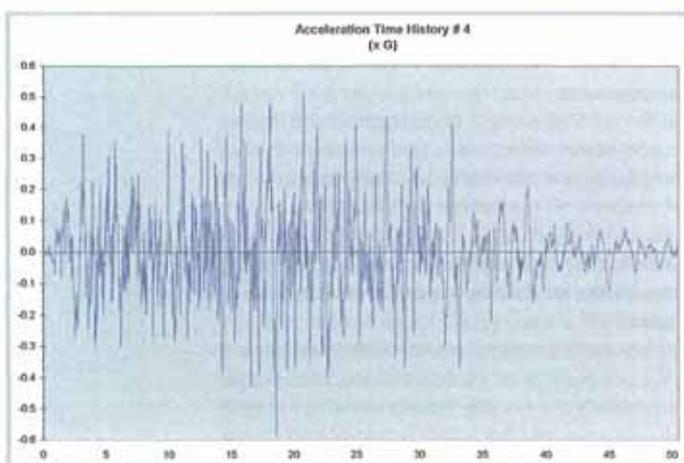


Figure 15
Exemple d'historique d'accélération scalaire calé sur le spectre contractuel
Example of scalar acceleration history calibrated on the contractual spectrum



SHIFTING OF FOOTING M3 DURING THE EARTHQUAKE

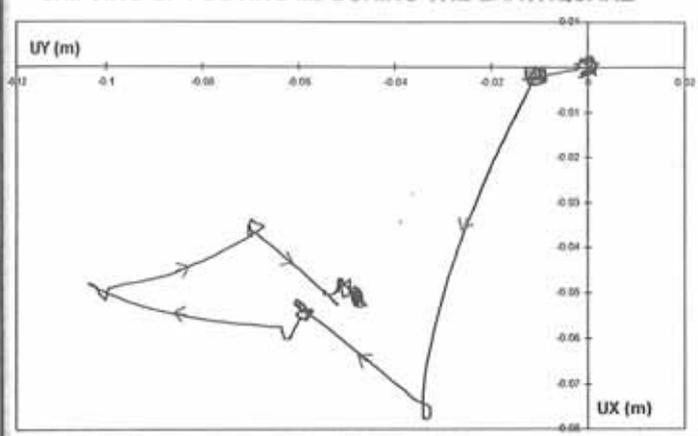


Figure 16
Exemple du trajet parcouru par une pile principale en cours de séisme

Example of the path travelled by a main pier during an earthquake

- ◆ les charges hydrodynamiques (masses d'eau additionnelles tenant compte des effets hydrodynamiques des piles en mouvement dans l'eau);
- ◆ 30 % des charges de trafic;
- ◆ 50 % du mouvement tectonique maximal;
- ◆ l'excitation dynamique sismique des supports définie ci-dessus.

Les effets enveloppes sont atteints, en particulier, sur cinq historiques d'accélération vectorielle d'entraînement reconnus pour leur agressivité.

Le déplacement relatif (glissement), en cours de séisme, des fondations par rapport au sol peut atteindre **0,30 m**.

Un exemple du trajet parcouru par une pile principale en cours de séisme, dans le plan horizontal d'appui est présenté sur la figure 16.

Comportement des amortisseurs hydrauliques en cours de séisme : après rupture des fusibles, les amplitudes de déformation des amortisseurs (de longueur initiale ~12 m) sont de **3,50 m** ($\pm 1,75$) sur les piles principales et de **5,20 m** ($\pm 2,60$) sur les culées.

L'effort d'amortissement atteint **12,5 MN** sur les piles principales et **6 MN** sur les culées.

Les jambes de pylônes sont les éléments les plus sollicités pendant un séisme :

- ◆ la déformation de compression du béton (B60) atteint **4,45 ‰** pour 4,5 ‰ admissibles;
- ◆ la déformation de traction des armatures (FeE500) atteint **12 ‰** pour 15 ‰ admissibles.

ABSTRACT

Design and construction drawings

J.-M. Tourtois

This article describes the structure of the multiple-cable-stayed main bridge and its specific design features. Static and dynamic analyses of the overall structure under major displacement forces, allowing very precisely for the behaviour of the materials and joints (linear, nonlinear and where applicable non-reversible laws), made it possible to optimise the structure to achieve optimum resistance to specific site actions (impact of ships, tectonic plate motions, dynamic seismic action). Thus, the piers, which must be rigid for multiple-cable staying and shipping impacts, acquire, through controlled slipping on their foundations, the overall flexibility required in earthquakes. The deck also, a continuous girder from one abutment to another, completely suspended from the stay cables without any small intermediate piers (a design developed by the company's engineering office on prior projects), accordingly has a flexibility well adapted to tectonic and seismic motions.

RESUMEN ESPAÑOL

Diseño y estudios de ejecución

J.-M. Tourtois

El objeto del presente artículo consiste en presentar la estructura del puente principal multatirantado y el carácter específico de su concepto. Los análisis estáticos y dinámicos de la estructura global, en grandes desplazamientos, y teniendo debidamente en cuenta con la mayor precisión el comportamiento de los materiales y de los enlaces (leyes lineales y, llegado el caso, no reversibles) han permitido optimizar del mejor modo la estructura acorde a las acciones específicas del emplazamiento (impactos de embarcaciones, desplazamientos tectónicos de placas, acción dinámica sísmica). Por todo ello, las pilas, obligatoriamente rígidas para el multatirantado y el impacto de las embarcaciones, adquieren por deslizamiento dominado sobre sus fundaciones, la flexibilidad de conjunto requerida por el seísmo. Del mismo modo, el tablero, constituido por una viga conti-

nua de un estribo a otro, totalmente suspendida por los contravientos, sin ninguna paleta intermedia (diseño de ejecución por parte de la oficina de estudios de la empresa que se deriva de estudios precedentes) presenta así una flexibilidad perfectamente adaptada a las acciones tectónica y sísmica.

Construction des embases

Les méthodes de construction utilisées pour les embases et les fûts coniques des piles sont proches de celles utilisées pour la réalisation de plates-formes offshore en béton. Dans un premier temps, l'embase de la pile est construite dans une cale sèche (Dry Dock) jusqu'à une hauteur suffisante pour assurer sa flottabilité. Elle est ensuite remorquée et ancrée dans un poste à flot (Wet Dock), zone protégée en mer où est construit le fût conique de 50 m de haut, avant d'être remorquée et échouée à sa position définitive. C'est alors que commence la troisième phase de construction (in situ) de la pile.

■ INTRODUCTION (figure 1)

Les appuis du pont de Rion-Antirion sont les plus gros jamais réalisés pour un pont. Ils sont constitués d'une embase circulaire de 90 m de diamètre et d'une hauteur variant de 9 à 13,5 m. La densité de ferrailage est de l'ordre de 300 kg/m³. Cette embase est formée d'un radier de 1,1 m d'épaisseur sur lequel reposent 32 voiles rayonnants, faisant office de raidisseurs autour d'un noyau central. Cet ensemble est couvert par une dalle radiale inclinée qui donne naissance à un fût tronconique.

La partie immergée restante est constituée d'un cône de 50 m de haut avec un diamètre extérieur

variant de 38 m à 27 m. Les embases des piles sont réalisées dans une cale sèche (Dry Dock) et sont ensuite transférées dans un poste à flot (Wet Dock) pour la construction des cônes.

Le Dry Dock, nécessaire à la première phase de construction des piles, est un ouvrage maritime très important compte tenu de la dimension des embases. Un tel Dry Dock qui n'existait ni en Grèce ni sur le pourtour méditerranéen a été conçu, mis au point et construit près du site dans un horizon géologique très hétérogène.

■ LES INSTALLATIONS DE CHANTIER (figure 2)

Les installations de chantier, situées essentiellement côté Antirion sur le continent, s'étendent sur environ 20 hectares. Elles sont constituées de deux zones distinctes.

La première, articulée autour du Dry Dock comprend notamment :

- ◆ les bureaux;
- ◆ les cantonnements;
- ◆ le Dry Dock;
- ◆ les ateliers;
- ◆ la centrale à béton de deux malaxeurs de 2 m³/h;
- ◆ le laboratoire béton;
- ◆ l'usine de fabrication foraine des aciers (comportant le stockage et les ateliers de coupe et de façonnage);
- ◆ la zone d'assemblage des cages d'armatures;
- ◆ la zone de préfabrication des prédalles;
- ◆ les quais de chargement et de déchargement.

La seconde, articulée autour du port d'embarquement pour les travaux in situ, comprend notamment :

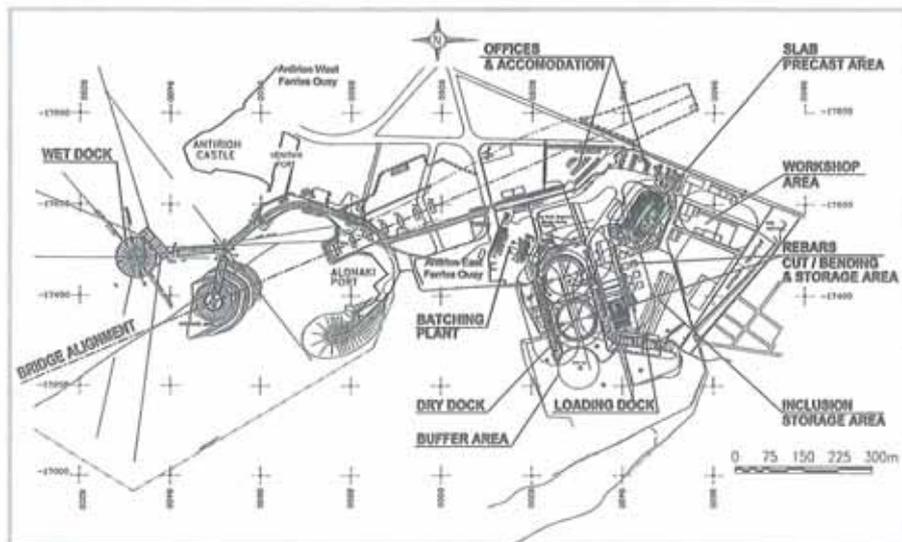
- ◆ la zone de réalisation du viaduc d'accès nord (côté Antirion);
- ◆ l'accès terrestre au Wet Dock;
- ◆ l'accès terrestre à la pile M4;
- ◆ le dispositif de mise en tension des chaînes d'amarrage des piles en flottaison au Wet Dock;
- ◆ la zone et les quais d'embarquement du personnel et du matériel pour tous les travaux en mer (Alonaki port);
- ◆ le dispositif de contrôle de toute la navigation maritime autour du chantier (port control).

Le béton est transporté directement depuis la centrale à béton vers le Dry Dock par pompage via 300 ml de canalisations de diamètre 125 mm. La mise en place du béton est effectuée par des mâts de bétonnage sur les différentes zones de coulage.

Figure 1
Schéma de principe
embase + cône
Schematic diagram
of base + cone



Figure 2
Plan des installations
de chantier
Drawing of site
Installations



des piles

LA CONSTRUCTION DU DRY DOCK (figure 3)

Le Dry Dock conçu et mis au point permet la construction en parallèle de deux embases. Avec ses 200 m de long, 100 m de large pour une profondeur de 12 m, ce Dry Dock est en grande partie gagné sur la mer.

Les dragages généraux du Dry Dock représentant 350 000 m³ de matériaux ont été réalisés à la benne preneuse et chargés dans des chalands pour être clapés dans le détroit dans des zones de grandes profondeurs.

Pour pallier les conditions de sol particulièrement défavorables et s'adapter à la géométrie du site, les bajoyers latéraux du Dry Dock sont constitués de gabions circulaires de 20 m de diamètre en palplanches plates, remblayés avec un bon matériau. Un dragage préalable jusqu'au terrain sain est effectué pour permettre une substitution par des remblais de bonne qualité avant le battage des gabions circulaires.

La partie arrière est formée d'un double rideau de palplanches PU. La construction des rideaux simples de palplanches est réalisée après remblaiement à partir d'une installation terrestre de battage.

Pour sa première mise à sec, le Dry Dock est fermé avec un batardeau semi-circulaire constitué de deux rideaux de palplanches ancrés en tête.

Une fois la mise à sec du Dry Dock, deux de chacune 90 m de diamètre sont terrassées, l'une au niveau - 8 m et l'autre au niveau - 12 m et sont recouvertes d'une structure drainante.

Après le battage de plus de 4 500 t de palplanches et l'aménagement des 20 ha de plates-formes représentant plus d'un an de travaux, les premières phases de construction des embases peuvent démarrer.

LA CONSTRUCTION DES EMBASES DANS LE DRY DOCK

Le fonctionnement du Dry Dock (photo 4)

Pour la réalisation de la première embase, le Dry Dock est fermé avec un batardeau provisoire de palplanches semi-circulaire. Ultérieurement, après le démontage du batardeau et le remorquage de la première embase, la fermeture du batardeau est

assurée par la seconde embase qui a été partiellement construite en même temps que la première embase. L'étanchéité est garantie par une poutre semi-circulaire équipée d'un joint oméga sur laquelle vient reposer l'embase et par un double rideau de palplanches qui assure la jonction entre l'embase et chacun des deux bajoyers. L'embase qui est ballastée est équipée d'une rehausse mé-

Jean-Louis Deslandes
DIRECTEUR CELLULE MÉTHODES
ET PRÉPARATION DE CHANTIER
Vinci Construction Grands Projets

Serge Cornu
INGÉNIEUR MÉTHODES
ET PRÉPARATION DE CHANTIER
Vinci Construction Grands Projets

Daniel Pachoud
INGÉNIEUR MÉTHODES
ET PRÉPARATION DE CHANTIER
Vinci Construction Grands Projets

Philippe Tavernier
Vinci Construction Grands Projets
DIRECTEUR DE TRAVAUX DRY DOCK
IV de construction

Figure 3
Coupe longitudinale sur le Dry Dock
Longitudinal section of the Dry Dock

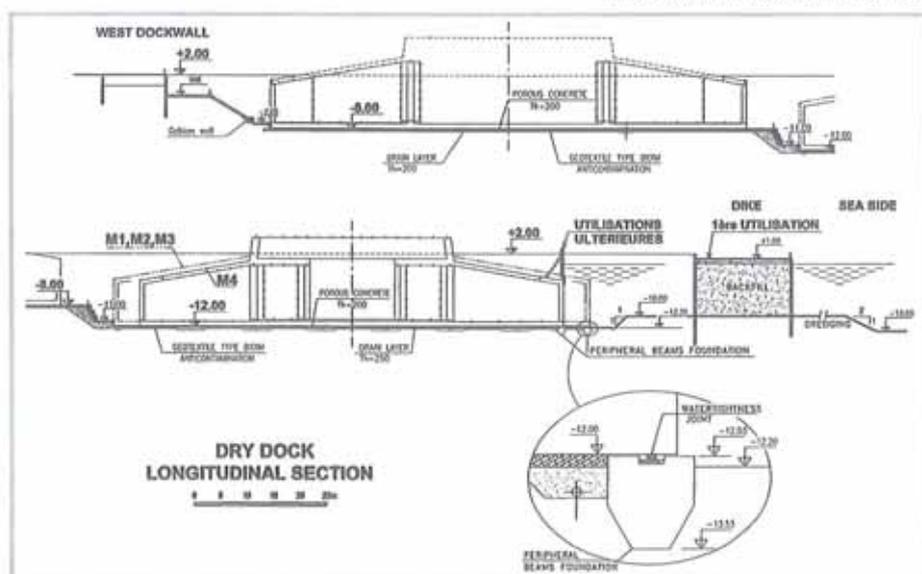


Photo 4
Dry Dock
avec les embases
M2 et M1
en construction

Dry Dock
with bases M2
and M1 undergoin
construction

Photo 5
Pose des prédalles
de l'embase M3
Laying of shuttering
floor slabs for base
M3



Photo 6
Dry Dock mis en eau
pour transfert des piles
Dry dock filled
with water for transfer
of piers



Le radier et les voiles

Le radier est coulé par plots d'environ 300 m². Chaque embase est équipée d'une grue à tour de 600 t.m, munie d'une flèche de 60 m, scellée au centre du radier. Ces grues suivent les embases et sont utilisées jusqu'à l'achèvement in situ de la base du pylône.

Une phase supplémentaire de chantier a permis de gagner près de deux mois de délai sur le chemin critique. Elle consiste à construire en temps masqué la rondelle centrale du radier, à y monter la grue puis, après la libération de la position - 8 m, à ripper cet ensemble d'environ 500 t pour permettre le démarrage immédiat du nouvel élément.

Les voiles sont coulés toute hauteur avec des banches TP spécialement étudiées pour couler des voiles de grande hauteur et pour reprendre la pression maximale du béton.

La dalle supérieure et l'amorce du cône (photo 5)

La dalle de couverture est constituée d'une partie préfabriquée constituée de prédalles de 25 cm d'épaisseur, reposant sur les voiles radiaux et d'une partie coulée en place.

Les trente-deux facettes de l'amorce du cône sont bétonnées dans le Dry Dock avec des coffrages standards.

La préparation et la sortie des embases du Dry Dock (photo 6)

Les embases sont équipées avant transfert de tous les dispositifs de ballastage et d'équilibrage ainsi que de l'ensemble des appareils de remorquage.

Une fois les deux embases prêtes, le Dry Dock est mis en eau. L'embase achevée est alors remorquée jusqu'au Wet Dock à l'aide de trois remorqueurs de 40/50 t de force au bollard, accompagnés d'un remorqueur plus puissant de 100-120 t pour le relevage et la connexion des chaînes d'amarrage du Wet Dock. L'autre embase est déplacée par des treuils à la verticale de sa position sur la plateforme à - 12 m puis ballastée en position. L'opération complète, remplissage, transfert, fermeture et vidange dure environ trois semaines.

Les dates clés

Key dates

	Démarrage des piles	Transfert
Embase pile M3	nov-99	
Embase pile M4	nov-99	nov-00
Embase pile M2		avr-01
Embase pile M1	mars-01	sep-01



tallique de 5,5 m de hauteur permettant d'obtenir un franc bord de 2,5 m.

Cette conception originale utilisant l'embase de la pile comme bateau-porte a permis d'économiser le montage et le démontage de trois batardeaux entraînant un gain de délai d'environ un an sur le chemin critique du chantier. Les solutions alternatives consistant soit à réaliser deux Dry Dock, soit à réaliser un bateau-porte de 12 m de hauteur pour 100 m de largeur n'étaient viables ni en termes de coût ni en termes de délais.

Les embases et l'amorce des cônes sont réalisées en deux phases. La première phase de construction sur la plate-forme à - 8 m consiste à réaliser l'enveloppe extérieure de l'embase pour permettre sa mise en flottaison et son transfert sur la plateforme à - 12 m afin de réaliser la deuxième et dernière phase de construction en Dry Dock.

Béton	100 000 m ³
Aciers	30 000 t
Coffrage	130 000 m ²

Quantités

Quantities

Coffrage / Béton	150
Grutiers	20
Ferrailage	80

Effectifs

Workforce

■ CONCLUSION

Cette première étape du chantier s'est parfaitement déroulée en respectant les objectifs définis au démarrage du projet. Elle fut en outre l'école de formation des compagnons qui furent ensuite en poste sur l'ensemble du chantier. La quatrième embase, M1, est sortie du Dry Dock en janvier 2002, 27 mois après les premiers bétons.

ABSTRACT

Construction of the pier bases

J.-L. Deslandes, S. Cornu, D. Pachoud, Ph. Tavernier

The construction methods used for the bases and tapered shafts of piers are similar to those used for the construction of concrete offshore platforms. First, the base of the pier is constructed in a dry dock up to a sufficient height to ensure its buoyancy. It is then towed and anchored in a wet dock, a protected area at sea where the 50-metre-high tapered shaft is built, before being towed and brought ashore in its final position. It is then that the third phase of (in situ) construction of the pier begins.

RESUMEN ESPAÑOL

Construcción de los basamentos de las pilas

J.-L. Deslandes, S. Cornu, D. Pachoud y Ph. Tavernier

Los métodos constructivos aplicados para los basamentos y los fustes cónicos de las pilas guardan semejanza con aquellos utilizados para la ejecución de las plataformas costafuera de hormigón. En una etapa preliminar, el basamento de la pila se construye en una grada de construcción (Dry dock) hasta alcanzar una altura suficiente para permitir su flotabilidad. Acto seguido se remolca y queda anclada en un dique flotante (Wet dock), zona protegida en medio marítimo en donde se construye el fuste cónico de 50 m de altura, antes de su remolque y varado en su posición definitiva. A partir de este momento, da comienzo la tercera fase de construcción (in situ) de la pila.

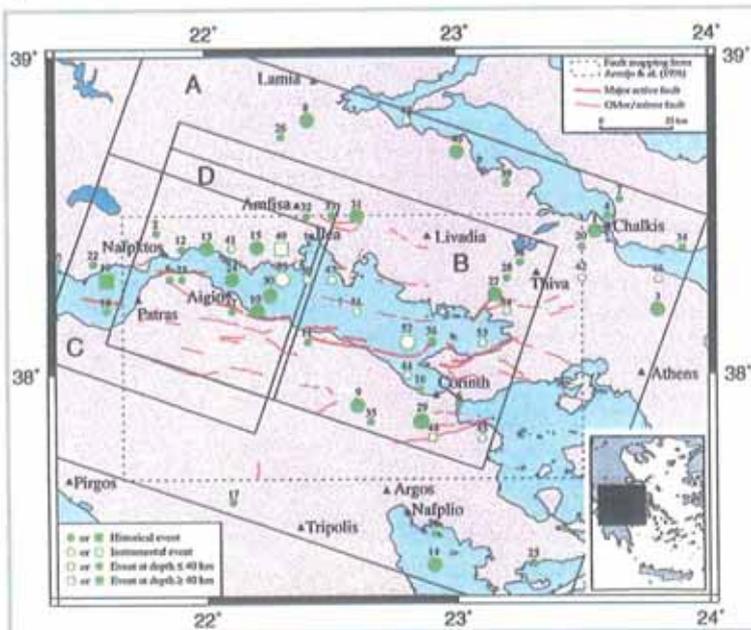
Les fondations

Problèmes géotechniques

La conception d'ouvrages exceptionnels en zone sismique se doit de prendre en compte l'incertitude importante qui gouverne la définition de l'aléa sismique. Il est important que pour des sollicitations plus importantes que les sollicitations contractuelles l'ouvrage garde un comportement sans risque d'instabilité.

Le dimensionnement en capacité permet de répondre à cet objectif en aménageant des zones dissipatives d'énergie aux endroits appropriés et en renforçant l'ouvrage en dehors de ces zones. Cette philosophie a été mise en œuvre pour la conception des fondations du pont de Rion-Antirion : la zone dissipative d'énergie est fournie par une couche de graviers sur laquelle l'ouvrage peut éventuellement glisser sans dommage; le renforcement du sol, hors zone dissipative, est obtenu à l'aide d'inclusions métalliques de gros diamètre qui préviennent le développement de surfaces de rupture dans le sol, dont la conséquence serait des mouvements de rotation importants. Ce concept simple permet donc d'accroître de façon significative la fiabilité de l'ouvrage.

Figure 1
Sismicité
du golfe
de Corinthe
*Sismicity
of the Gulf
of Corinth*



Les conditions environnementales particulièrement sévères du pont de Rion-Antirion ont conduit à l'adoption d'une solution novatrice pour les fondations des piles de l'ouvrage principal. Cette solution, qui n'avait jamais été mise en œuvre dans une zone à forte sismicité, a nécessité le développement de méthodes de calcul originales, l'utilisation d'outils numériques puissants et le recours à la validation expérimentale sur modèle réduit. L'utilisation conjointe de ces trois outils a permis d'aboutir à un système de conception fiable et économique.

LES CONDITIONS ENVIRONNEMENTALES

La zone de Patras est située dans une région à l'activité sismique fréquente et élevée. La figure 1 illustre la localisation des séismes de magnitude supérieure à 6,0 ressentis dans le golfe de Corinthe lors du siècle dernier. On notera plus particulièrement, à une trentaine de kilomètres à l'Est du site, le séisme du 15 juin 1995 d'Aigion. Le séisme de dimensionnement de l'ouvrage est caractérisé par un événement de magnitude 6,8 à 7,0 prenant origine sur une faille située à une dizaine de kilomètres du site. La période de retour de cet événement est de 2000 ans. Il en résulte à l'aplomb de l'ouvrage, un mouvement dont l'accélération maximale au sol est égale à 0,48 g avec un maximum d'accélération spectrale de 1,2 g entre 0,3 s et 1,1 s (figure 2).

L'ouvrage principal, dont les fondations sont situées à la cote - 65 par rapport au niveau moyen des eaux, est implanté dans une zone constituée de dépôts alluvionnaires sur des épaisseurs de plusieurs centaines de mètres. Les reconnaissances effectuées (sondages, sismique réflexion, étude géologique) ont permis de conclure qu'il n'existait pas de substratum rocheux à moins de 500 à 800 m de profondeur.

Les reconnaissances géotechniques ont permis de caractériser les 100 premiers mètres de terrain à l'aide de sondages carottés, essais de laboratoire et essais in situ (cross-hole, piézocône, cône sismique, dilatomètre). Les sols de fondation sont constitués d'alternances métriques de couches ou lentilles de sable, silt plus ou moins sableux, argile silteuse et argile de plasticité moyenne. La cohésion non drainée des matériaux croît avec la profondeur suivant une loi du type :

$$C_u = (0.25 \pm 0.28) \sigma'_v \left(1 + \frac{150}{\sigma'_v}\right)^{0.8} \quad z \leq 25 \text{ m}$$

$$C_u = (0.25 \pm 0.30) \sigma'_v \quad z > 25 \text{ m}$$

Les relations précédentes mettent en évidence une légère surconsolidation du sol (pression de préconsolidation de 150 kPa) en partie haute, alors que sous 25 m de profondeur le sol est, en moyenne, normalement consolidé. La compressibilité des sols est très variable avec des valeurs du rapport $C_c/(1+e)$ de l'ordre de 0,1 à 0,3. Les vitesses de propagation des ondes de cisaillement croissent légèrement depuis une valeur de l'ordre de 150 m/s au voisinage de la surface jusqu'à 300 m/s vers 100 m de profondeur.

La figure 3 montre, à titre d'illustration, la variation avec la profondeur de la résistance au cisaillement non drainée (cohésion pour les sols argileux, résistance cyclique pour les sols pulvérulents) et de la vitesse de propagation des ondes de cisaillement à l'emplacement d'une des piles.

Finalement, les études sismiques réalisées ont montré que certains niveaux étaient susceptibles de liquéfaction lors de l'agression sismique correspondant au séisme de dimensionnement.

LE SYSTÈME DE FONDATION

L'ordre de grandeur des efforts appliqués par une pile au sol de fondation (poids propre 750 MN, effort sismique horizontal 500 MN, moment sismique

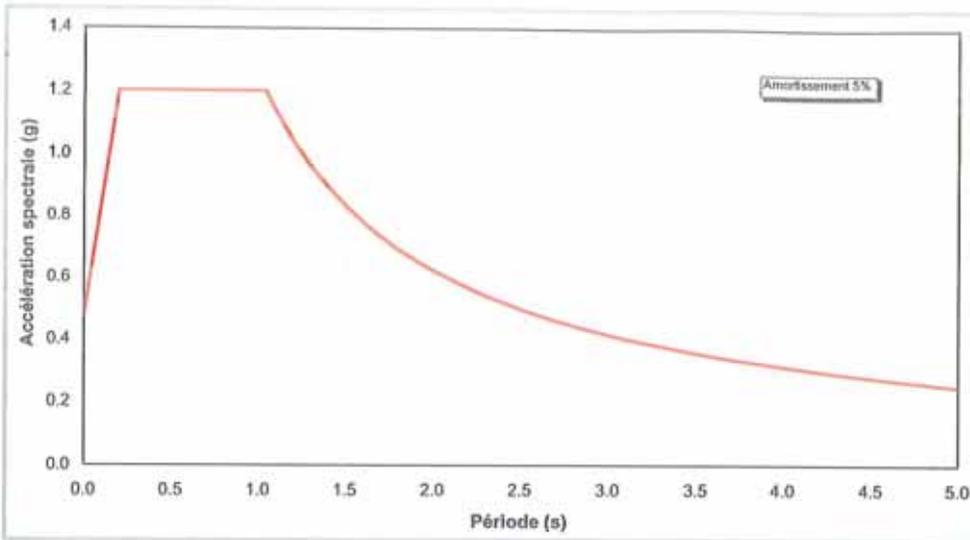


Figure 2
Spectre du séisme de dimensionnement
Design earthquake spectrum

de renversement 18 000 MN. m), l'existence de couches liquéfiables en partie supérieure, la forte hétérogénéité et compressibilité des sols ne permettaient pas de fonder directement les piles sur le sol par le biais de fondations superficielles. Par ailleurs, l'absence de substratum à faible, et même forte, profondeur ne permettait pas le recours à des pieux travaillant en pointe.

La solution finalement retenue qui présente l'intérêt, outre sa plus grande facilité de mise en œuvre, d'être la plus économique, consiste à fonder la pile superficiellement par l'intermédiaire d'un caisson gravitaire reposant sur un sol préalablement renforcé par inclusions rigides (figure 4).

La fondation a un diamètre à la base de 90 m. Les inclusions sont constituées de tubes acier de 2 m de diamètre, 20 mm d'épaisseur et 25 à 30 m de longueur. Ils sont battus dans le sol à la maille de 7 m x 7 m, ou 8 m x 8 m, sous et éventuellement à l'extérieur de la fondation suivant les conditions géotechniques spécifiques à chaque pile. Au total, 110 à 200 inclusions sont implantées sous trois des quatre fondations de l'ouvrage principal. Entre la tête des inclusions et la sous-face du radier, est interposée une couche de matériau de ballast parfaitement drainant dont le rôle est de servir de matelas de répartition vis-à-vis du poids propre, de prévenir les phénomènes de succion sous l'effet des moments de renversement et surtout de jouer

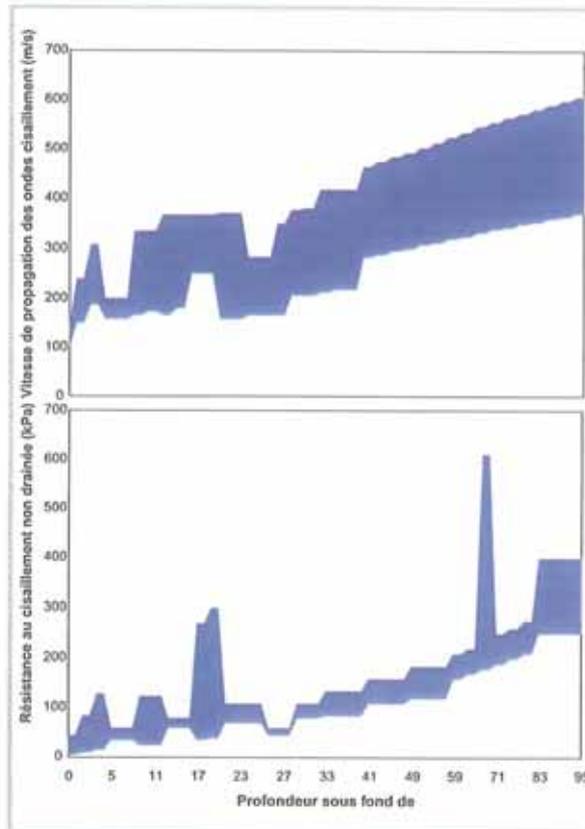


Figure 3
Variation des caractéristiques mécaniques
Variation of mechanical properties

Figure 4
Fondation d'une pile
Foundation of a pier

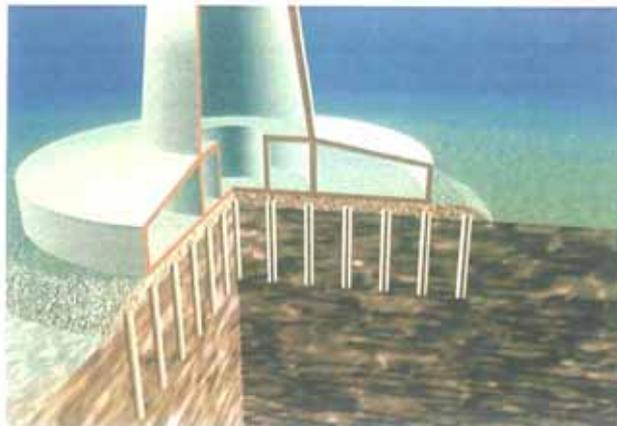


Figure 5
Mécanisme cinématique
Kinematic mechanism

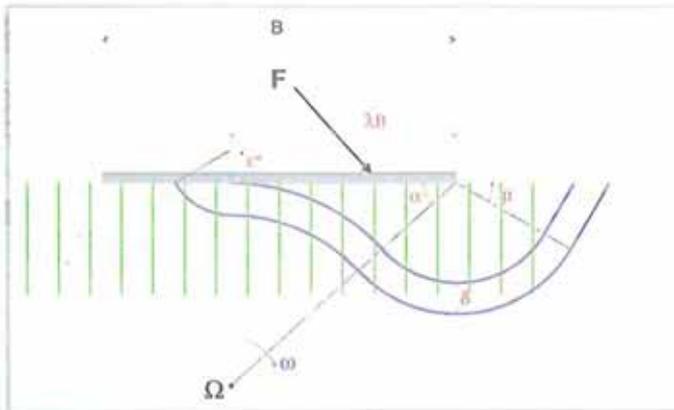
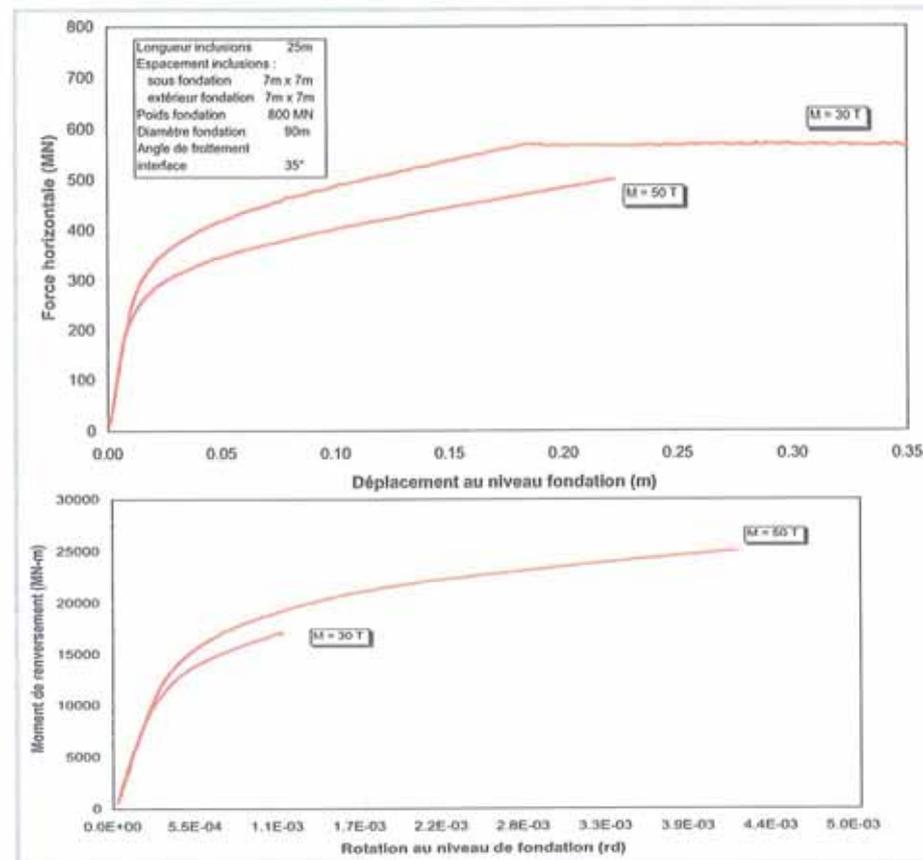
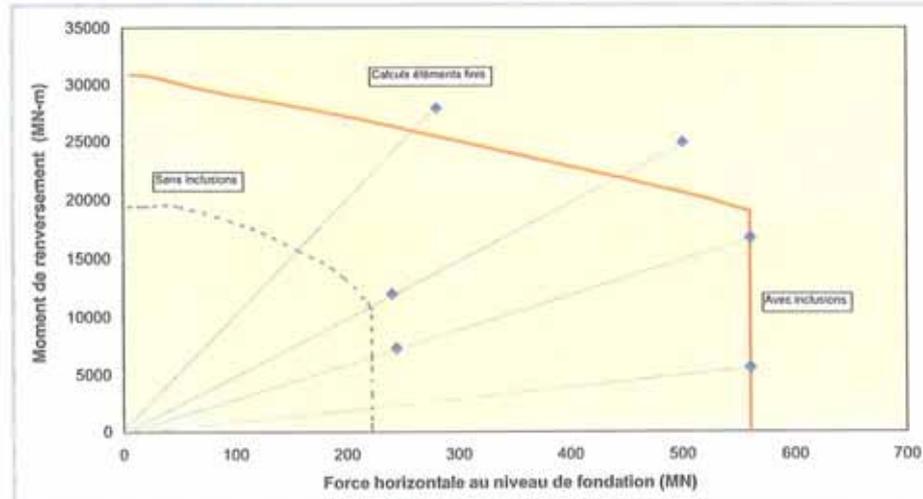


Figure 6
Domaine des chargements admissibles
Acceptable loading region



le rôle de "fusible" en écrétant, par glissement de la fondation sur le sol, les efforts lors de fortes sollicitations sismiques.

Ce dispositif permet d'introduire pour les fondations en zone sismique le concept de dimensionnement en capacité couramment utilisé en génie parasismique pour les structures (Pecker, 1998) et par là même de répondre à l'objectif fixé d'accroissement de la fiabilité de l'ouvrage en situation extrême. La philosophie du dimensionnement en capacité consiste à introduire une hiérarchie dans la résistance des divers éléments constitutifs d'un système (Paulay, 1993). Le système structurel est déterminé de façon rationnelle et déterministe de manière à aménager des zones dissipatives d'énergie, appelées rotules plastiques en mécanique des structures, possédant de larges réserves en termes de capacité de déformation pour permettre l'adaptation à des déviations significatives des estimations initiales des efforts. La stratégie invite le concepteur à concevoir la structure en localisant les rotules plastiques à des emplacements judicieusement choisis, et à proscrire toute plastification ailleurs en surdimensionnant les zones hors rotules plastiques. Dans le cas du système de fondation retenu, la rotule plastique est constituée par la couche de ballast; le surdimensionnement est fourni par le renforcement du sol par les inclusions. L'effet combiné du lit de gravier et du renforcement de sol a pour objet, non seulement d'accroître la capacité portante de la fondation, mais surtout d'imposer et de contrôler le mode de rupture de celle-ci :

- ◆ le fusible fourni par la présence de la couche de gravier, dont les caractéristiques sont à la fois contrôlées et maîtrisées, joue le rôle de zone dissipative d'énergie : il limite les efforts transmis à la superstructure, dissipe l'énergie par frottement et impose un mode de rupture par glissement à la fondation; un tel mode de "rupture" est acceptable pour l'ouvrage;
- ◆ le renforcement du sol par inclusions accroît la capacité de résistance vis-à-vis des modes de rupture indésirables, tels des modes impliquant des rotations de la fondation particulièrement préjudiciables pour les structures élancées. On peut montrer que cet accroissement de résistance est directement fonction du schéma de renforcement (espacement des inclusions, diamètre...).

JUSTIFICATION DES FONDATIONS

La justification du système de fondations décrit ci-dessus a nécessité le développement de méthodes

Figure 7
Calculs éléments fins - Courbes efforts-déplacements
Finite-element calculations - Force-displacement curves

de calcul nouvelles pour le dimensionnement et l'utilisation de méthodes numériques élaborées pour la vérification. Les méthodes de dimensionnement sont basées sur la théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1983) étendue au cas des sols renforcés (de Buhan, Salençon, 1990). L'approche cinématique du calcul à la rupture appliquée à des mécanismes du type de celui de la figure 5 (Salençon - Pecker, 1995) permet de définir, pour un torseur des efforts appliqués à la fondation (N effort vertical, T effort horizontal, M moment de renversement), le domaine des chargements admissibles défini dans l'espace des paramètres de chargement par une surface, d'équation :

$$\phi(N, T, M) \leq 0$$

La figure 6 présente pour un effort normal donné correspondant au poids propre de la fondation une coupe du domaine des chargements admissibles pour $N = \text{constante}$. Deux domaines sont représentés sur cette figure : le plus restreint correspond au cas du sol non renforcé et le plus vaste au cas du sol renforcé par inclusions. Le gain apporté par le renforcement est évident et autorise la prise en compte d'efforts horizontaux et de moments de renversement nettement plus élevés. De plus, la branche verticale ascendante de la surface limite, sur la partie droite de la figure, correspond à un glissement à l'interface sol-fondation sur la couche de gravier. En se déplaçant sur la surface limite extérieure depuis le point ($M = 0$, $T = 560 \text{ MN}$), on remarque que le glissement à l'interface prévaut jusqu'à des moments de l'ordre de 20000 MN ; pour des valeurs plus élevées du moment de renversement, des mécanismes de rotation deviennent prédominants et la force maximale horizontale admissible décroît. La hauteur du segment vertical correspondant au glissement est liée au schéma d'implantation des inclusions et peut donc, dans certaines limites, être ajustée suivant les besoins. La méthode mise en œuvre a fait l'objet de développements importants (Pecker et al., 1998, Pecker, Salençon, 1999) et s'est traduite par l'écriture d'un code de calcul (Harikiopoulos - Pecker, 1998) permettant d'aboutir, pour la détermination des domaines de chargements admissibles, à une méthode de dimensionnement efficace du maillage d'inclusions.

La méthode précédente, si elle fournit des informations sur les chargements limites de la fondation, ne permet pas d'accéder aux déplacements de la fondation. Ceux-ci ont été évalués par des calculs numériques en éléments finis. Pour ces calculs, réalisés en géométrie bidimensionnelle ou tridimensionnelle, le sol a été représenté à l'aide d'une loi de comportement élastoplastique avec écrouissage, calée sur les essais de laboratoire de la campagne géotechnique ; des éléments d'interface permettant le glissement et le décollement ont été introduits entre le sol et la fondation d'une part et entre le sol et chaque inclusion d'autre part.

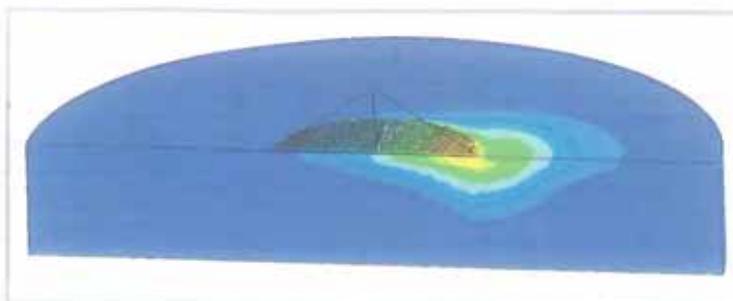


Figure 8
Schéma de rupture tridimensionnel de la fondation
Three-dimensional failure diagram of the foundation

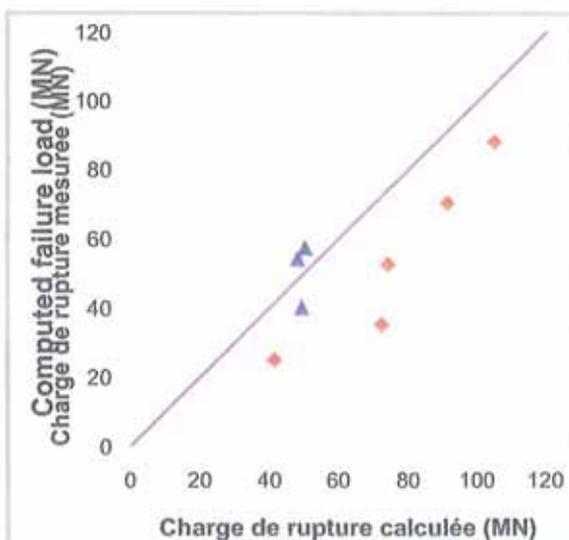


Figure 9
Résultats des essais en centrifugeuse
Centrifuge test results

Les modèles ainsi constitués, qui comportent environ 15000 degrés de liberté en géométrie bidimensionnelle et plus de 100000 en géométrie tridimensionnelle, ont été sollicités jusqu'à la rupture sous des chargements monotones correspondant à des couples (M, T), tels que $M/T = \text{cste}$ (figures 7 et 8).

Les résultats obtenus ont été comparés aux méthodes de dimensionnement exposées précédemment et ont montré un très bon accord ($\pm 12\%$ d'écart au maximum). La comparaison avec des essais sur modèle réduit en centrifugeuse (Garnier, Pecker, 1999) a permis également de confirmer ces résultats et d'aboutir ainsi à une méthode de dimensionnement parfaitement validée (figure 9).

CONCLUSIONS

La conception d'ouvrages exceptionnels en zone sismique se doit de prendre en compte l'incertitude importante qui gouverne la définition de l'aléa sismique. Même si contractuellement des sollicitations de calcul sont définies, le concepteur se doit d'évaluer le comportement de son ouvrage au-delà de ces sollicitations. Il est important que pour des sollicitations plus importantes, l'ouvrage garde un comportement sain sans détérioration rapide, ni risque d'instabilité. Le dimensionnement en capacité permet de répondre à cet objectif en aménageant des zones dissipatives d'énergie aux endroits appropriés et en renforçant l'ouvrage en dehors de ces zones.

Cette philosophie a été mise en œuvre pour la conception des fondations du pont de Rion-Antirion : la zone dissipative d'énergie est fournie par une couche de graviers sur laquelle l'ouvrage peut éventuellement glisser sans dommage ; le renforcement du sol, hors zone dissipative, est obtenu à l'aide d'inclusions métalliques de gros diamètre qui préviennent le développement de surfaces de rupture dans le sol, dont la conséquence serait des mouvements de rotation importants.

Ce concept simple permet donc d'accroître de façon significative la fiabilité de l'ouvrage.

Références

- ◆ Garnier J., Pecker A. - Use of centrifuge tests for validation of innovative concepts in foundation engineering - *Proceedings 2nd International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering* - Lisbonne, 1999.
- ◆ Harikiopoulos H., Pecker A. - BEARCAP98 - Evaluation de la capacité portante d'une fondation superficielle posée sur un sol renforcé par des inclusions rigides, 1998.
- ◆ de Buhan P., Salençon J. - Yield strength of reinforced soils as anisotropic media - in *Yielding, Damage and Failure of Anisotropic Solids - EGF5 - Mechanical Engineering Publications* - London, 1990.
- ◆ Paulay T. - Simplicity and confidence in seismic design - *The fourth Mallet-Milne lecture* - J. Wiley, 1993.
- ◆ Pecker A. - Capacity design principles for shallow foundations in seismic areas - Keynote lecture, *Proceedings XIth Europ. Conf. on Earthquake Engineering*. Eds. Bisch, Labbé, Pecker - Balkema, 1998.
- ◆ Pecker A., Harikiopoulos H., de Buhan P., Dormieux L., Morand P. - Comportement sismique d'une fondation sur sol renforcé par inclusions rigides. *Compte rendu de fin de recherche d'opération financée par le MESR n° 95-T.0155*, mai 1998.
- ◆ Pecker A., Salençon J. - Ground reinforcement in seismic areas - *XI Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering - Volume 2*, Foz de Iguazu, Août 1999.
- ◆ Salençon J. - Calcul à la rupture et analyse limite. *Presses de l'Ecole Nationale des Ponts et Chaussées*, (1983).
- ◆ Salençon J., Pecker A. - Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads - Part I : purely cohesive soil - *European Journal of Mechanics A/Solids*, 14, n° 3, pp. 349-375 (1995).
- ◆ Salençon J., Pecker A. - Ultimate bearing capacity of shallow foundations under inclined and eccentric loads - Part II : purely cohesive soil without tensile strength - *European Journal of Mechanics A/Solids*, 14, n° 3, pp. 377-396 (1995).

ABSTRACT

The foundations. Geotechnical aspects

A. Pecker

When designing exceptional structures in seismic regions, allowance must be made for the major uncertainty governing the definition of a seismic hazard. It is important that under loads exceeding the contractual loading the structure should maintain a behaviour without any risk of instability. Capacity sizing makes it possible to meet this objective by providing for energy dissipation zones at appropriate points and by reinforcing the structure outside of those zones. This policy was applied for designing the foundations of the Rion-Antirion bridge : the energy dissipation zone is provided by a layer of fine gravel on which the structure can if necessary slip without damage; soil reinforcement outside the energy dissipation zone is achieved by means of large-diameter metallic inclusions which prevent the development of failure surfaces in the soil, which would cause extensive rotation movements. By this simple concept the structure's reliability can therefore be increased significantly.

RESUMEN ESPAÑOL

Fundaciones. Problemas geotécnicos

A. Pecker

Al proceder al diseño de estructuras excepcionales en zonas sísmicas se debe siempre tener en cuenta la importante incertidumbre que gobierna la definición del azar sísmico. Parece preciso que, para sollicitaciones más importantes que aquellas definidas por las sollicitaciones contractuales, la estructura conserve siempre un comportamiento sin riesgos de inestabilidad. El cálculo dimensional en cuanto a su capacidad permite responder a semejante objetivo disponiendo zonas disipativas de energía en los puntos adecuados y reforzando siempre la estructura fuera de estas zonas. Este modo de proceder se ha puesto en aplicación para el diseño de las fundaciones del puente de Rion-Antirion : la zona disipativa de energía se consigue mediante una capa de gravas sobre la cual la estructura puede, llegado el caso, deslizarse sin mayores daños. El

refuerzo del suelo, fuera de la zona disipativa, se obtiene mediante inclusiones metálicas de gran diámetro que previenen el desarrollo de superficies de ruptura en el terreno, cuya consecuencia fuesen los movimientos de rotación importantes. Este sencillo concepto debe, por consiguiente incrementar de forma significativa la fiabilidad de la estructura construida.

Etudes aérodynamiques

Patrick Gernigon
DESIGN MANAGER ADJOINT,
RESPONSABLE QUALITÉ
DIRECTION CONCEPTION ET ÉTUDES
DE STRUCTURES
Vinci Construction Grands Projets

Gérard Grillaud
RESPONSABLE DU PÔLE INGÉNIERIE
DU VENT ET DE L'ENVIRONNEMENT
CSTB (Nantes)

Les caractéristiques de portée et de souplesse du tablier du pont de Rion-Antirion ont amené dès le début, le bureau d'études de Vinci Construction Grands Projets à considérer comme essentielle l'influence des charges aérodynamiques sur la conception et le dimensionnement de l'ouvrage en phases de construction et d'exploitation.

L'analyse des performances structurelles du pont a nécessité des études aérodynamiques très approfondies que le CSTB s'est vu confier, études climatiques du site, études sur maquettes en soufflerie et les simulations numériques permettant au bureau d'études de Vinci Construction Grands Projets de réaliser les analyses de comportement du pont et de ses nappes de haubans soumis au vent turbulent.

Ces études ont été réalisées au CSTB de Nantes en étroite collaboration avec la Design JV du pont. Elles ont été suivies sur le chantier par Panayotis Papanikolas, directeur technique de la JV Construction.

LES ÉTUDES AU VENT DU PONT DE RION-ANTIRION

Les phases d'études caractéristiques de cet ouvrage sont :

- ◆ la connaissance du vent sur le site du pont. Il faut que l'ouvrage résiste sans dommage aux tempêtes les plus sévères qu'il aura à subir durant sa vie, il faut donc définir ces tempêtes sur la base d'une exploitation statistique des données météorologiques locales transposées sur le site du pont à l'aide de recalages climatiques spécifiques;
- ◆ l'étude de la stabilité aérodynamique du pont. Il ne faut pas que l'ouvrage subisse de vibrations excessives dans la gamme des vitesses de vent probables. La forme du tablier, ouvert par le dessous et à deux poutres latérales verticales, n'est pas au départ un élément favorable à la stabilité aérodynamique;
- ◆ la réponse très complexe de l'ouvrage soumis au vent. Tous les grands ponts présentent un comportement dynamique marqué lorsqu'ils sont exposés au vent qui résulte de la réponse importante des modes de vibration fondamentaux, basse fréquence, de ce type de structure. Pour les ouvrages multahaubanés comme le pont de Rion-Antirion ce comportement dynamique combine la réponse d'un très grand nombre de modes (plusieurs dizaines) de fréquences très proches qu'il faut donc combiner pour estimer les sollicitations induites dans l'ouvrage;
- ◆ la construction du pont par encorbellement à par-

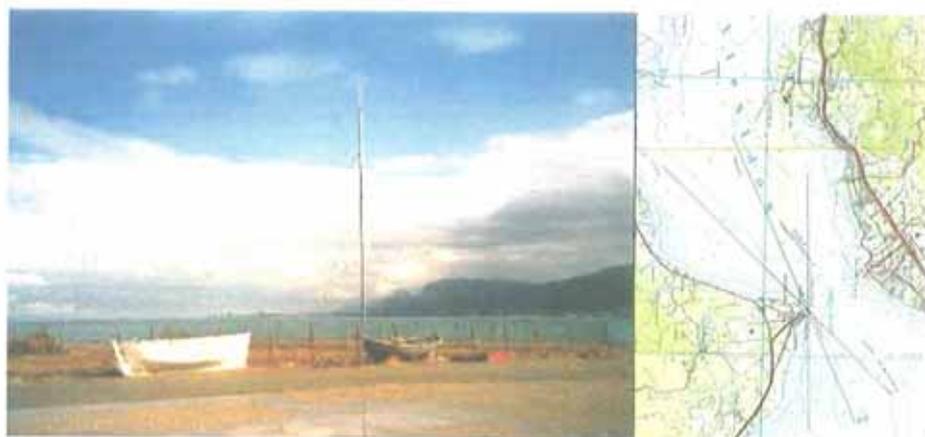


Figure 1
Localisation du point de mesure
CSTB à Antirion
Location of the CSTB measuring
point in Antirion

tir des quatre piles principales, constitue en phase provisoire d'immenses fléaux de 560 m d'envergure, beaucoup plus souples que l'ouvrage terminé;

- ◆ la définition des données d'entrée aérodynamiques de l'analyse de la stabilité au vent des haubans.

LES ÉTUDES CLIMATIQUES SUR SITE

Deux points de mesures sur site ont été installés début 1998, l'un à Antirion par le CSTB, l'autre à Rion Akro par l'Université de Patras pour compléter les premiers relevés faits par l'Université de Patras dès 1991.

Six mois de mesures de vents forts constitués des 178 épisodes représentatifs furent analysés par le CSTB pour :

- ◆ caractériser la turbulence des vents de mer pour les directions de dominante est et ouest;
- ◆ valider des simulations numériques conduites en parallèle destinées à caractériser l'homogénéité du vent dans le détroit entre les deux côtes;
- ◆ évaluer les fonctions de transfert entre les sta-

Tableau I
Le modèle de vent du site de Rion-Antirion
The wind model of the Rion-Antirion site

Vitesse moyenne de référence ;	• à 57 m de hauteur : $\bar{V}_{tab}(m/s)$ (tablier)	50.0
	• à 10 m : $\bar{V}_{10}(m/s)$	38.0
Rugosité	paramètre: $z_0(m)$	0.005
Intensités de turbulence à 57 m de hauteur	I_u	0.12
	I_v	0.10
	I_w	0.05
Ecart-types des composantes de la vitesse	$\sigma_u(m/s)$	6.0
	$\sigma_v(m/s)$	5.0
	$\sigma_w(m/s)$	2.5
Echelles des densités spectrales	$l_u^z(m)$	110
	$l_v^z(m)$	60
	$l_w^z(m)$	27
Echelles latérales de turbulence	$l_u^H(m)$	31
	$l_v^H(m)$	45
	$l_w^H(m)$	17
Echelles verticales de turbulence	$l_u^V(m)$	27
	$l_v^V(m)$	38
	$l_w^V(m)$	12
Cohérence latérale	C_{uv}^H	15.8
	C_{vw}^H	7.6
	C_{uw}^H	13.5
Cohérence verticale	C_{uv}^V	11
	C_{vw}^V	4.5
	C_{uw}^V	12

Figure 2
Coupe transversale originale du pont de Rion-Antirion
Original cross section of the Rion-Antirion bridge

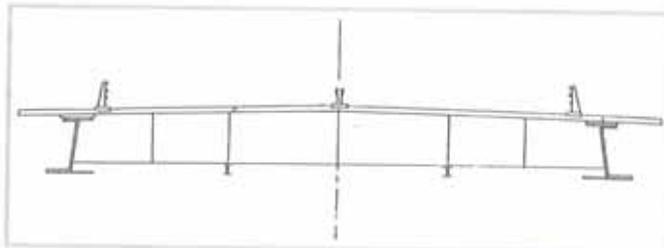
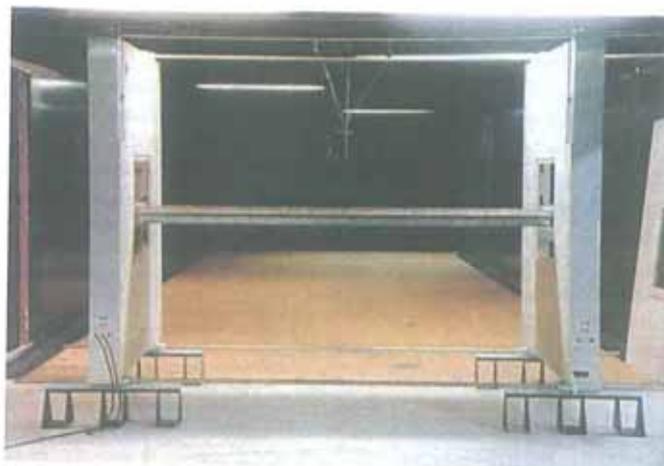
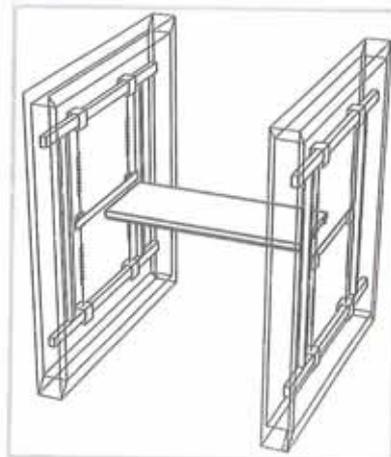


Figure 3
Principe de l'essai en oscillation libre et vue de la maquette dans la veine d'essais
Principle of the free oscillation test and view of the scale model in the test airflow



tions météorologiques d'Argostoli et de Zakynthos et les sites de mesures de Rion et d'Antirion pour permettre des estimations de vent extrême au niveau du détroit (figure 1).

Ce recalage climatique combiné aux simulations numériques a montré que le vent était relativement homogène au travers du détroit pour les directions de vent transversales au pont et pouvait donc être représenté par un "modèle" de vent dont le niveau vent moyen de référence \bar{V}_{tab} (m/s) au niveau du tablier à 57 m de hauteur est égal à 50 m/s. Ce vent de référence est le vent dit "cinquantenaire" donc de période de retour de 50 ans ou de probabilité annuelle de dépassement de 2 % conformément aux approches modernes de réglementation type "Eurocodes" (tableau I).

Le modèle de vent retenu est celui d'un vent de type "mer", relativement peu turbulent, mais dont le niveau, (50 m/s en moyenne soit près de 68 m/s ou 244 km/h en maximum instantané) est très sévère, environ 10 % plus fort que les niveaux de vent retenus dans des conditions semblables en Europe de l'ouest face aux tempêtes océaniques.

LES ÉTUDES DE STABILITÉ AÉRODYNAMIQUE

La première phase des études conduites en soufflerie a consisté à étudier sur une maquette de tronçon de tablier les propriétés aérodynamiques du tablier du pont car c'est dans cette partie de l'ouvrage que naît l'essentiel des forces aérodynamiques responsables des vibrations voire des instabilités, généralement des vibrations verticales, quelquefois en torsion, à vitesse de vent modérée sous l'effet du détachement tourbillonnaire (dans le sillage du tablier) ou des vibrations de torsion à caractère divergent à haute vitesse de vent. Le but de l'étude consiste donc à vérifier que le détachement tourbillonnaire, s'il existe, reste très modéré, et que les vibrations de torsion ne peuvent apparaître que bien au-delà des vitesses de vent

probables. Des exigences de stabilité ont donc été définies à l'issue de l'étude climatique conformément aux règles et standards de sécurité et de confort :

- ◆ $U_{crit} = 73,9$ m/s vitesse critique de stabilité en flottement sous incidence nulle du vent;
- ◆ $Z_{max} \leq 84$ mm, amplitude de détachement tourbillonnaire, flexion verticale;
- ◆ $Z_{max} \leq 50$ mm, amplitude de détachement tourbillonnaire, torsion en bord de tablier.

Un tronçon de tablier à échelle du 1/50^e, de 2 m de longueur a été réalisé en tôle soudée et contreplaqué en respectant les conditions de similitude de masse et d'inertie massique de torsion (figure 2).

L'étude a été conduite selon la méthode des oscillations libres (suspension de la maquette à des bras et à huit ressorts insérés dans des joues d'extrémité) en écoulement uniforme, en observant d'abord le comportement de la maquette pour des inclinaisons du tablier proche de l'horizontale (figure 3).

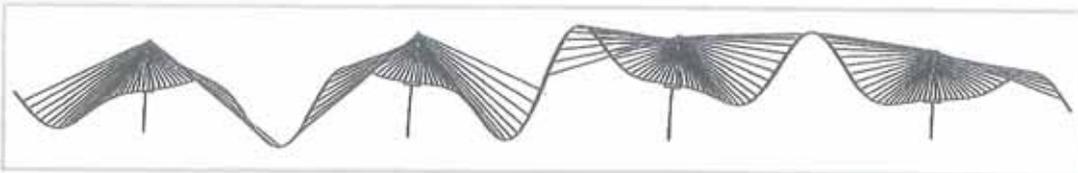
L'essai montra rapidement un détachement tourbillonnaire important, pour une vitesse de vent de l'ordre de 14 m/s (échelle 1), et une vitesse critique de stabilité en flottement (en torsion pure) insuffisante (tableau II).

Une phase d'optimisation a alors été initiée en modifiant, par étapes, la forme du tablier. Plusieurs types de modifications furent testées, divers carénages latéraux du tablier ou cloisonnements longitudinaux sous le tablier, et une solution efficace et de peu d'impact architectural et économique s'avéra être une corniche latérale inclinée vers le bas positionnée en bord de trottoir. L'inclinaison et la longueur de cette corniche furent optimisées jusqu'à satisfaction des spécifications (figure 4 et tableau III).

À l'issue de cette phase d'optimisation, les coefficients aérodynamiques et les coefficients stationnaires du tablier furent mesurés pour être utilisés dans les analyses détaillées de stabilité et dans les calculs au vent turbulent conduits sur l'ouvrage réel.

Parallèlement une modélisation aérodynamique de la phase finale de construction par encorbellement d'une travée et une modélisation aérodynamique partielle de la phase construite à l'aide d'une maquette "taut-tube" furent conduites afin de valider ces approches analytiques.

Figure 5
Un des premiers modes de vibration verticale du pont
One of the first vertical vibration modes of the bridge



LE COMPORTEMENT DU PONT SOUMIS AU VENT TURBULENT

En raison de la complexité de la structure en phase service où des dizaines de modes de vibration contribuent à la réponse au vent, une double approche expérience/calcul a été réalisée ici.

D'abord il s'est avéré illusoire d'envisager de construire une maquette de l'ensemble de l'ouvrage suffisamment représentative, donc modélisant les dizaines de modes participant à la réponse (figure 5).

On s'est donc intéressé à une seule travée du pont en construisant une maquette représentant les modes fondamentaux de flexion et de torsion de

Inclinaison du tablier (deg)	Amplitude de détachement tourbillonnaire (m vraie grandeur)	Vitesse critique de détachement tourbillonnaire (m/s vraie grandeur)	Vitesse critique de flottement (m/s vraie grandeur)
-5.5	± 0.13 vertical	14.04	72.8
-1.5	± 0.095 vertical	14.04	73.3
0	± 0.056 vertical	14.5	63.4
1.5	négligeable	-	52
5.5	± 0.18 vertical	20.3	38.5

Tableau II
Comportement du tablier de Rion-Antirion en configuration originale
Behaviour of the Rion-Antirion deck in original configuration

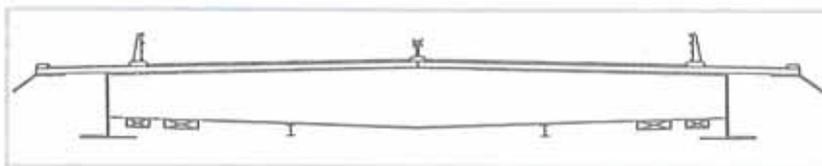


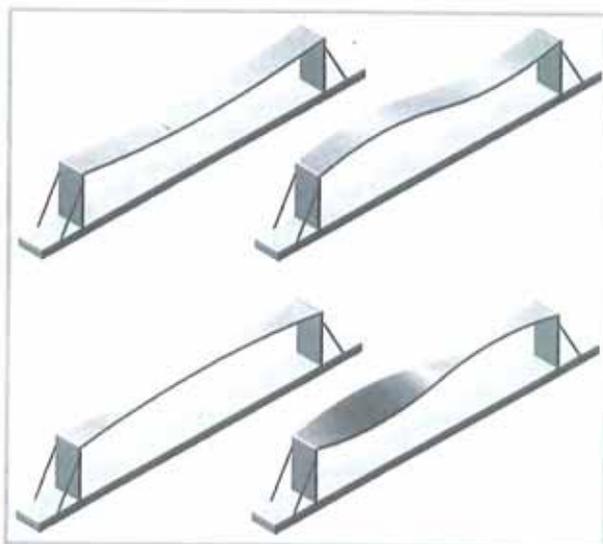
Figure 4
Corniche latérale positionnée sur la maquette du tablier de Rion-Antirion
Side cornice positioned on the scale model of the Rion-Antirion deck

Inclinaison du tablier (deg)	Amplitude de détachement tourbillonnaire (m vraie grandeur)	Vitesse critique de détachement tourbillonnaire (m/s vraie grandeur)	Vitesse critique de flottement (m/s vraie grandeur)
-5.5	négligeable	-	> 80
-1.5	négligeable	-	> 100
0	négligeable	-	100
1.5	négligeable	-	78
5.5	± 0.23 deg. torsion	13.5	40

Tableau III
Comportement du tablier de Rion-Antirion en configuration finale équipé d'une corniche latérale de 1 m de large inclinée vers le bas de 40° deg.
Behaviour of the Rion-Antirion deck in final configuration fitted with a side cornice 1-metre wide slanting downward at a 40° angle

Figure 6
Les quatre modes de vibration reproduits sur une maquette de type "taut-tube", deux modes de flexion verticale et deux modes de torsion

The four vibration modes reproduced on a scale model of the taut-tube type, two vertical bending modes and two torsion modes



▶ cette travée à l'aide d'une modélisation simplifiée de type "taut-tube" où le diamètre et le réglage de tension de deux tubes tendus permettent d'ajuster les fréquences des modes visés (figure 6). L'étude a été conduite en soufflerie en écoulement uniforme, puis turbulent représentatif du modèle de vent de mer à l'échelle de la maquette ce qui a permis de valider les marges de stabilité déduites de l'étude sur tronçon et d'estimer la réponse dynamique en flexion verticale et en torsion et l'évolution des amortissements aérodynamiques en fonction de la vitesse du vent de cette maquette représentant une travée du pont.

Parallèlement à l'étude en soufflerie, un calcul au vent turbulent de cette maquette a été conduit en utilisant l'approche spectrale du logiciel DYCAST développé au CSTB. La comparaison mesure/calcul sur cette travée a permis de définir les fonctions d'admittance aérodynamique en flexion verticale et en torsion qui ont ensuite été utilisées pour calculer, toujours à l'aide de DYCAST, la réponse de l'ensemble du pont soumis au vent turbulent. Au total, le calcul a été réalisé pour 20 modes pour le pont en service et 40 modes pour les phases finales de construction. Ce sont ces réponses modales transformées en forces d'inertie qui ont été utilisées par VINCi dans le dimensionnement.

■ **LE PONT EN PHASE DE CONSTRUCTION SOUMIS AU VENT : ÉTUDE SUR MODÈLE AÉROÉLASTIQUE EN SOUFFLERIE**

Une situation en général critique vis-à-vis du vent pour un pont haubané à tablier long et souple tel que celui du pont de Rion, est sa phase de construction du tablier par encorbellements successifs. La configuration "finale" d'un fléau complet de 560 m

a été retenue pour une étude en soufflerie sur maquette aéroélastique.

Cette maquette à l'échelle 1/200 est constituée d'un "module" du pont comprenant une pile, un fléau de tablier de 560 m de longueur et les haubans le supportant. Les caractéristiques de la maquette ont été finement ajustées de manière que les quatre premiers modes de l'analyse modale numérique soient correctement représentés (formes et fréquences). Les résultats des mesures ont confirmé et conforté les conclusions des études précédentes en permettant de valider notamment la stabilité du tablier et son bon comportement aux échappements tourbillonnaires.

■ **LE COMPORTEMENT DES HAUBANS SOUMIS AU VENT ET À LA PLUIE : ÉTUDE SUR MODÈLE ÉCHELLE 1 EN SOUFFLERIE CLIMATIQUE**

Une série d'essais en soufflerie ont été effectués pour reproduire les effets combinés du vent et de la pluie sur les haubans du pont.

Ces essais prennent en compte la variation d'un certain nombre de paramètres permettant de se caler sur les expériences passées et de valider le type de gaine extérieure aux câbles effectivement installée sur les câbles du pont.

Les variations de paramètre portent sur :

- ◆ la vitesse du vent ;
- ◆ le diamètre de la gaine extérieure en PEHD ;
- ◆ la présence ou non de relief en forme d'hélice sur la gaine extérieure ;
- ◆ l'inclinaison spatiale de la gaine par rapport à la direction du vent.

Les résultats des mesures ont permis de conclure clairement à la pertinence du type de gaine retenu (diamètre, relief en forme d'hélice) qui assure la très faible sensibilité aux effets combinés du vent et de la pluie.

■ **LE COMPORTEMENT DES NAPPES DE HAUBANS : LA SIMULATION TEMPORELLE DES EFFETS TURBULENTS DU VENT**

Les calculs justificatifs reposent sur des historiques de déplacements d'ancrages et d'efforts appliqués directement aux haubans simulant respectivement les excitations paramétriques et l'action turbulente directe du vent sur les haubans.

Les excitations paramétriques

Il s'agit de générer des déplacements modaux temporels aléatoires pour les 20 premiers modes de

la structure complète du pont. Ces déplacements aléatoires ont des caractéristiques statistiques égales à celles calculées antérieurement à l'aide du logiciel DYCAST (écarts types quasi-statiques et dynamiques des déplacements modaux du tablier).

Action turbulente directe du vent sur les haubans

Les historiques d'efforts sont obtenus en deux étapes :

◆ d'abord les composantes de la vitesse du vent turbulent sont générées en chaque nœud de la structure à l'aide du logiciel DYCAST. Ces composantes sont spatialement corrélées sur la base des caractéristiques statistiques intrinsèques du vent sur le site du pont ;

◆ ensuite, les vitesses de vent obtenues en chaque nœud sont transformées en efforts temporels de vent.

Au total, ces actions temporelles aléatoires (déplacements d'ancrages, forces sur haubans) constituent des historiques de chargement utilisés par le bureau d'études de VINCI Construction Grands Projets pour l'étude détaillée des nappes de haubans, de leurs vibrations et des divers systèmes atténuateurs (aiguilles, amortisseurs...). Ces études font l'objet d'une présentation spécifique jointe "Etude de la vibration des haubans".

ABSTRACT

Aerodynamic research

P. Gernigon, G. Grillaud

Given the span length and flexibility properties of the deck of the Rion-Antirion bridge, the Vinci Construction Grands Projets engineering office from the outset considered as essential the influence of aerodynamic loading on the design and sizing of the structure in the construction and operating phases. Analysis of the bridge's structural performance required very thorough aerodynamic research that was entrusted to building scientific and technical research centre CSTB, with climatic studies of the site, wind-tunnel studies on scale models and digital simulations allowing the Vinci Construction Grands Projets engineering office to perform behaviour analyses of the bridge and its layers of stay cables subjected to wind turbulence.

RESUMEN ESPAÑOL

Estudios aerodinámicos

P. Gernigon y G. Grillaud

Las características de distancia entre apoyos del tablero del puente de Rion-Antirion han conducido desde un principio, a la oficina técnica de VINCI Construction Grands Projets a considerar como primordial la influencia de las cargas aerodinámicas respecto al diseño y el cálculo dimensional de la estructura en sus etapas de construcción y de operación ulterior.

El análisis de las prestaciones estructurales del puente ha precisado estudios aerodinámicos de largo alcance que fueron encargados al CSTB, o sea, estudios climáticos del emplazamiento, estudios mediante maquetas y túnel de pruebas aerodinámicas y asimismo, las simulaciones digitales que permiten a la oficina técnica de Vinci Construction Grands Projets, llevar a cabo los análisis de comportamiento del puente y de sus filas de tirantes sometidos a un viento turbulento.

Les travaux maritimes

La réalisation des piles en mer du pont principal haubané a demandé des travaux maritimes de grande ampleur :

- ◆ réalisation des fondations : dragage, renforcement de sol, couche de forme;
- ◆ construction des piles en flottaison;
- ◆ mise en place des piles par remorquage et immersion.

Ces travaux exécutés en eau profonde, jusqu'à - 65 m sous le niveau de la mer, ont nécessité le développement de méthodes de construction, de matériels et de moyens de contrôle hors du commun.

LES CONDITIONS DE SITE

Profil bathymétrique et conditions de sol (figure 1)

Les piles centrales M2 et M3 sont fondées respectivement à - 61,50 m et - 63,50 m sur des zones en plateau encadrant un canyon central à - 75 m. Le sol est constitué d'alluvions à structure lenticulaire. Les couches supérieures sont majoritairement argileuses sous M3 et sablo-silteuses sous M2, avec risque de liquéfaction sous séisme. La pile M4 est implantée à - 48 m, dans la pente de berge, sur des sables et graviers. Enfin la pile M1 est implantée à - 57 m à la base de la pente assez raide remontant vers Rion sur un sol plutôt argileux, de meilleures caractéristiques que M3.

Conditions de mer

Les marées sont de faible amplitude, 50 cm au maximum. Les vagues et les courants dominants règnent sur deux secteurs de 60° orientés N.E. et S.O. avec :

- ◆ pour le courant des vitesses extrêmes de 1,5 m/s sur un profil assez homogène avec la profondeur, et un comportement turbulent sous les pointes qui flanquent le détroit;
 - ◆ pour les vagues, une hauteur significative H_s de 1,50 m associée à une période de 5 s dans le secteur S.O. ouvert au large, et 3/4 s dans le secteur N.E., côté golfe de Corinthe.
- Par ailleurs, un vent extrême de 38 m/s (mesuré à 10 m de hauteur) a été pris en compte pour les calculs en condition de survie.

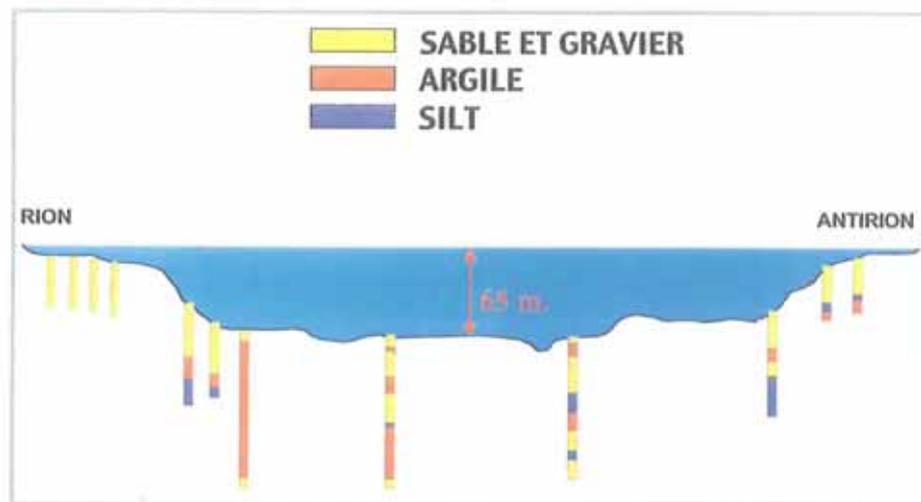


Figure 1
Profil bathymétrique
et nature des sols

Bathymetric profile
and nature
of the soils

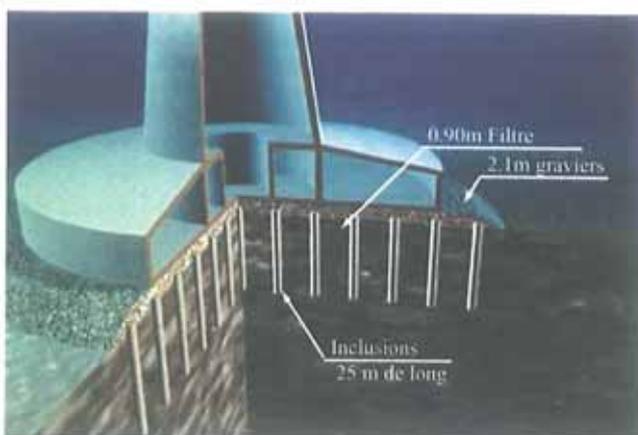


Figure 2
Le complexe
de fondation
The foundation
complex

LES FONDATIONS DES PILES

Travaux à réaliser (figure 2)

Pour M3 :

- ◆ dragage à la cote - 66,50 m, 35000 m³;
- ◆ couche filtre en sable de 90 cm;
- ◆ battage de 156 inclusions Ø 2 m, longueur 25 m, sur une maille de 7 x 7 m;
- ◆ couche intermédiaire en 10-100 mm roulé de 1,60 m d'épaisseur;
- ◆ couche finale en 10-100 mm concassé de 0,50 m d'épaisseur.

Pour M2 :

- ◆ dragage à la cote - 64,50 m, 35000 m³;
- ◆ couche filtre : idem M3;
- ◆ battage de 194 inclusions Ø 2 m, longueur 30 m, sur une maille de 7 x 7 m;
- ◆ couche intermédiaire et couche finale : idem M3.

Pour M4 :

- ◆ dragage à la cote - 49,00, 120000 m³;
- ◆ pas d'inclusion, pas de filtre;
- ◆ couche de forme en 10-100 concassé de 1 m d'épaisseur.

Pour M1 :

- ◆ dragage à la cote - 59,80, 80000 m³;
 - ◆ pas de filtre;
 - ◆ battage de 112 inclusions Ø 2 m, longueur 25 m sur une maille de 8 x 8 m;
 - ◆ couche intermédiaire en 10-100 mm roulé de 2,30 m;
 - ◆ couche finale en 10-100 mm concassé de 0,50 m.
- Les surfaces réalisées pour l'assise des piles sont circulaires, de diamètre entre 100 et 110 m. Les



Pierre Morand

Vinci Construction Grands Projets
DIRECTEUR
DES TRAVAUX
JV de construction



Photo 1
Dragage avec Lisa
Dredging with Lisa

dragages de M1 et M4 entaillent les pentes de berge, ce qui explique les quantités. Les inclusions sont des tubes \varnothing 2,00 m, épaisseur 20 mm, en acier S355, à soudure hélicoïdale.

Une couche filtre est interposée sur M2 et M3 entre le terrain et le ballast pour éviter les remontées de fines, la couche de transition devant conserver sa perméabilité sous séisme.

Le sol sous M4, constitué de sables et graviers de densité suffisante ne requiert aucun renforcement. A l'inverse, sous M2, les inclusions doivent "clouer" les couches de sable silteux potentiellement liquéfiables, d'où leur longueur et leur nombre accrus.

La couche finale est en matériaux concassés pour obtenir un coefficient de frottement plus élevé sous séisme. Elle n'est pas continue, mais réalisée par bandes de 2 m de large séparées par de petits fossés triangulaires d'environ 80 cm d'ouverture.

Tolérances d'exécution spécifiées

Dragages : la ligne de référence pour le calcul des niveaux des couches successives du complexe de fondation respectant les épaisseurs minimales spécifiées est calculée a posteriori (ligne à 95 %).

Inclusions : tolérances assez lâches, \pm 50 cm en x, y et \pm 20 cm en z.

Couche de forme : les tolérances s'expriment sur des critères statistiques évalués sur des échantillons significatifs de mesures :

- ◆ épaisseurs moyennes de chaque couche au moins égales au minimum spécifié ;
- ◆ niveau moyen de la couche finale : pas de tolérance fixée ;
- ◆ écart type de la distribution des altitudes de la couche finale : c'est le critère fondamental. Il est demandé $\sigma(z_i) \leq 10$ cm.

Problème posé et solutions envisageables

Les dragages ne posent pas de problèmes autres qu'économiques (cadence en relation avec la profondeur). Ils ont été réalisés avec un godet hy-

draulique Bleijenberg de 20 m³ attaché à la Manitowoc 888 de Lisa (décrite ci-après) pour M2 et M3 avec des cadences de 1 000 m³ par poste de 10 heures, et par une Lima 2400 sur ponton, équipée d'un godet traditionnel de 4 m³ pour M1 et M4, avec des cadences de 500 m³ par poste (photo 1). Le battage des inclusions est également connu : les outils de battage sous-marins existent et sont utilisés à des profondeurs beaucoup plus importantes par les pétroliers. Une série d'essais a cependant été réalisée à terre sur trois tubes de 25 m, avec un marteau IHC 200 kJ, qui a démontré, dans des conditions de sol similaires à celles régnant sous M3, la réserve de puissance du marteau (un 100 kJ aurait été acceptable).

Le problème le plus difficile est celui du réglage de la couche de forme à - 63,50. A cette profondeur, les méthodes traditionnelles, qui font largement appel aux plongeurs, sont exclues.

Une première option s'inspire des travaux du tunnel immergé d'Öresund : la couche de forme des caissons y a été réalisée dans des profondeurs allant jusqu'à - 25 m à l'aide d'un tube plongeur, le "riser", supporté par une "spud-barge", ponton flottant maintenu en place par des tubes, et équipé à sa base d'un cadre de réglage asservi en z pour compenser le pilonnement du ponton. L'extrapolation du système, reposant sur une électronique sophistiquée a été jugée trop délicate pour des profondeurs de 63 m. On en retiendra cependant l'idée du riser et le mode de réalisation par bandes non jointives à l'aide d'un cadre régleur.

Le principe directeur retenu sera de partir d'une plate-forme stable en altitude, de prendre les références de réglage à l'air libre, par GPS, et de les relayer pour le réglage au fond par un dispositif à géométrie contrôlée.

Pour se doter de cette plate-forme, plusieurs options ont été examinées :

- ◆ une barge sur huit lignes d'ancres tendues, très stable certes, mais les lignes d'ancre interdisent la navigation sur une large zone, incompatible avec le trafic dans le détroit ;
- ◆ une barge autoélevatrice, "jack up", utilisable même à ces profondeurs, mais posant de gros pro-

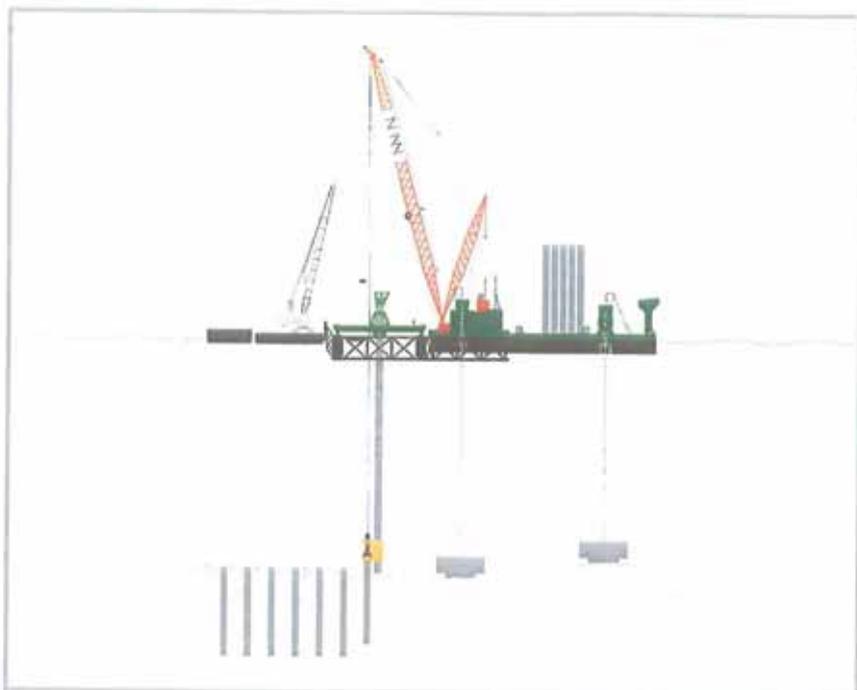


Figure 3
 La barge à pieds tendus
 Lisa et le catamaran :
 phase de battage
 des inclusions
*The tension leg platform
 Lisa and the catamaran :
 Inclusion tube driving phase*



blèmes dans les pentes, aggravés par la taille des patins nécessaires pour porter la barge sur des sols de mauvaise qualité.
 Nous en sommes arrivés à une idée nouvelle, bien qu'inspirée par les pétroliers : une barge à pieds tendus, "Tension Leg Barge".
 Le principe est en effet connu : il s'agit de plateformes ancrées sur des corps morts ou des pieux

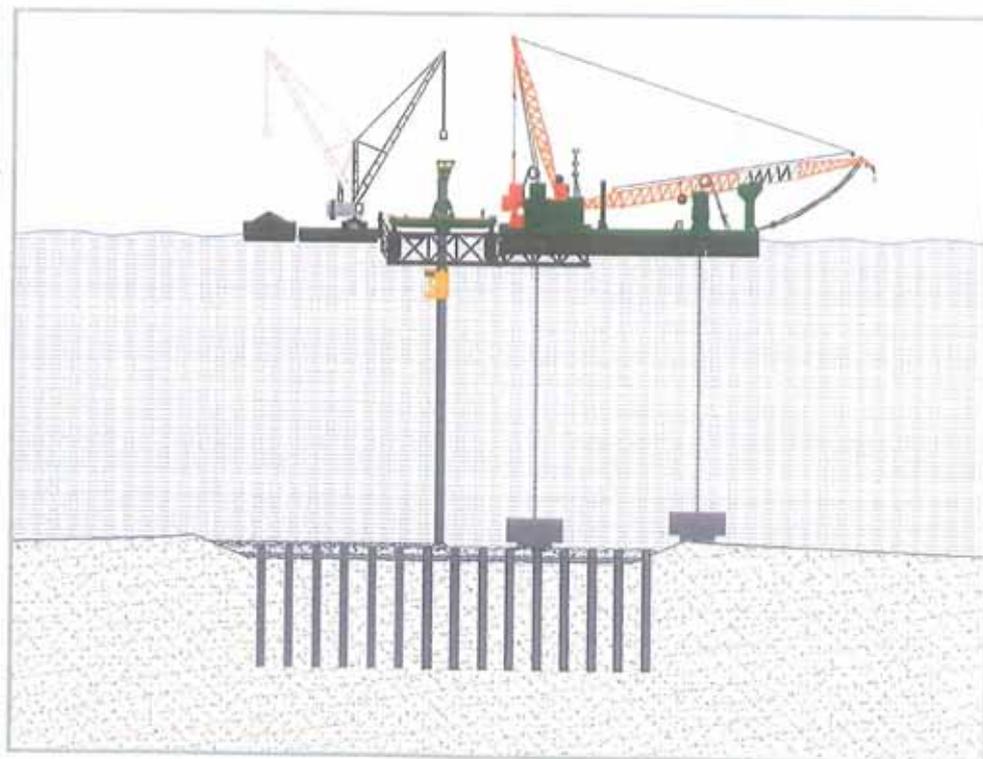
par des lignes tendues plongeant à l'aplomb sous leur coque. La tension des lignes associée à la poussée d'Archimède crée un couple stabilisateur qui immobilise la barge en altitude et en assiette, malgré l'effet de variations de plan d'eau (marée, vagues) et des mouvements de charge, laissant subsister les mouvements de deuxième ordre engendrés par l'excursion en plan et l'élasticité des lignes d'ancrage.

Ce qui est nouveau par contre, ce fut d'abord de transformer une "jack up" en "Tension Leg" en utilisant à l'envers le système de vérinage prévu pour son élévation, conservant la possibilité de restituer la configuration "jack up" en fin de chantier, et ensuite de concevoir une barge à pieds tendus facilement déplaçable.

Description du dispositif
 (figures 3, 4 et photos 2 et 3)

Au centre, la barge Lisa, 2 000 m² de pont, "jack up" utilisée, pour les levages lourds sur le chantier du pont sur la Severn, transformée en "Tension Leg" et équipée d'une grue Manitowoc 888 sur ringier capable de lever 150 t à 50 m.
 Les jambes tendues sont constituées de quatre chaînes de 170 mm, 2 360 t de capacité à rupture, connectées à des contrepoids de 750 t déjaugés, mobilisant donc 1,50 m de tirant d'eau pour être soulevés. Un système de ballastage compense les effets des marées. Un ratelier central per-

Figure 4
 La barge à pieds tendus
 Lisa et le catamaran :
 phase de réglage
 de la couche de forme
*The tension leg platform
 Lisa and the catamaran :
 capping layer finishing
 phase*



met le stockage de huit inclusions à la verticale et du marteau de battage hydropneumatique Menck de 200 kJ.

Attaché à Lisa par des poutres treillis de forte inertie, un ponton catamaran semi-submersible supporte un bipoutre surmonté lui-même d'un chariot, les deux structures se déplaçant sur patins glissants, tractées par chaîne et cabestan hydraulique, et permettant au riser, un tube plongeur attaché au chariot, de couvrir un rectangle de 14 m x 28 m. Ses flotteurs étant submergés et sa surface mouillée réduite à des tubes verticaux, le catamaran attaché à Lisa est très stable en z.

Le riser sert de guide au marteau de battage couplé aux tubes par un gripper externe, constituant un colis de 100 t manipulé par la Manitowoc, et de tube d'approvisionnement et de réglage des couches de gravier, à l'aide d'une fenêtre rectangulaire de 2 m de long disposée à sa base. Des vérins asservis permettent de compenser les faibles et lentes variations de niveau dues à la flexion du catamaran sous l'effet des déplacements du riser. L'ensemble est piloté par un GPS.

Sar 3, barge à positionnement dynamique de 8000 ch et 2000 m² de pont, également en provenance de la Severn, assure le transport des inclusions et les mouvements de l'attelage Lisa + catamaran, utilisant le système de couplage rapide "Docking Rollers" développé sur la Severn.

La logistique sable et gravier est assurée par un clapet de 1000 m³ et deux pontons de 500 m³, manœuvrés par un remorqueur de 1200 ch, approvisionnant une pelle à câble Lima 2400 installée sur un ponton accosté le long du catamaran.

Les moyens de contrôle bathymétriques

(figures 5 et 6)

Ils reposent sur deux outils complémentaires :

- ◆ un sonar multi-faisceaux Simrad EN 3000 couplé à une centrale d'attitude, un gyrocompas et un GPS, et permettant à l'aide de logiciels adaptés de dresser des cartes bathymétriques avec une précision remarquable, ± 5 cm à - 65 m, et quelques centimètres seulement en relatif, facteur essentiel de réussite dans le cadre de l'approche statistique des tolérances d'exécution;
- ◆ le riser, couplé à son GPS, utilisé tout simplement comme une pige, le contact fond se manifestant par un relâchement de la pression des vérins de réglage vertical.

Le sonar a été utilisé de manière systématique, le logiciel permettant de dresser une carte de chaque couche dans chaque pavé de travail et d'établir les données statistiques nécessaires (moyenne et écart type sur les niveaux et les épaisseurs).

Le contrôle final de la fondation associe les cartes sonar et les relevés à la pige réalisés avec le riser (400 points).



Photo 2
Lisa et le catamaran
en cours de battage
Lisa and the catamaran
during pile driving



Photo 3
Le catamaran
avant sa connexion
à Lisa
The catamaran
before its connection
to Lisa

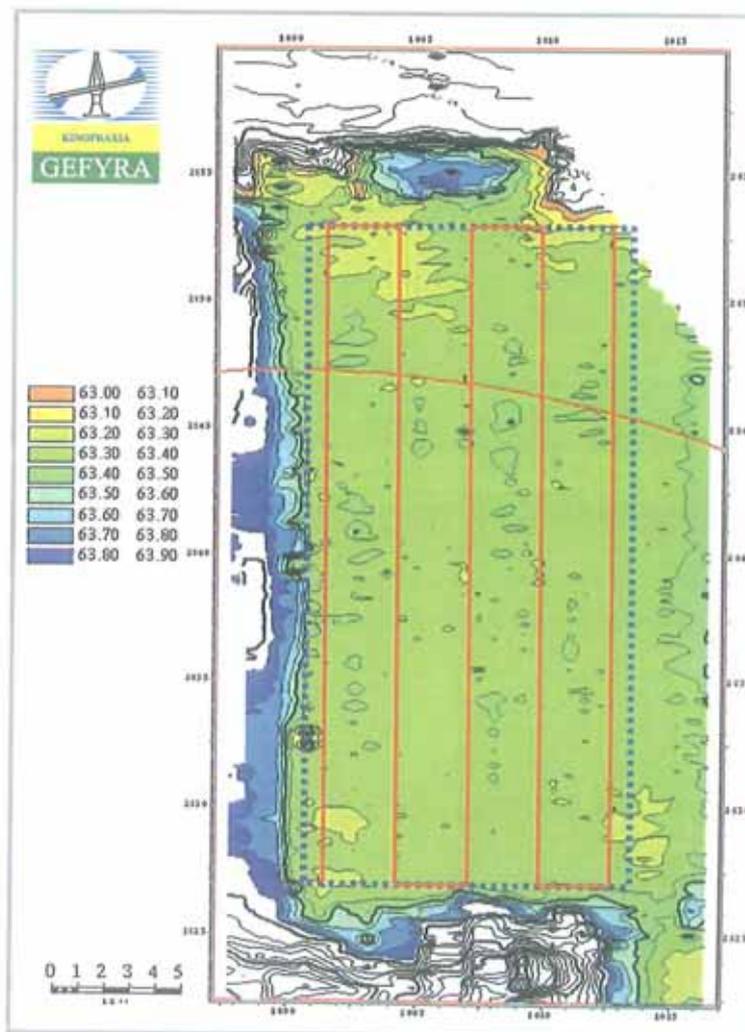


Figure 5
Carte bathymétrique :
couche finale
sur le pavé EWA10
de M3

Bathymetric map : final
layer on paving block
EWA10 of M3

Les résultats

En termes de précision (cf. tableau I).

En termes de cadences :

- ◆ battage des inclusions : 2 h/unité ;
- ◆ réalisation d'une zone en première phase (filtre, inclusions, couche de transition) : 6 postes ;
- ◆ réalisation d'une zone en deuxième phase (couche finale) : 2 postes ;
- ◆ réalisation complète fondation M1 : 3 mois.

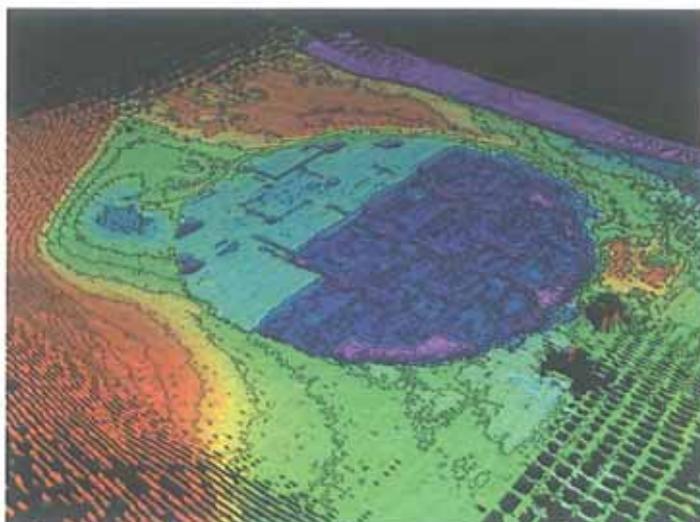
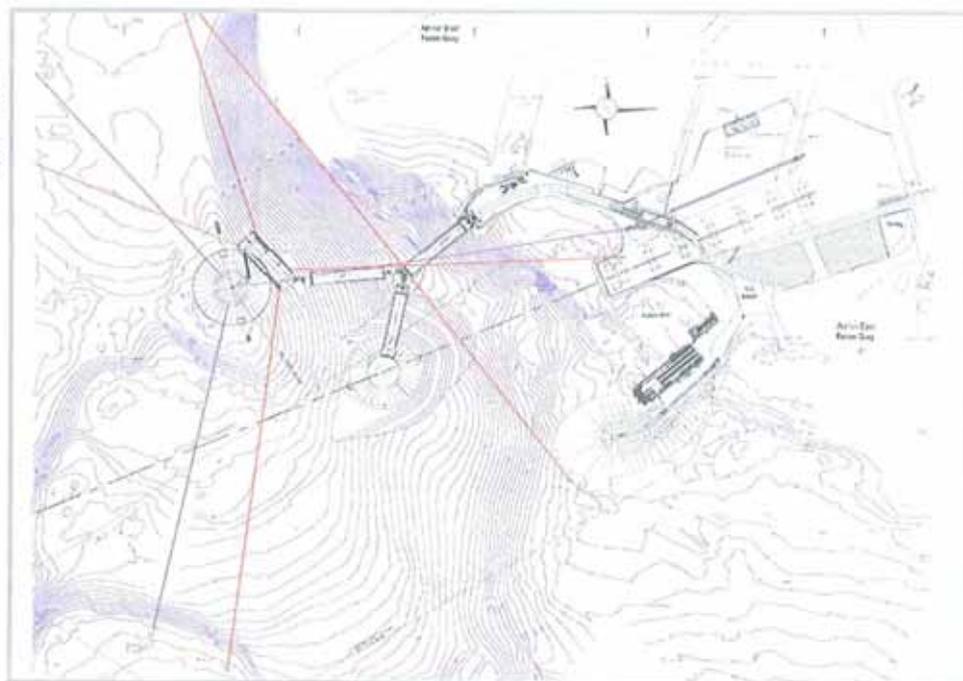


Figure 6
Vue 3D consolidée de la fondation M3 en cours de travaux. En bleu foncé, la couche de transition en 10-100 roulé, en bleu clair, la couche finale en 10-100 concassé

Consolidated 3D view of the M3 foundation during the works. In dark blue, the transition layer of 10-100 rounded material, and in light blue the final layer of 10-100 crushed material

Figure 7
Plan d'ensemble du Wet Dock
General plan of the Wet Dock



	Niveau prévu (intégrant une provision pour tassements)	Niveau moyen obtenu	Ecart type (cm)
M3	63.30	63.35	5.5
M4	47.85	47.83	2.3
M2	61.30	61.28	2.1
M1	56.85	56.82	1.4

Tableau I
Table I

CONSTRUCTION DES PILES EN FLOTTAISON

La construction des piles par la méthode employée pour les plates-formes offshore en béton a été une des idées centrales du projet.

Les piles sont constituées d'une embase de 90 m de diamètre (80 m pour M4) prolongée par un cône de 38 m à la base et 27 m à + 3° MSL.

Les embases sont construites dans le Dry Dock puis mises en flottaison et remorquées jusqu'au Wet Dock, où, maintenues en place par des chaînes d'ancrage, elles s'immergent progressivement au rythme de la construction du cône, réalisé en coffrage grim pant par levées de 1,80 m.

Le Dry Dock livre les embases avec une amorce de cône de 3,60 m équipée du coffrage complet. Ces pièces déplacent entre 65000 et 70000 t pour un tirant d'eau voisin de 11 m. En fin de construction en Wet Dock, la pile M3 déplace 110000 t pour un tirant d'eau voisin de 55 m.

Description du Wet Dock

La morphologie des fonds marins offrait un site idéal à proximité du château d'Antirion : 60 m de profondeur à 300 m de la côte. Par contre l'endroit est exposé à des courants turbulents assez marqués, atteignant 2,5 nœuds.

La conception du dispositif d'ancrage, menée par le bureau d'études spécialisé Doris, a été gouvernée par l'objectif de limitation des mouvements de la pile, sous l'effet des courants alternés et des vagues, à des amplitudes compatibles avec un ac-

cès direct depuis la terre par pontons flottants. Les piles sont connectées à trois lignes d'ancrage en chaîne de 120 mm (315 kg/ml), deux lignes frappées sur des pieux battus au fond de la mer (tubes acier Ø 2 m), et une ligne ramenée à terre et reprise par un tensionneur de 250 t de traction (figure 10).

Le dispositif est en effet mis en tension pour limiter l'excursion de la pile. On s'apercevra de plus que le système piles + lignes d'ancrage constitue un oscillateur susceptible d'entrer en résonance par échappement tourbillonnaire dans le courant sur des périodes très longues (3 à 4 minutes) mais avec des amplitudes impressionnantes atteignant 10 m (20 m d'excursion totale), et que le réglage de la tension permettait la sortie de la zone d'excitation.

Ordre de grandeur des efforts dans les lignes d'ancre :

- ◆ tension de réglage : 400 t à la connexion sur la pile ;
- ◆ traction maximale en conditions extrêmes : 900 t à la connexion sur la pile, 450 t sur les pieux d'ancrage.

Accès et plate-forme d'installation (photo 4)

Un pont flottant constitué par deux pontons de 16 x 100 m permet d'accéder à une barge de 24 x 76 m équipée de quatre lignes d'ancre manœuvrées par deux doubles treuils de 120 t. Cette barge, survolée par la grue à tour Potain MD600 installée au centre de la pile, supporte l'essentiel des installations de chantier : transformateur 20 kV/1000 KVA, groupe électrogène de secours 910 kVA, containers atelier et magasin, bureaux...

Une passerelle sur appuis rotulés, coulissant par l'intermédiaire d'un chariot sur la barge support, permet l'accès du personnel sur le coffrage extérieur du cône.

Les pontons d'accès sont connectés par des jeux d'aussières élastiques tendues à environ 15 t, comprimant des défenses de type Yokohama, constituant ainsi une rotule avec effet de rappel. Le premier ponton est par ailleurs maintenu à son extrémité côté mer par deux lignes d'ancre à 90° de son axe.

Installation des piles au Wet Dock (photos 5 et 6)

Les embases sont prises en charge au Dry Dock par trois remorqueurs de 40-50 t de BHP "Bollard Pull", et accompagnées par un remorqueur de forte puissance de type "Anchor Handler" de 120 t minimum de BHP, équipé d'un pont arrière ouvert et de treuils de 250 t.

Les embases partent avec deux shots de chaîne (1 shot = 90 ft = 27,5 m) connectées sur des points d'ancrage à la base du cône par des "grommets" (boucles en fil d'acier).



Photo 4
La pile M4 au Wet Dock avec ses pontons d'accès et la barge support SB1. Au premier plan, Lisa équipée du catamaran est déplacée à l'aide de la barge Sar 3

Pier M4 in the wet dock with its access pontoons and the support barge SB1. In the foreground Lisa equipped with the catamaran is moved by means of the Sar 3 barge



Photo 5
M1 en route vers le Wet Dock. Janvier 2002

M1 heading for the Wet Dock. January 2002



Photo 6
M2 vient d'être installée au Wet Dock

M2 has just been installed in the Wet Dock

Photo 7
Construction au Wet Dock :
le coffrage autogrimpant
et les panneaux
de ferrailage
sur leurs gabarits
de maintien

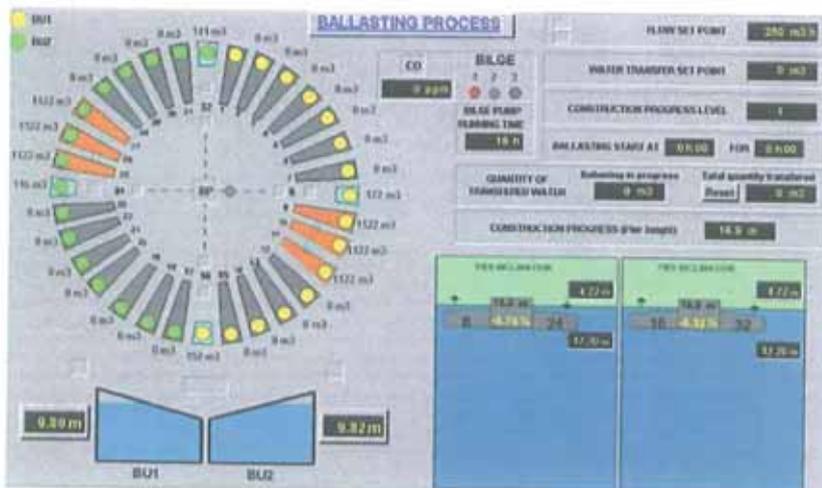
Construction in the
wet dock : the climbing
formwork and the
reinforcement panels
on their supporting
templates



Tableau II
Table II

	M3	M4	M2	M1
Levées standards	23	15	22	20
Levées spéciales (transition en partie haute)	5	4	4	4
Béton de structure (yc amorce réalisée en Dry Dock) (m ³)	8230	5780	8210	2320
Ferrailage (tonnes)	1970	1510	1940	1815
Ratio (kg/m ³)	239	261	236	248
Gabarits noyés (tonnes)	240	200	240	225
Durée d'exécution (mois)	6	5,5	4,5	3
Cycle optimisé	2 levées par semaine			

Figure 8
Ecran de contrôle
du système de ballastage
Ballasting system control
screen



Le reste des lignes d'ancrage attend au fond de la mer d'être remonté puis connecté par le "Anchor Handler" qui a besoin pour cette opération de treuils puissants et d'une capacité de propulsion vers l'arrière (BHP astern) suffisante pour compenser le rappel des chaînes.

L'ingénierie et la conduite de ces opérations ont été confiées à la société Smit Maritime, qui nous a assisté pour la sélection des vaisseaux et mis à disposition pour chaque opération, Dry Dock - Wet Dock et Wet Dock - *in situ*, un chef de manœuvre, capitaine expérimenté, son adjoint, capitaine également, un ingénieur et une équipe de solides riggers (6 à 10 hommes).

Construction du cône (photo 7)

Le cône est construit par levée de 1,80 m à l'aide d'un coffrage autogrimpant, suivant un contour à 32 facettes. Le ferrailage est réalisé par panneaux préfabriqués couvrant quatre levées, maintenus par des gabarits en profilés noyés dans le béton. Le bétonnage est réalisé à la benne de 2 m³ en quatre secteurs de 75 m³ par levée (tableau II).

Le système de ballastage et d'équilibrage (figure 8)

La pile s'incline sous l'effet du courant et des déséquilibres de charge dus au bétonnage par plots. Par ailleurs sa stabilité, mesurée par son "p-a", se dégrade pendant la construction (trop de masse dans les hauts). Les limites fixées sont :

◆ 3 % d'inclinaison pour le fonctionnement normal de la grue à tour;

◆ $p-a \geq 70$ cm.

Les piles sont donc équipées d'un système de ballastage et d'équilibrage :

◆ 2 pompes de 500 m³/h (réversibles) pour ballaster dans les 32 compartiments extérieurs et gérer le p-a;

◆ 4 réservoirs de 50 m³ en périphérie sur deux axes perpendiculaires et deux pompes de 120 m³/h, permettant par transfert d'eau sur un axe d'équilibrer la pile avec une précision inférieure à 1 %.

L'ensemble est piloté par un automate et une supervision humaine 24 heures sur 24.

■ INSTALLATION DES PILES

Les piles sont installées sur leur fondation par ballastage, après transport et positionnement par des remorqueurs. Les tolérances fixées sont :

◆ en x, y ± 20 cm;

◆ en azimut $\pm 2^\circ$.

L'inclinaison finale est fonction de la qualité de réalisation de la couche de forme. On considère 3 % comme un résultat acceptable. Un défaut d'inclinaison à ce stade est facile à corriger dans la superstructure.

La configuration de base dispose trois remorqueurs en étoile sur ancres prépositionnées et testées pour 100 t, assistés par un remorqueur pour les connections et la réserve en cas de problème. Un des remorqueurs est connecté par deux lignes pour le réglage de l'azimut. Pour M2 et M1, ce remorqueur fut remplacé par la barge support du Wet Dock utilisée comme plate-forme à treuils, avec deux lignes sur ancre et deux lignes en prise sur la pile (figure 9).

Types de remorqueurs :

◆ pour les remorqueurs en prise : "anchor handler", double propulsion, 60 à 90 t BHP, treuils 100 t minimum;

◆ pour le remorqueur d'assistance : "anchor handler", 100-120 t BHP, treuils 250 t.

Les remorqueurs sont affrétés sur le "spot market". Pour avoir une idée des coûts, la dernière opération, l'installation de M1, a mobilisé :

◆ le "Golfo de Bengale" : 90 t BHP basé à Valence.
- Mob/démob. : 75 000 €.

- Location sur site yc fuel : 90 500 € pour 10,5 j.

◆ le "Zeus" 100 t BHP basé en Baltique.

- Mob/démob. : 220 000 €.

- Location sur site yc fuel : 32 200 € pour 3 j.

◆ le "Havila Champion" : 120 t BHP basé en mer du Nord.

- Mob/démob. : 300 000 €.

- Location sur site yc fuel : 80 000 € pour 4,5 j.

Total : 800 000 €.

La procédure d'installation passe par les étapes suivantes :

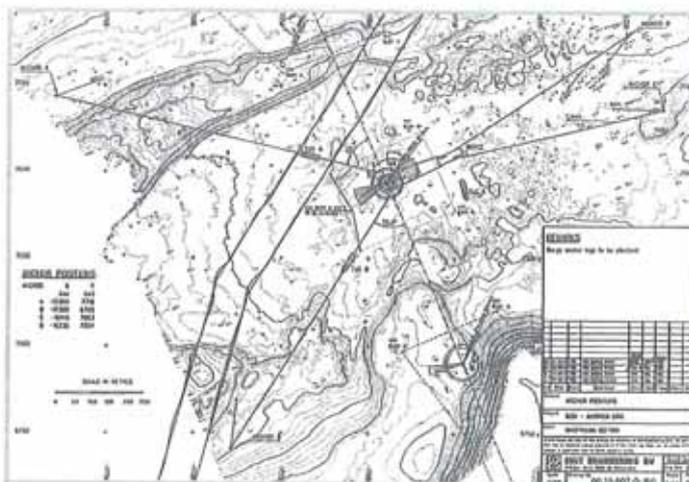


Figure 9
Plan d'ensemble
du dispositif
d'échouage de la pile
M2

General plan
of the system
for grounding of the M2
pier

	Transv. DX (cm)	Long. DY (cm)	Vertical* DZ (cm)	Rotation θ_z (deg)	Tilt θ_{xy} (10^{-3})
M3	4	0 (-36,0)	20	1,3	1
M4	1,6	-3,2	14,8	-0,7	1,6
M2	-16,3	-14,8	12,8	1,2	3,3
M1	-1	3,7	9,5	1,3	1,6

* Ecart sur niveau théorique final avant tassements

Tableau III
Table III

- ◆ connexion des remorqueurs au Wet Dock;
- ◆ découpe des grommets par plongeurs à la lance thermique;
- ◆ déplacement, connexion sur les lignes d'ancre;
- ◆ positionnement grossier par réglage des longueurs de ligne à l'aide des treuils;
- ◆ ballastage jusqu'à 1 m de pied de pilote;
- ◆ reprise du réglage des lignes de treuil, réglage de l'azimut;
- ◆ attente de la renverse. La vitesse limite de courant pour la phase finale est fixée à 0,35 m/s (la période d'installation a été choisie pour chaque opération en mortes eaux);
- ◆ reprise du ballastage jusqu'à début de contact avec les bossés de la couche de forme (pied de pilote ~ 30 cm). Il est à noter que quelques bossés, imperfections d'exécution de la couche finale, sont bien utiles pour la précision de l'échouage;
- ◆ reprise des réglages en azimut et centrage de l'ellipse d'excursion sur l'objectif (réglage de la longueur des lignes de treuil);
- ◆ mise à niveau aussi parfaite que possible (0,5 % d'inclinaison mesurée) par ballastage différentiel;
- ◆ ballastage lent et déplacement de la pile par action des propulseurs des remorqueurs. Le chef de manœuvre qui a pris le temps d'observer le comportement de la pile autour de la cible, donne une impulsion puis freine par contact sur les bossés en ballastant.

Le positionnement est suivi en temps réel par deux paires de GPS indépendantes.

Toutes les informations (positions, ballastage, équilibrage) sont ramenées au PC de contrôle, sur la pile, à disposition du chef de manœuvre.

Les précisions obtenues sont reportées dans le tableau III.



Photo 8
Echouage de la pile M3 le 12 mai 2001.
Grounding of the M3 pier on 12 May 2001.

Un incident sur une ligne d'ancre a perturbé l'installation de M3, qui s'est trouvée décalée de 36 cm sur l'axe, mais comme M3 était la première pile, l'implantation du pont s'est calée sur sa position réalisée, ramenant l'écart à 0.

La pile M2 a été posée dans une tolérance inférieure à 5 cm, mais son basculement lors du chargement a éloigné le point de référence (situé à +3 MSL) de la cible.

Les résultats obtenus sur M1 et M4 sont à considérer avec prudence. On retiendra que la méthode permet d'atteindre ± 5 cm (photo 8).

ABSTRACT

Maritime works

P. Morand

The construction of piers at sea for the cable-stayed main bridge required very extensive maritime works :

- Construction of the foundations : dredging, soil reinforcement, capping layer;
- Floating pier construction;
- Installation of the piers by towing and submersion.

These works performed in deep water, up to 65 metres below sea level, required the development of extraordinary construction methods, equipment and inspection facilities.

RESUMEN ESPAÑOL

Obras marítimas

P. Morand

La ejecución de las pilas en medio marítimo del puente principal arriostrado ha precisado la ejecución de obras marítimas de gran amplitud :

- ejecución de las fundaciones : dragado, refuerzo del terreno, capa de forma;
- construcción de los pilares en flotación;
- instalación de las pilas por remolque e inmersión.

Estas obras, ejecutadas en aguas profundas, hasta - 65 m bajo el nivel del mar, han precisado el desarrollo de métodos de construcción, de materiales y medios de control muy poco comunes.

Les pylônes du pont principal Travailler en sécurité à 165 m au-dessus du niveau de la mer

Cet article décrit la construction des quatre pylônes du pont principal. Cette phase de travaux, représentant 1 million d'heures travaillées, commence juste après l'immersion de la première pile M3, pour finir quasiment 3 ans plus tard par l'acrotère du quatrième pylône, à 165 m au-dessus du niveau de la mer. 60 000 m³ de béton et 22 000 t de ferrailage ont été mis en œuvre dans des conditions difficiles, sur un site en mer, exposé, et régulièrement soumis aux séismes.

INTRODUCTION

La réalisation des pylônes, structures de 165 m de haut, dans un environnement difficile, a nécessité de recréer pour chaque poste de travail des conditions optimales de sécurité. Des outils spécifiques ont été développés, et la préfabrication à terre a toujours été favorisée.

A travers la description de la construction d'un pylône, constitué d'un fût de pile, de quatre jambes et d'une tête de pylône, seront exposées les méthodes d'exécutions retenues.

LE FÛT DE PILE

Le fût de pile est constitué des parties suivantes :

- ◆ la première dalle à + 3 m ;
- ◆ le fût de pile octogonal, appelé octogone ;
- ◆ la tête de pile ;
- ◆ la poutre de couronnement.

Les différentes étapes de la construction des fûts de pile sont décrites ci-dessous.

L'octogone

La dalle

La construction du fût de pile débute juste après l'immersion de la pile dans sa position finale. La tolérance de pose est de ± 20 cm en plan, et de 5° en rotation. La dalle à + 3 m est coffrée en sous-face par des prédalles reposant sur deux poutres métalliques. Elle est particulièrement ferrailée, pour prévenir les chocs de bateau. La séquence de ferrailage a fait l'objet d'une étude détaillée : il faut pouvoir repositionner les attentes de l'octogone au théorique, sur l'axe du pont, malgré les aciers en attente du cône et le ferrailage principal de la dalle.

Le bétonnage est effectué en deux levées, de 0,8 m et 1 m.

L'octogone

Au-dessus du niveau + 3 m, la pile est constituée d'un cylindre creux à base octogonale de 24 m de

rayon extérieur, de 28 m de haut pour les piles hautes (photo 1) et 6 m de haut pour les piles basses.

Le voile béton de l'octogone, de 2 m d'épaisseur, est ferrailé par 2 x 6 lits de Ø 40, avec une maille de 20 cm. Le ferrailage est mis en place par panneaux préfabriqués. Chaque panneau, en V, intègre deux facettes d'octogone, et vient se recouvrir sur le panneau précédent. Ils sont mis en place à l'aide d'un palonnier bi-articulé, permettant de le basculer et de le mettre en place (photo 2). Les panneaux de ferrailage sont maintenus par des tabourets, gabarits de pose qui sont recyclés au fur et à mesure.

Le ferrailage en place se limite à l'épinglage, ce qui reste considérable, à raison de 25 brins au mètre carré sur la majeure partie de la surface (90 000 épingles au total).

Les levées de 5,40 m sont coffrées à l'aide de banches métalliques, couvrant deux facettes d'octogone, et positionnées sur des plates-formes périphériques de 2,5 m de large. Banches et plates-formes sont déplacées à la grue.

Les arrêts de béton sont coffrés par des profilés métalliques, entre les nappes intérieures et extérieures, complétés par des Satujo gonflables, permettant de combler les espaces entre nappes de ferrailage.



Claude Jacquot-Preaux

Vinci Construction Grands Projets
INGÉNIEUR TRAVAUX - PYLÔNES M1
ET M2
JV de construction

Frédéric Sciblo

Vinci Construction Grands Projets
INGÉNIEUR TRAVAUX - PONT
PRINCIPAL
JV de construction

Hakim Naceur

Vinci Construction Grands Projets
DIRECTEUR DE TRAVAUX - PYLÔNES
JV de construction



Photo 1
Vue générale d'un octogone
avec la barge support et Saroula
lors d'un bétonnage

General view of an octagonal pier
with the support barge and Saroula
during a concreting operation

Photo 2
Mise en place
d'un panneau
de ferrailage
d'un octogone

Laying a reinforcement
panel for an octagonal pier

Photo 3
 Vue aérienne d'une tête
 de pile entièrement
 coffrée
*Aerial view
 of a completely shuttered
 pier head*



Photo 4
 Ferrailage d'un angle
 de tête de pile
*Reinforcement of a pier
 head corner*

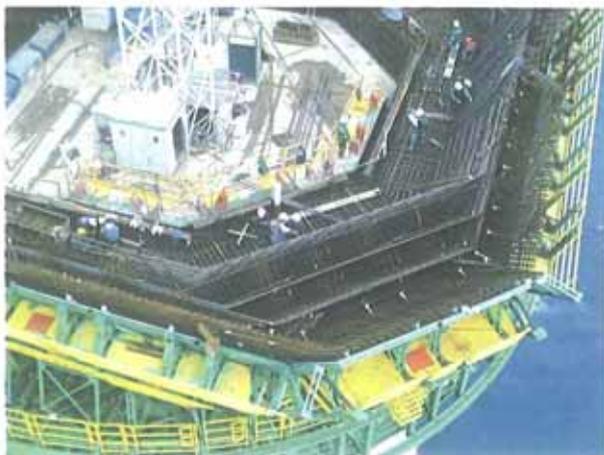


Photo 5
 Pose des attentes
 des nappes extérieures
 de ferrailage sur le coffrage
 jusqu'à la levée n + 2
*Laying of supports for outer
 reinforcement layers
 on the shuttering up
 to levee n + 2*



Photo 6
 Décoffrage d'un panneau de tête de pile
 sur la "girlette"
*Shuttering removal from a pier head panel on the
 "girlette" ("rainbow wrasse")*

► Les bétonnages sont effectués à raison d'un quart d'octogone – 200 m³ – tous les quatre jours, en travaillant à deux postes. Le béton est pompé depuis la barge, et distribué à l'aide d'un mât installé en tête des tours d'escalier permanent. Des cadences de 30 m³/h ont été atteintes.

La tête de pile

Au sommet de l'octogone, le fût de pile s'élargit pour permettre au tablier de passer entre les jambes de pylône. Cette déviation des efforts se traduit par une structure complexe : la tête de pile, constituée d'une dalle en partie basse, d'une pyramide inversée de 15 m de haut et d'une poutre de couron-

nement de 40 m x 40 m, de 6 m de large pour 3,5 m de haut.

La seconde dalle est coffrée sur prédalles soutenues soit par un échafaudage sur les piles basses, soit par deux poutres métalliques – 20 m de portée, 20 t chacune – pour les piles hautes. Les poutres sont supportées par des corbeaux en béton armé attachés contre les voiles de l'octogone. Prédalles et poutres ne sont pas participantes. La transition du ferrailage entre l'octogone et la tête de pile nécessita l'aménagement d'une banquette périphérique au-dessus de la dalle. Cette banquette est l'une des zones les plus ferrillées de l'ouvrage, avec des densités de 800 kg/m³. La finalisation du ferrailage de la tête de pile pu

aboutir grâce à une implication très en amont des équipes de travaux. Compte tenu de la densité exceptionnelle des aciers – 17 lits de Ø 40 – du maillage, de l'inclinaison des pentes de la tête de pile (45°), il fut nécessaire de réaliser plusieurs maquettes d'essai, et d'ajuster les détails de ferrailage en conséquence. La préfabrication de panneaux fut très vite exclue. Les 2000 t d'acier furent donc mises en place en traditionnel, *in situ*. Pour ne pas asphyxier la pile, une grue auxiliaire de petite capacité (HD32) fut mise en place sous la grue centrale (MD600) et l'activité étendue à trois postes (photos 3 et 4).

La tête de pile comporte six levées de béton de 2,5 m de haut. Chaque levée est divisée en quatre plots (170 m² maximum). De par le truchement des recouvrements et l'imbrication des nappes de ferrailage, les nappes en console extérieures, installées en premier, dépassent de plus de deux levées au-dessus du béton. Le coffrage extérieur, travaillant en barrage, dut ainsi être installé trois levées au-dessus de la dernière levée bétonnée (photo 5). Compte tenu des pentes, et des conditions de site (vent, séisme), et du poids de ferrailage à supporter, le coffrage extérieur s'avéra être une structure métallique considérable (450 t, pour 2000 m² coffrés). Le coffrage intérieur, moins sollicité, est constitué de plates-formes périphériques et de banches métalliques, déplacées à la grue.

Pour décoffrer les panneaux de coffrage extérieur, dans l'ombre de la tête de pile, un dispositif particulier, appelé "girelle" fut développé (photo 6). Il s'agit d'une plate-forme mobile permettant :

- ◆ de recueillir les panneaux de coffrages – 80 m², 12 t – en sous-face de tête de pile où ils ne sont pas accessibles à la grue ;
- ◆ de les faire tourner autour du fût de pile, en se déhalant sur des profilés cintrés (chemin de roulement périphérique) ;
- ◆ de les écarter pour échapper à l'ombre de la tête de pile, et les prendre à la grue.

La poutre de couronnement

D'une section de 6 m de large pour 3,5 m de haut, la poutre de couronnement s'appuie sur le dessus de la pyramide inversée de la tête de pile. Chaque côté, long de 40 m, est précontraint par 21 câbles de 37T15.

La sous-face de la poutre est coffrée vers l'extérieur par le coffrage de tête de pile, et à l'intérieur par des panneaux s'appuyant sur la plate-forme interne (cf. infra).

Les quatre coins sont des zones très ferraillées, réalisant la jonction avec les jambes de pylône, et accueillant les ancrages de précontrainte. Les faces verticales de la poutre sont coffrées par des banches métalliques. Les poutres sont coulées en deux phases, la première levée faisant 1 m de haut, et



Photo 7
Vue générale d'un pylône en phase courante de construction des Jambes de pylône

General view of a tower during the phase of tower leg construction

la seconde 2,5 m. Chaque phase est divisée en plan en huit plots correspondant aux côtés et aux coins (375 m² maximum).

Le béton est pompé et distribué au mât.

La plate-forme interne est une structure permanente fournissant un platelage lourd couvrant tout l'intérieur de la tête de pile. Ses fonctions sont multiples. En phase permanente, elle est utilisée pour les manutentions d'amortisseurs et de fusibles. En phase provisoire, elle sert :

- ◆ au coffrage de la poutre de couronnement ;
- ◆ au déplacement de la grue (MD600) de sa position centrale à sa position latérale permettant d'échapper aux jambes de pylônes et au tablier ;
- ◆ au déplacement et au supportage des segments sur pylône.

LES JAMBES DE PYLÔNE

Les quatre jambes de pylône d'une pile ont une section de 4 m x 4 m et une hauteur de 78 m (photo 7). En phase provisoire, elles doivent être butonnées entre elles sur quatre niveaux, soit toutes les trois levées, pour assurer leur stabilité. Ce butonnage doit rester en place jusqu'au bétonnage de la dalle de jonction, à leur sommet. La construction des jambes s'effectue en 17 levées : la première de 1,20 m puis les 16 suivantes de 4,80 m chacune. La grande répétitivité de cette tâche (272 levées au total pour les quatre piles) a conduit à développer au maximum les outils des différents postes de travail.

Le coffrage autogrimpant

Il est constitué d'une plate-forme principale à trois étages (photo 8) :

- ◆ sur le niveau supérieur se situent les deux banches en L déplacées par vérins horizontaux ;



Photo 8
Coffrage des jambes de pylône
Shuttering of tower legs

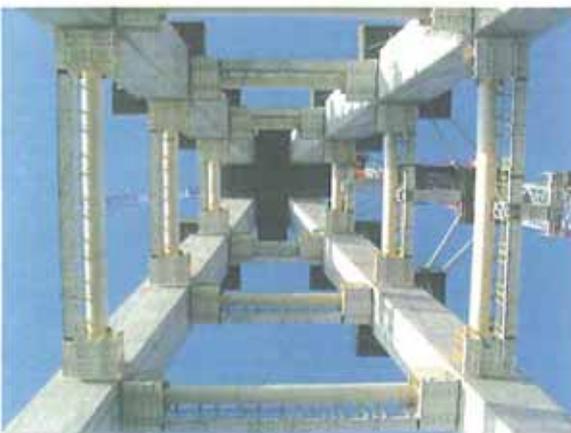
Photo 9
Mise en place d'une cage
de ferrailage des jambes
de pylône

*Installing a reinforcing
cage for the tower legs*



Photo 10
Les jambes de pylône
avec les butons
vues depuis l'axe
de plate-forme interne

*The tower legs
with the stays seen
from the internal roadway
centreligne*



- ◆ la plate-forme intermédiaire est la zone de travail et d'accès aux deux vérins hydrauliques principaux qui permettent le hissage de l'ensemble sur une hauteur de 4,80 m;
- ◆ l'étage inférieur permet d'effectuer des finitions. Le poids total d'un coffrage est de 45 t pour une surface coffrée de 120 m². La commande définitive des coffrages a nécessité un long travail préalable :
- ◆ une première phase de conception et fabrication d'un prototype ;
- ◆ la réalisation sur le chantier d'une maquette grandeur réelle (trois levées de 4,80 m) afin de tester, modifier et optimiser l'outil ;
- ◆ enfin, la fabrication des sept autres coffrages nécessaires.

Cette préparation a duré plus d'un an, mais a permis d'obtenir un outil parfaitement opérationnel et de former les équipes sur la maquette, à terre, plutôt que sur les piles en mer et en grande hauteur.

Le ferrailage

La densité de ferrailage est de 250 kg/m³ de béton. Les cages sont préfabriquées à terre sur une ligne d'assemblage spécifique avec moyens de manutention et accès appropriés. Avant d'être amenées en mer, les cages sont équipées avec leurs 168 tirettes (barre droite de diamètre 32 pour la connexion avec la cage précédente).

In situ, le levage des cages de 14 t se fait grâce à un basculeur. Il positionne les cages dans la position qu'elle aura dans le coffrage (double pente par rapport à la verticale). Le coffrage à l'ombre sert de guide pour la mise en place (photo 9). La cage est sécurisée dans sa position par soudure sur les attentes et l'ajustement des tirettes peut commencer.

Toute la préparation à terre et les outils adaptés utilisés en mer (basculeur, palonnier, guidage) permettent de réduire la durée de la pose en mer à 2 - 3 heures et donc de minimiser les risques liés au travail en grande hauteur.

Le bétonnage

Il s'effectue à la grue à tour avec des bennes à béton de grande capacité (3,5 m³). Le bétonnage s'effectue ainsi à une cadence de 25 m³/h malgré des hauteurs comprises entre 55 m et 130 m au-dessus du niveau de la mer.

Le cycle

Grâce à toutes ces optimisations sur les durées de tâches unitaires, ont été réalisés régulièrement, sur une pile équipée de quatre coffrages, huit bétonnages par semaine en travaillant en deux postes.

Les butons et les circulations

Les butons provisoires (20 t et 28 m de long pour les plus importants), installés sur les levées 5-8-11-14, sont précontraints avec un effort de 200 t. Ils sont équipés sur le côté extérieur de plate-forme afin d'assurer une circulation horizontale continue entre les quatre jambes (photo 10). Un ascenseur positionné sur la mâture de la grue à tour dessert chaque niveau de butons. Pour compléter, des cages munies d'échelles de meunier se fixent sur le béton pour accéder au coffrage à partir du niveau de buton.

■ LA TÊTE DE PYLÔNE

La tête de pylône (figure 1) est constituée de trois ensembles : la dalle de jonction, la tête métallique, et la structure en béton armé précontraint autour de la tête métallique. Il s'agit probablement de la partie la plus exposée aux risques pendant la pha-

se de construction. Risques liés à la hauteur, au vent, au séisme, aux tolérances serrées. Un an avant le début des travaux, bureaux d'études et équipes de travaux ont amorcé la mise au point des phasages et du ferrailage, pour minimiser les travaux en hauteur (préfabrication au sol) et sécuriser les postes de travail (coffrages outils spécifiques).

La dalle de jonction

Il s'agit d'une dalle réalisant l'encastrement des quatre jambes de pylônes. Elle mesure 12 m par 12 m, pour une hauteur de 2 m, et accueille les tubes coffrants des huit premières paires de haubans (photo 11).

La réalisation de la dalle s'effectue en trois étapes :

- ◆ dans un premier temps, la dalle est préfabriquée à terre. Les tubes coffrants (\varnothing 450, L = 2500 mm) sont disposés sur un gabarit fixe, et assurant un positionnement très précis. Le ferrailage (acier de 32 et de 40, 10 m de long) est alors mis en place. On bétonne ensuite la partie centrale de la dalle, en forme de croix, sur une hauteur de 50 cm, et deux voiles sur 2 m de haut, permettant de fixer des appareils de levage ;

- ◆ dans un second temps, le colis (175 t) est levé par la grue flottante Tak Lift 7 et posé sur quatre tréteaux en tête des jambes de pylônes. Les tréteaux sont équipés de défenses Néoprène cubiques percées permettant d'atténuer les efforts de pilonnement, et de répartir uniformément les 175 t sur huit points. Un dispositif de guidage permet la prise en charge du colis à la pose. Le centre de la dalle a pu être positionné avec une précision de \pm 5 mm, cruciale pour le bon alignement des tubes coffrants ;

- ◆ enfin, le ferrailage entre la dalle et les quatre jambes est mis en place. Il s'agit principalement de barres droites enfilées, à travers le ferrailage de la dalle, jusqu'à la dernière demi-levée des jambes, laissée non bétonnée à cet effet. Les jambes sont alors coffrées en sous-œuvre et bétonnées, ainsi que le 1,5 m supérieur de la dalle. La préfabrication de ce colis a permis de réduire la durée d'exécution de la tête d'un mois, et de réduire significativement les risques liés à la hauteur, au vent, au manque de place. Cette préfabrication n'a néanmoins été possible que grâce à une implication très en amont des équipes travaux, en particulier des ferrailleurs, dans le détail de la conception du ferrailage.

La tête métallique

Les 23 paires de haubans d'un fléau s'ancrent dans la tête de pylône par l'intermédiaire d'une tour métallique. Cette tour - 7,6 m longitudinalement par 2,5 m transversalement et 30 m de haut, ~ 320 t - est flanquée de deux voiles en béton armé pré-

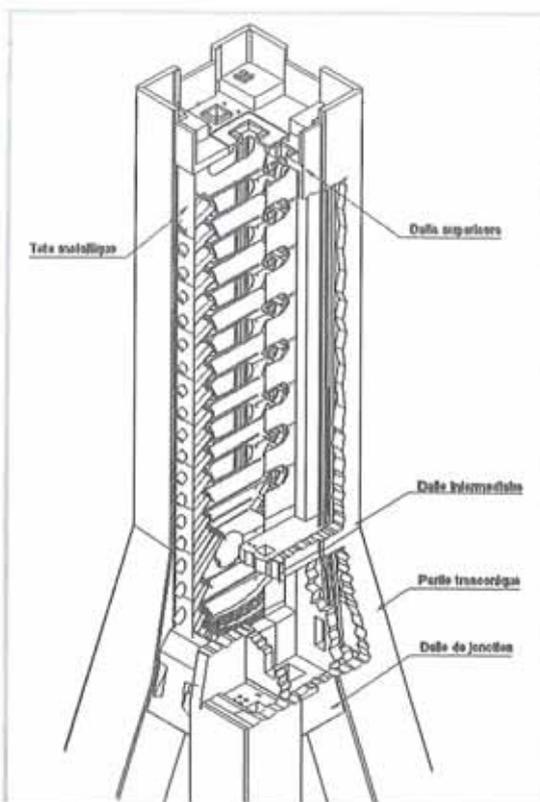


Figure 1
La tête de pylône
The tower head



Photo 11
La dalle de jonction vue de dessous lors du levage pour sa mise en place
Bottom view of the joining slab being lifted for installation

contraint, en forme de U. La fabrication des onze éléments constitutifs d'une tour - correspondant chacun à deux niveaux de haubans - a été réalisée par Metka, dans l'usine de Volos (nord de la Grèce). Metka est une entreprise grecque de construction métallique, ayant une forte compétence en assemblage mécano-soudé.

La conception de la tête métallique a imposé des tolérances serrées pour la verticalité (1/1000) et les angles de tubes d'ancrage de haubans \pm 0,5°. Ces tolérances ont pu être réalisées par la combinaison de plusieurs facteurs :

- ◆ usinage de l'extérieur des tubes pour compenser les tolérances de livraison ;
- ◆ pré-assemblage trois par trois des éléments à l'horizontal en usine ;



Photo 12
Séquence de mise en place d'un élément de la tête métallique du pylône en zone d'assemblage à terre
Sequence of installation of a steel head element of the tower in the onshore assembly area

Sequence of installation of a steel head element of the tower in the onshore assembly area

Photo 15
Vue rapprochée du "Tesserage" de la tête de pylône
Close-up view of the tower-head shuttering-panel platform

Close-up view of the tower-head shuttering-panel platform



Photo 14
Vue générale d'un pylône lors de la pose d'une cage de ferrailage de la tête de pylône par la MD600
General view of a tower during installation of a tower head reinforcing cage by the MD600

Photo 13
Mise en place de la tête métallique du pylône M2
Installation of the steel head of tower M2



◆ soudure entre éléments par six soudeurs en simultané, et contrôle des déformations. Chacun des éléments (jusqu'à 40 t) est transporté par route jusqu'au chantier. Les éléments sont assemblés par soudure à terre pour former deux demi-tours (~ 15 m de haut, 200 t) (photo 12). La demi-tour inférieure est alors levée par la grue flottante Tak Lift 7 (photo 13), et posée sur la dalle de jonction. Elle repose sur quatre plaques réglées à $\pm 0,5$ mm en planéité, et est fortement brêlée sur la dalle de jonction, pour assurer sa stabilité au vent et, surtout, au séisme. La seconde ne sera posée qu'une fois le béton de la partie tronconique réalisé, jusqu'à la dalle intermédiaire. La réalisation de la soudure en mer entre les deux demi-tours se fait dans un abri fermé d'un *shelter* et dure une semaine.

Le béton armé de tête de pylône

Au-dessus de la dalle de jonction, et autour du noyau central que constitue la tour métallique, la structure en béton se décompose comme suit :

- ◆ une partie tronconique, 12 m x 12 m à la base puis 8 m x 8 m au sommet sur 10 m de haut;
- ◆ une dalle intermédiaire, de 80 cm d'épaisseur;
- ◆ une partie cylindrique à base carrée de 8 m x 8 m, sur 25 m de haut;
- ◆ une dalle supérieure avec acrotère.

Le ferrailage est particulièrement dense et compliqué dans la partie tronconique, et au niveau de la dalle intermédiaire, du fait du changement de géométrie et de la présence de nombreux connecteurs sur la structure métallique. Les cages sont préfabriquées au sol, sur un gabarit matérialisant la position des connecteurs. Elles sont contrefichées pour permettre le basculement et le levage. Elles couvrent un quart en plan de la partie tronconique et incorporent la cassure de la dalle intermédiaire. Lors du levage, à l'aide d'un palonnier dédié, la cage est positionnée à la bonne altitude, puis enfilée contre les connecteurs. Des tirettes verticales sont alors mises en place pour assurer les recouvrements entre les aciers en attente et la cage. Certaines sont soudées pour permettre le maintien de la cage.

Le coffrage extérieur de la partie tronconique est constitué de banches métalliques, fonctionnant en barrage, positionnées sur des plates-formes périphériques. Le coffrage intérieur est métallique pour les volumes de taille suffisante, ou en bois. Tous les bétons sont faits à la benne (3,5 m³). Les levées font à peu près 3 m de haut.

Dans la partie cylindrique, un coffrage autogrimpant a été utilisé pour réaliser les sept levées de 3,5 m (photos 14 et 15). Appelé tesserage, c'est une plate-forme monobloc équipée de quatre banches métalliques. Le ferrailage est préfabriqué et mis en place à la grue, sur le même principe que les cages de la partie tronconique. Les cages couvrent deux levées de béton.

La tête de pylône est précontrainte par 4 x 4 câbles 37T15 verticaux. Il s'agit de précontrainte extérieure dans des tubes PEHD, injectés au coulis de ciment. Les câbles sont déviés au niveau de la dalle intermédiaire, et ancrés sur la dalle de jonction en partie basse, et sur la dalle supérieure en partie haute.

LA LOGISTIQUE EN MER

Le Lica 35

Les dimensions exceptionnelles de l'ouvrage ont imposé des coffrages volumineux à transporter. De plus, le souci permanent de maximiser le travail à terre pour des raisons de sécurité (éviter le tra-

Photo 17
Déplacement
de la grue MD600
*Shifting the MD600
crano*



Photo 18
Saroula,
barge de service
*Saroula,
service barge*



▶ de créneaux météorologiques très favorables (vent < 8 m/s) de façon à minimiser les efforts dus au vent et donc les risques (photo 17). La deuxième spécificité de ces grues à tour tient au fait que Takiift 7 en configuration 175 m de flèche était trop courte pour poser la totalité de la deuxième tour de la tête métallique sur les deux piles hautes. Il restait donc le dernier des 11 éléments de la tête à poser avec la grue à tour. Le poids du colis à lever est de 30 t. Pour effectuer cette pose, un deuxième chariot est installé sur la flèche de la grue de façon à être capable de la moufler en six brins ce qui porte sa capacité de levage à 40 t à 24 m.

Barge support

Au pied de chaque pile haute (M2, M3), une barge support de 27 m par 91 m est amarrée à poste (photo 1). Cette barge abrite les installations pour le personnel (bureaux, réfectoires, sanitaires) et

permet d'assurer la totalité des approvisionnements. Munie de deux accès (problème d'accostage dû au fort courant marin) on y délimite :

- ◆ une zone de stockage de ferrailage et/ou de coffrage où sont installés les blocs béton pour le Lica;
- ◆ une zone pour le pompage du béton, un bac de décantation pour les eaux de lavage du béton;
- ◆ divers containers pour le stockage du petit matériel.

Les piles basses (M1, M4) sont reliées à la rive par un pont flottant.

Barge de service et transport du personnel

Une barge autopropulsée "Saroula" de 30 m par 11 m (photo 18), assure le transport de la totalité des matériels et matériaux d'Alonaki (le port d'embarquement) vers les piles en mer. Cette barge est équipée d'une rampe pour être capable d'embarquer et débarquer jusqu'à six toupies à béton de 8 m³.

Saroula travaille en deux postes de façon à pouvoir couvrir la totalité des besoins du chantier.

Le personnel est transporté sur les piles par de petits bateaux très rapides, les *crew boats* (photo 19), capables d'embarquer une vingtaine de personnes. Il n'en faut pas moins de trois pour assurer le transport aux heures de changement de poste.

CONCLUSION

Pour toutes les activités décrites ci-dessus, il a été procédé à une anticipation des réflexions méthodes. Lorsque nécessaire, des maquettes ont été réalisées à terre, et les équipes ont été formées sur ces plots d'essais.



Photo 19
"Crew boats"
Crew boats

Les activités ont ainsi démarré en ayant des courbes d'apprentissage très réduites, et la sécurité a été optimisée. Mais cela n'a été possible que grâce à une forte implication en amont des équipes travaux et une parfaite articulation avec le bureau d'études.

ABSTRACT

The towers of the main bridge. Working safely 165 metres above sea level

Cl. Jacquot-Preaux, Fr. Sciblo, H. Naceur

This article describes the construction of the four towers of the main bridge. This work phase, representing 1 million hours worked, began just after the submersion of the first M3 pier, and ended almost three years later with the acroterion of the fourth tower, 165 metres above sea level. 60,000 cu. m of concrete and 22,000 tonnes of reinforcements were installed in difficult conditions, on an exposed maritime site subject to regular earthquakes.

RESUMEN ESPAÑOL

Pilares del puente principal. Trabajar en condiciones de seguridad a 165 m por encima del nivel del mar

Cl. Jacquot-Preaux, Fr. Sciblo y H. Naceur

Se describe en el presente artículo la construcción de los cuatro pilares del puente principal. Esta etapa de las obras, que representa un millón de horas de trabajo, da comienzo inmediatamente a continuación de la inmersión de la primera pila M3, para terminar casi tres años después por el acróterio del cuarto pilar, a 165 m por encima del nivel del mar. 60.000 m³ de hormigón y 22.000 toneladas de armaduras metálicas se han precisado en condiciones difíciles, en un emplazamiento marítimo, expuesto y regularmente sometido a los terremotos.

Le tablier du pont principal

Des méthodes inédites ont permis du plus grand tablier multahaubané

Figure 1
Coupe transversale
du tablier

Cross section of the deck

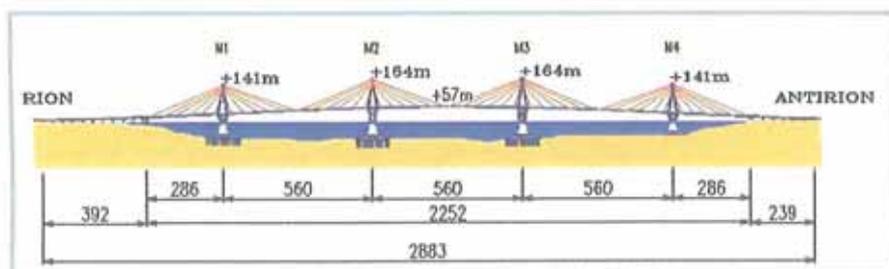
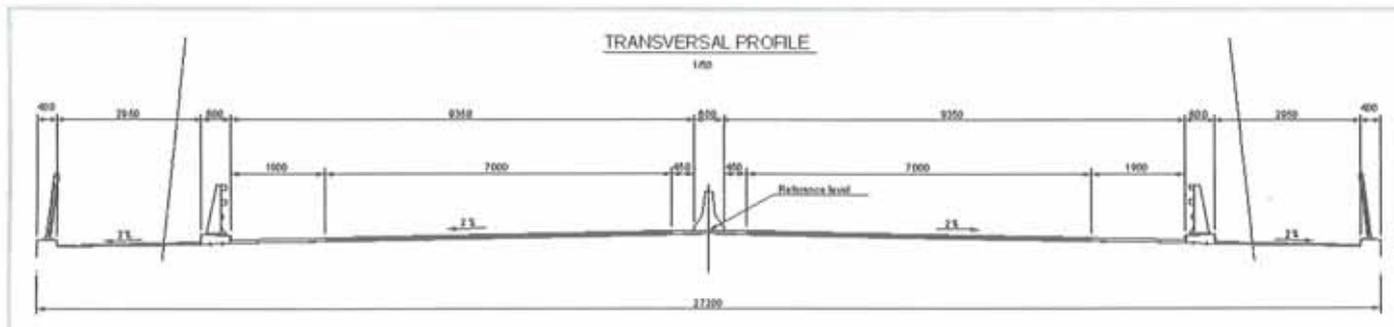


Figure 2
Coupe longitudinale de l'ouvrage
Longitudinal section of the structure

La construction du tablier du pont principal est exceptionnelle à plus d'un titre : par les caractéristiques techniques de l'ouvrage d'abord (tablier continu multahaubané de dimensions uniques au monde), mais aussi par ses méthodes de construction, qui ont poussé très loin une véritable logique industrielle de préfabrication lourde et d'optimisation des conditions d'assemblage. L'article, après une description générale de l'ouvrage, évoque les raisonnements qui ont conduit à cette "industrialisation" des méthodes de construction.

Puis sont décrits en détail les installations de préfabrication, et l'ensemble des moyens et procédures, qui auront permis d'assembler cet ouvrage de 2252 m de long, en moins de 14 mois.

■ PRÉSENTATION GÉNÉRALE

Le tablier du pont principal est une structure mixte acier-béton de type bipoutre. Il se compose d'une charpente métallique constituée de deux poutres principales (espacées de 22 100 m, de hauteur constante 2 200 mm), régulièrement entretoisées par des poutres transversales (pièces de pont) (de hauteur variable, espacées régulièrement de 4 058 mm). Les poutres transversales sont assemblées sur les poutres principales à l'aide d'éclissages boulonnés. La charpente métallique est connectée à une dalle de béton armé, de 27,20 m de largeur, et de hauteur variable (40 cm sur les poutres principales, 25 cm au toit) (figure 1). Les connexions entre voussoirs consécutifs sont assurées par des éclissages boulonnés. Le tablier, d'une longueur totale de 2 252 m, est entièrement "suspendu" aux haubans qui le relie à quatre têtes de pylônes. Cette structure multahaubanée est répartie en trois portées centrales de 560 m, et deux portées extérieures (près des rives) de 286 m (figure 2).



Figure 3
Vue 3D du voussoir de transition - Connexion
au viaduc d'approche
3D view of the transition segment - Connection
to the approach viaduct

En le parcourant du nord au sud, on peut détailler le tablier de la manière suivante :

- ◆ un voussoir de transition, appelé Nord 24, en appui sur une palée, et assurant la connexion au viaduc d'approche côté Antirion. Ce voussoir n'est pas équipé de haubans (figure 3);
 - ◆ sur chacun des quatre pylônes (appelés M4, M3, M2, M1), un fléau de 560 m constitué de 45 voussoirs, soit trois voussoirs sur pylône et 42 voussoirs courants. Le voussoir sur pylône central, appelé A01, est équipé de quatre haubans. Les deux autres voussoirs sur pylônes, appelés Nord (ou Sud) O2 sont équipés de deux haubans chacun, ainsi que tous les voussoirs courants, appelés Nord O3 à Nord 23 (ou Sud O3 à Sud 23, suivant leur position sur le fléau) (figure 4);
 - ◆ un voussoir de transition, appelé Sud 24, en appui sur une palée, et assurant la connexion au viaduc d'approche côté Rion. Ce voussoir n'est pas équipé de haubans.
- Globalement, le tablier est donc constitué de :
- ◆ deux voussoirs de transition d'environ 6 m de long;

l'assemblage, en un temps record, au monde

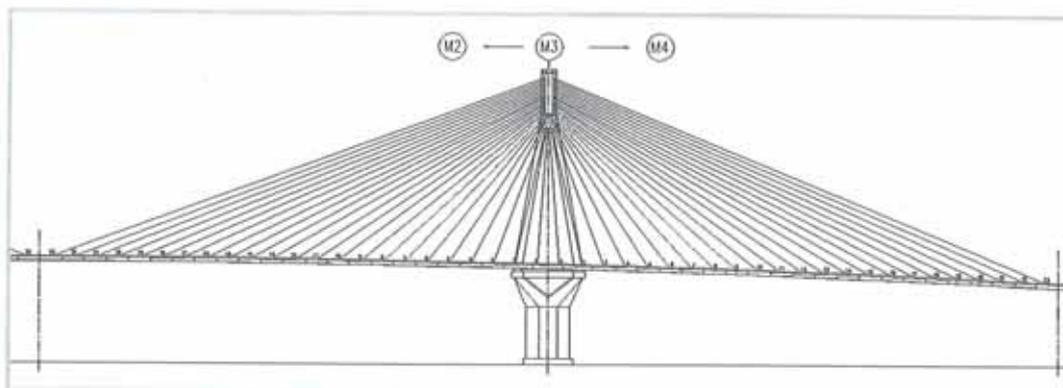


Figure 4
Coupe d'un fléau - Découpage de l'ouvrage en voussoirs
Cross section of a cantilever deck section - Breakdown of the structure by segments

- ◆ 4 x 3, soit 12 voussoirs sur pylônes d'environ 16 m de long;
- ◆ 4 x 42, soit 168 voussoirs courants d'environ 12,2 m de long. Chaque voussoir courant est constitué de deux poutres principales, sur lesquelles sont boulonnées trois poutres transversales. L'ensemble étant suspendu à 4 x 46, soit 184 paires de haubans, de longueur variable de 80 à 300 m.

CONCEPTION ET MÉTHODES DE MISE EN PLACE PRÉVUES EN DÉBUT DE PROJET

Lors des études d'avant-projet détaillé, terminées au printemps 2000, les méthodes suivantes avaient été étudiées, ainsi que la conception de détail qui en découle :

- ◆ tout d'abord, les voussoirs sur pylônes étaient mis en place par la grue sur barge, Lisa A, ayant préalablement servi au dragage, et à la préparation des fondations sous-marines. La capacité de la grue Lisa A limitait le poids des voussoirs à mettre en place à 300 t environ (figure 5);
- ◆ les voussoirs courants étaient assemblés et partiellement bétonnés à terre. L'idée était de bétonner à terre les parties extérieures du tablier, et de laisser non bétonnée la partie centrale de chaque voussoir. L'assemblage en position finale (offshore) des voussoirs se faisant de manière équilibrée de part et d'autre des pylônes (méthode d'assemblage par encorbellement successif), il était prévu de transporter les voussoirs en mer à l'aide d'une

Fabrice Lemaire

Vinci Construction Grands Projets
DIRECTEUR
DE TRAVAUX - TABLIER
DU PONT À HAUBANS
IV de construction



Raphaël Avenier

INGÉNIEUR MÉTHODES -
MONTAGE LEVAGE
IV de construction



Philippe Bouve

INGÉNIEUR MÉTHODES
(HAUBANS)
Freyssinet (groupe Vinci)



Rémy Boudon

Vinci Construction Grands Projets
INGÉNIEUR MÉTHODES
ET CONTRÔLE
DE LA GÉOMÉTRIE
IV de construction

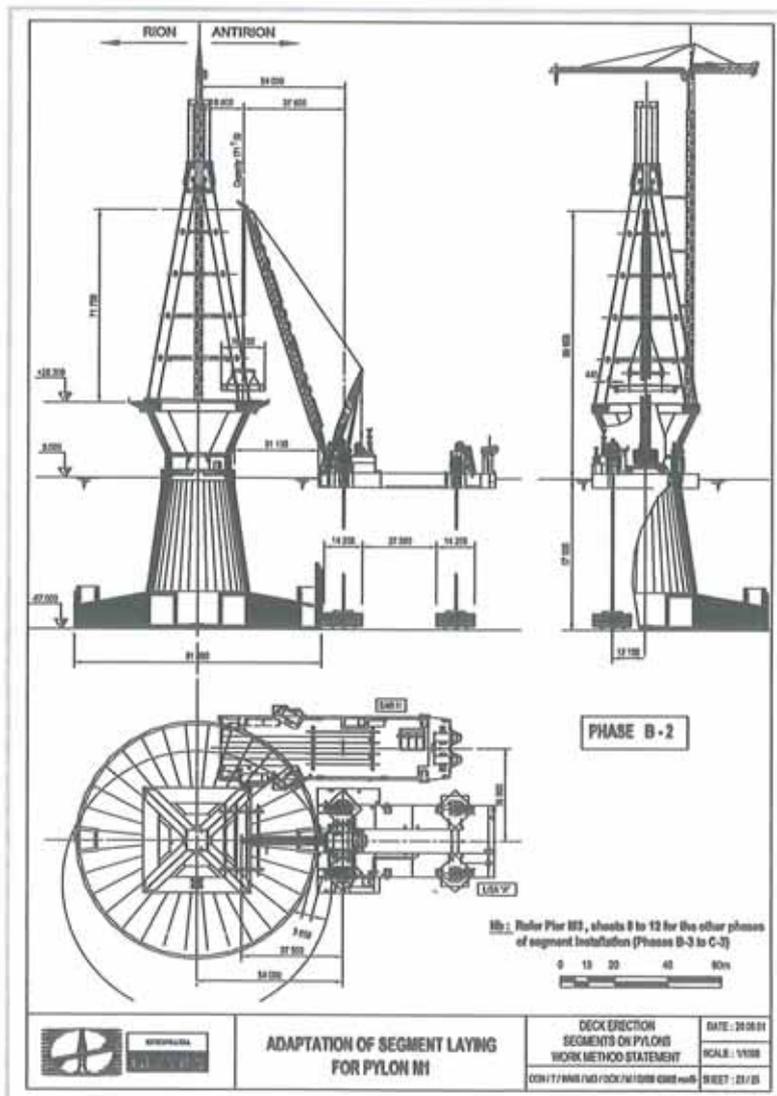


Figure 5
Pose d'un voussoir sur pylône par Lisa
A segment being placed on a tower by Lisa

Figure 6
Pose d'un voussoir courant - Amenée par barge cargo et levage par chèvres

Laying of an intermediate segment - Bringing in by cargo barge and lifting by loading tripods



Figure 7
Conception de la dalle - Dalles préfabriquées connectées après pose du voussoir

Design of the slab - Prefabricated slabs connected after laying the segment



► barge autopropulsée de forte capacité (Sar 3), qui venait se positionner sous l'ouvrage en construction. Sur l'ouvrage en construction étaient positionnées des chèvres de levage (Double Shear Leg, ou DSL), qui permettaient de saisir les voussoirs positionnés sur barge au niveau de la mer, et de les lever au niveau du tablier (figure 6). Les voussoirs levés pesaient 170 t environ, soit 100 t de charpente et 70 t de béton armé ;

◆ le complément de la dalle en béton armé était constitué, pour chaque voussoir, de 12 dalles préfabriquées à terre, d'un poids unitaire de 12 t environ, qui étaient positionnées offshore, puis connectées à la structure par des clavages en béton (figure 7) ;

◆ le cycle complet de pose d'un voussoir courant était de 6 jours.

■ ANALYSES DE RISQUES – ÉVOLUTIONS DES MÉTHODES

L'analyse de risques effectuée mi-2000 sur les méthodes décrites ci-dessus a permis de mettre en évidence de multiples problèmes non résolus :

◆ le séisme : comme pour le reste du projet, le tablier devait résister, en phase de construction, à des séismes spécifiés par une accélération au sol (PGA) de 0,24 g. Cette exigence contractuelle, couplée à l'analyse du cycle de pose, amenait à conclure que les voussoirs en cours de pose étaient exposés à un risque "séisme" important. En effet, chaque voussoir était suspendu aux DSL pendant une durée de l'ordre de 24 heures, avant d'être connecté par boulonnage au voussoir précédent. Cette durée d'exposition au risque séisme a conduit à concevoir des DSL extrêmement complexes (incorporation d'amortisseurs entre la charge et les DSL, structure parasismique clouée par précontrainte sur l'ouvrage en construction...), et onéreuses (l'estimation budgétaire faite sur la base de l'avant-projet détaillé des DSL était de 7 millions d'euros pour les quatre machines nécessaires) ;

◆ le planning : le cycle de pose induit par les méthodes ci-dessus était de 6 jours par voussoir. L'analyse des superpositions possibles de tâches amenait à une durée globale d'assemblage offshore de 24 mois. Or la construction des pylônes était marquée par un important accroissement des quantités de ferrailage, et donc un allongement global de délai, qui provoquait une exigence de réduction importante du délai global d'assemblage offshore du tablier ;

◆ de très lourdes obligations logistiques, consistant à amener en mer, en plus des 182 voussoirs, environ 2 200 dalles préfabriquées de 12 t chacune, et une importante quantité de béton à couler en place (clavage des dalles préfabriquées) ;

◆ les opérations spéciales de connexion : les opérations de pose des voussoirs de transition et des derniers voussoirs de chaque fléau n'étaient pas possibles avec les méthodes prédéfinies. En effet, ces méthodes supposent la possibilité d'un accès par mer sous l'ensemble de l'ouvrage, puisque la barge d'amenée des voussoirs doit se positionner exactement sous la position finale du voussoir à lever. Or cela n'était pas possible pour les voussoirs près des rives, la configuration de la rive et des fondations ne permettant pas cet accès.

L'ensemble de ces difficultés non résolues a porté à imaginer un complet bouleversement des méthodes, basé sur le cahier des charges suivant :

◆ réduction de la durée du cycle de pose, de 6 à 4 jours, et de la durée d'exposition à l'aléa séisme ;

◆ réduction de la durée globale d'assemblage offshore, de 24 à 18 mois (durée objectif en 2000) ;

◆ méthodes de pose des voussoirs de transition, et des voussoirs de rive, par des moyens similaires à ceux employés pour l'assemblage des autres voussoirs.

Ce cahier des charges se traduisant en pratique par :

◆ un très haut degré de préfabrication au sol de l'ouvrage, l'objectif étant d'amener en position finale un voussoir quasiment terminé ;

- ◆ la mobilisation sur le site d'un moyen de levage lourd autopropulsé permettant de lever et positionner au niveau du tablier, des voussoirs "finis" pouvant peser jusqu'à 400 t pour les voussoirs sur pylônes, et 300 t pour les voussoirs courants;

- ◆ la conception et la mise en œuvre d'un moyen de manutention sur tablier totalement inédit, permettant de saisir, positionner, régler les voussoirs de manière très rapide, et sécurisée vis-à-vis du séisme;

- ◆ la mise au point d'un cycle de pose de 4 jours, supposant l'intégration totale des opérations de pose des haubans et de contrôle de géométrie;

- ◆ l'utilisation des dispositifs de stabilisation de fléau pour les clavages.

Les chapitres suivants décrivent l'ensemble de ces méthodes constructives, dont la mise en œuvre simultanée a permis de remplir au-delà de toute espérance les exigences du programme général : les opérations de pose en mer ont débuté en avril 2003, pour se finir début juin 2004! Cette performance fait de Rion-Antirion un record absolu en la matière.

■ PRÉFABRICATION AU SOL DE L'OUVRAGE - LE YARD - LES INSTALLATIONS À TERRE

(photo 1)

L'analyse du programme général a entraîné la création d'un "yard" constitué de :

- ◆ 5 lignes d'assemblage de voussoirs;
- ◆ une ligne de transfert;
- ◆ 2 lignes de stockage.

Les lignes d'assemblage

Elles mesurent environ 130 m de long. Elles sont constituées chacune de deux longrines continues de béton armé, d'environ 2 m de haut, et espacées de 22,10 m. En partie supérieure est scellé un rail de glissement. L'idée était d'assembler l'ensemble des voussoirs d'un fléau complet. Pour cela, sur chaque ligne, étaient positionnés neuf ateliers de travail fixes et spécialisés, dans lesquels on venait faire passer successivement l'ensemble des voussoirs d'un même fléau.

L'ensemble constitue donc une véritable chaîne d'assemblage, dont la logique est décrite dans le tableau I.

Chacun des neuf ateliers spécialisés était organisé suivant un cycle de 4 jours. Tous les 4 jours, l'ensemble des voussoirs sur une même ligne d'assemblage était donc déplacé d'un "pas", ce qui a nécessité la mise en place de moyens de ripage importants, à l'emploi aussi simple et répétitif que possible : on estime en effet qu'environ 2000 opérations de ripage ont été nécessaires pour faire passer l'ensemble des voussoirs dans l'ensemble des ateliers des lignes d'assemblage!



Photo 1
Vue générale des installations au sol et des lignes d'assemblage
General view of the onshore facilities and assembly lines

Position	Voussoir n	Description
Position 1	Voussoir n	Assemblage du voussoir métallique numéro n, par boulonnage des 3 poutres transversales sur les 2 poutres principales.
Position 2	Voussoir n-1	Pré-assemblage, et contrôle de la géométrie, des charpentes métalliques de trois voussoirs consécutifs n-1 à n-3. Acceptation de la conformité de la géométrie de la charpente métallique.
Position 3	Voussoir n-2	
Position 4	Voussoir n-3	
Position 5	Voussoir n-4	Position de stand-by (stock tampon).
Position 6	Voussoir n-5	Bétonnage de la dalle béton armé sur le voussoir N-5.
Position 7	Voussoir n-6	Voussoirs n-6 et n-7. Ces voussoirs ont préalablement été bétonnés en position 6. Lors du bétonnage, le voussoir en position 6 est pré-assemblé aux voussoirs en position 7 et 8, de manière à s'assurer de la bonne géométrie des joints boulonnés entre voussoirs, et de "figer" cette géométrie lors du bétonnage.
Position 8	Voussoir n-7	
Position 9	Voussoir n-8	Peinture de la charpente métallique du voussoir.

Sens de déplacement des voussoirs au fur et à mesure de leur assemblage

Tableau I
La chaîne d'assemblage
The assembly line

La ligne de transfert

Cette ligne est positionnée à l'extrémité des lignes d'assemblage, et perpendiculairement à elles. Elle permet de réceptionner un voussoir après la position 9 (peinture), et de le transférer en vis-à-vis d'une des deux lignes de stockage. La ligne de transfert est équipée d'une table de transfert hydraulique, qui permet de charger, puis transférer par ripage, les voussoirs complètement assemblés, d'un poids de 300 t environ. Ce transfert dure de 2 à 3 heures par voussoir.

Les lignes de stockage

Les deux lignes de stockage mesurent environ 90 m de long. Elles sont constituées, de manière similaire aux lignes d'assemblage, chacune de deux longrines continues de béton armé, d'environ 2 m de haut, et espacées de 22,10 m.

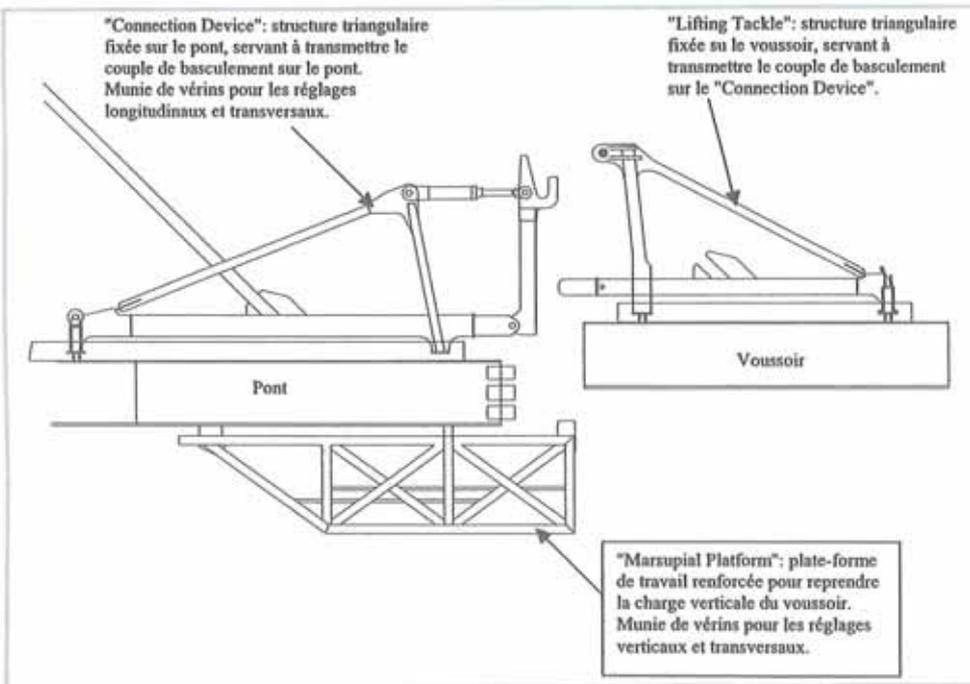
Photo 2
Voussoirs stockés
avant pose en mer
Segments stored
prior to laying at sea



Photo 3
Taklift 7 plaçant
un voussoir courant
Taklift 7 putting
in place
an intermediate
segment



Figure 8
Principe du "Quick
Connection Device"
Principle of the Quick
Connection Device



En partie supérieure est scellé un rail de glissement.

L'idée est de stocker les voussoirs complètement assemblés, et de constituer un stock tampon avant pose offshore. Ce stock tampon permettant une certaine souplesse entre les programmes d'assemblage à terre et de pose en mer. La longueur (90 m) des deux lignes permet de stocker un maximum de 14 voussoirs assemblés, de 300 t chacun environ.

L'extrémité des deux lignes de stockage est positionnée en face du mouillage de Taklift 7, la grue flottante chargée de lever et transporter offshore les voussoirs (photo 2).

MOYEN DE LEVAGE LOURD AUTOPROPULSÉ - TAKLIFT 7

La totale modification des méthodes a déterminé la mobilisation sur le site de la barge Taklift 7 et ses moyens annexes, c'est-à-dire le remorqueur Sea Lion, et la barge de servitude Tak 5.

Taklift 7 est une barge autopropulsée de levage lourd. La barge est généralement équipée d'une flèche de 130 m (capacité de levage 400 t maximum).

Cette flèche peut être raccourcie à 100 m, ou rallongée à 175 m, suivant le poids et la position sur l'ouvrage de la charge à déplacer.

Taklift 7 est mise en œuvre par la société hollandaise SMIT Heavy Lift. Son équipage comprend dix hommes, auxquels il convient d'ajouter les trois hommes d'équipage de Sea Lion.

Sur le projet de Rion, la barge Taklift 7 avait pour missions principales :

- ◆ la pose des dalles préfabriquées de clavage des jambes de pylône et des têtes métalliques de pylône, soit quatre charges de 175 t et huit charges de 200 t (voir par ailleurs l'article traitant de la construction des pylônes) ;
- ◆ la pose des voussoirs sur pylônes, soit 12 charges d'environ 400 t chacune ;
- ◆ la pose des voussoirs courants, soit 168 charges de 300 t chacune (photo 3) ;
- ◆ la pose des voussoirs de transition, soit deux charges de 400 t chacune.

La qualité des relations opérationnelles avec Smit a permis d'effectuer, en plus, un ensemble de levages divers, pour lesquels Taklift 7 et son équipage ont fait preuve d'une très grande flexibilité, et d'une très grande maîtrise de ces opérations, par essence très délicates.

Chacune des quelque 200 opérations de levage a fait l'objet d'une étude détaillée, dans laquelle étaient définis les positions de barge, les appareils de levage, la procédure, et les plans d'urgence. Pour l'ensemble des opérations, la même séquence était respectée :

- ◆ amenée des charges sur une zone de levage à

terre, située très près de la rive (exemple : extrémité des lignes de stockage);

- ◆ positionnement de Taklift, amarrage à des points d'ancrage, amenée du crochet de levage au-dessus de la charge;

- ◆ levage, largage des amarres, puis déplacement de la barge, jusqu'à la position de pose off-shore;

- ◆ amarrage sur six ancrs, stabilisation de la position de la barge sur ses amarres;

- ◆ pose de la charge, cette opération se faisant sous les instructions du chef de manœuvre, positionné à l'endroit de pose.

La durée globale de l'opération de levage, pour un voussoir courant, était de 3 à 4 heures. Avec des conditions météorologiques favorables, les équipes de chantier sont parfois parvenues à effectuer deux opérations de levage et pose par jour.

■ MOYEN DE MANUTENTION SUR TABLIER - LE "QUICK CONNECTION DEVICE"

Un des problèmes à résoudre dans le cadre des méthodes "industrialisées" mises en œuvre pour l'assemblage du tablier offshore, était donc la conception et la mise en œuvre d'un moyen de manutention sur tablier totalement inédit, permettant de saisir, positionner, régler les voussoirs de manière très rapide et sécurisée vis-à-vis du séisme. Une fois levé par Taklift 7 et amené à son altitude de pose, le problème posé consiste à connecter, par boulonnage, à la partie du pont déjà réalisée, un voussoir d'environ 300 t. Une grue flottante comme Taklift 7 étant soumise aux éléments naturels tels que l'état de la mer et le vent, le problème posé doit prendre en compte le mouvement multidirectionnel du voussoir pendu à la grue, et l'approche sur un ouvrage en cours d'assemblage avec son comportement propre.

Cette problématique, qui peut paraître simple, a conduit les ingénieurs en charge de l'assemblage du tablier à développer un dispositif répondant au cahier des charges suivant :

- ◆ trouver un système permettant de recevoir un voussoir de 300 t soumis à un mouvement horizontal et vertical, puis de saisir très rapidement cette charge;

- ◆ développer un dispositif de réglage du voussoir avec une précision de 1 mm, afin de rendre possible la mise en place des boulons d'éclissage entre deux voussoirs consécutifs (certains éclissages nécessitent la mise en place de 1000 boulons!);

- ◆ assurer l'immobilisation de ce voussoir de 330 t, durant les 24 heures nécessaires au montage des éclisses.

NB : On notera au passage l'intérêt des opérations de pré-assemblage à terre, qui permettent de reproduire offshore, et à 55 m au-dessus du niveau

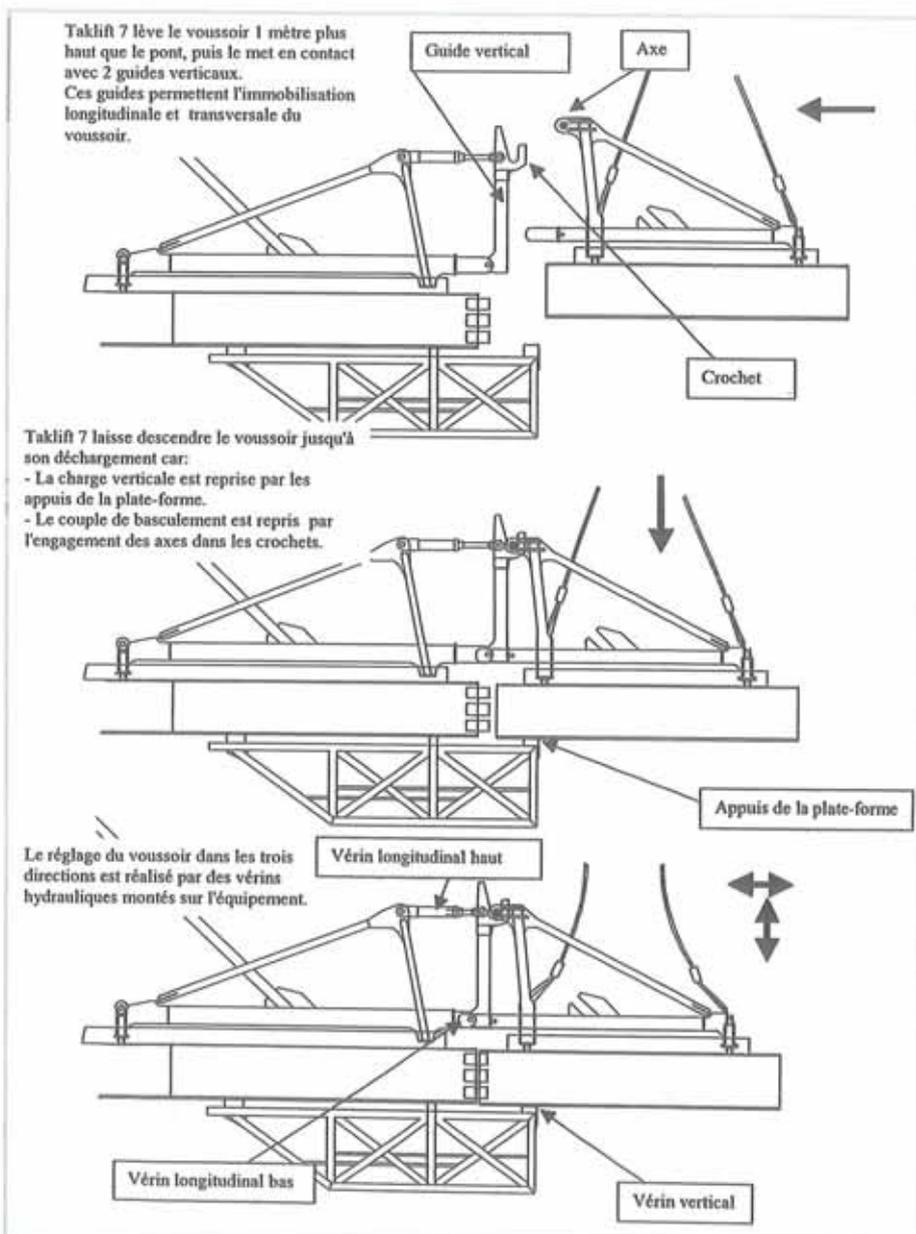


Figure 9
Cinématique de réception et réglage du voussoir
Stages in receiving and adjusting the segment

de la mer, des géométries soigneusement réglées à terre, et "figées" lors du bétonnage de la dalle du tablier.

Le dispositif appelé "Quick Connection Device" (dispositif de connexion rapide) a ainsi été développé par les équipes du chantier (figures 8 et 9).

Pour synchroniser les mouvements et atteindre la précision millimétrique recherchée, un "contrôle commande" complexe a été développé. Chaque "Quick Connection Device" comprend un ensemble de quatre automates en réseau, qui assurent la gestion de douze vérins, instrumentés de capteurs

Photo 4
Le "Quick Connection Device" juste après réception d'un voussoir courant

The Quick Connection Device just after receiving an intermediate segment



► magnétostrictifs et capteurs de pression. Ce système permet le positionnement des vérins avec une précision inférieure au dixième de millimètre... (photo 4).



Photo 5
Un hauban en cours d'assemblage
A stay cable undergoing assembly

■ LES HAUBANS : CYCLE, MOYENS DE MISE EN ŒUVRE

Le tablier est connecté aux têtes de pylônes par 184 paires de haubans, mesurant de 80 à 300 m de long. Ce sont au total 3 900 t de toron (acier) qui ont été mises en œuvre en moins d'un an (les premiers haubans ont été placés en mai 2003).

Ceci n'a été possible que grâce à la parfaite intégration des diverses activités d'assemblage offshore – et en particulier de celles de haubanage – dans le cycle de pose des voussoirs. Ce cycle était de quatre jours pour la pose d'un voussoir courant :

- ◆ jour 1 : pose du nouveau voussoir n - Boulonnage - Pose des gaines de haubans ;
- ◆ jour 2 : enfilage des torons à l'intérieur des gaines et tension (phase 1) ;
- ◆ jour 3 : ferrailage et bétonnage du joint entre le voussoir n et le voussoir n-1 ;
- ◆ jour 4 : retension de la paire de haubans (phase 2) et recyclage du "Quick Connection Device" (avancement de 12,20 m, bridage et préparation de la réception du voussoir suivant).

Les spécificités parasismiques des haubans de Rion-Antirion nécessitaient d'importants travaux de préparation au niveau des ancrages (tablier et pylône). La logique d'industrialisation adoptée pour le montage du tablier haubané a conduit à effectuer une grande partie de ces travaux à terre sur les lignes de stockage de voussoirs, les sortant ainsi du cycle et les écartant donc du chemin critique.

Une équipe à terre s'est chargée de l'installation des ancrages et déviateurs parasismiques au niveau des voussoirs (sur les lignes de stockage) et, lorsque cela était possible, dans les têtes de pylônes avant leur levage et positionnement offshore. Cette équipe assurait également la logistique pour les équipes en mer ainsi que la soudure en atelier de certaines gaines de haubans spécifiques. Deux équipes jumelles en mer, travaillant d'abord sur M3 et M4 puis sur M2 et M1, se chargeaient

de la pose des haubans (soudure et hissage des gaines ; enfilage et tension des torons) (photo 5). Chaque fléau en cours de haubanage était muni d'un équipement typique :

- ◆ deux treuils doubles en tête de pylône permettant le hissage de deux torons simultanément ;
- ◆ deux treuils simples sur le tablier servant à redescendre les cablottes des treuils doubles ;
- ◆ deux roues de déviation et deux bancs de coupe ;
- ◆ dix dévidoirs à bobines de toron ;
- ◆ le matériel de mise en tension (vérins monotoron, cellules de force et ordinateurs de mise en tension) ;
- ◆ plates-formes, poulies et petits équipements divers.

Ces moyens de hissage, certes habituels pour des chantiers de cette envergure, ont permis, dès le premier voussoir courant, de rentrer dans la durée cible du cycle, soit quatre jours.

Cependant, pour les grosses unités pour lesquelles l'opération d'enfilage des torons dure un minimum de neuf heures, il est devenu impératif de commencer le hissage le premier jour du cycle. Ceci a nécessité une adaptation de l'équipement (concernant essentiellement la déviation des torons au niveau du tablier et le banc de coupe) permettant le démarrage de l'opération sans interférer avec les équipes de boulonnage encore au travail.

Pour la dernière ligne droite, ces nouvelles méthodes, couplées à l'ajout d'une troisième équipe en mer, ont permis de réduire le cycle à 3 jours ponctuellement, permettant d'effacer au moins partiellement les aléas météorologiques du printemps.

■ LE CONTRÔLE DE GÉOMÉTRIE – LES CLAVAGES

Réglage du tablier et des haubans

Les opérations de réglage réalisées durant la construction du tablier et la pose des haubans ont pour but d'obtenir un profil de l'ouvrage conforme à la géométrie du projet, avec la distribution des efforts internes, prévue par les études de conception.

Pour des raisons d'efficacité et de recherche de précision, le chantier a opté pour une approche informatisée. Pour ce faire, le chantier a mis en place une équipe spécifique d'ingénieurs, assistés par M. Marchetti de la société Formule Informatique, pour la définition des solutions à mettre en œuvre et pour développer le logiciel d'aide à la construction correspondant.

Les procédures de réglage s'appuient sur une méthodologie générale ayant déjà fait ses preuves sur des ouvrages précédents et dont l'objectif est de permettre un réglage précis, quelles que soient les conditions réelles de chargement de la structure (pour plus de détails, voir par exemple l'article sur

la construction du pont de Gdansk paru dans *Travaux* n° 781 en décembre 2001). Leur définition détaillée doit cependant faire l'objet d'une analyse à chaque nouveau projet, afin d'en intégrer les spécificités propres.

Ce dernier point s'applique tout particulièrement au pont de Rion-Antirion, où il a été nécessaire de développer des méthodes et des matériels de mesure innovants, ainsi que de rechercher des algorithmes de traitement originaux :

- ◆ pour d'une part, respecter un planning très tendu en minimisant dans le cycle de pose l'impact des opérations de réglage (relevés et calculs compris);

- ◆ d'autre part pour disposer de mesures précises et fiables, et maîtriser ainsi parfaitement la géométrie des fléaux, aussi bien en cours de construction, qu'au moment des clavages – et ceci, malgré les portées importantes, les distances à couvrir et les perturbations dues au vent.

De tels développements n'ont été possibles que grâce à un travail de préparation en amont, impliquant une collaboration étroite entre des intervenants de profils très variés : bureau d'études, cellule méthodes chantier, responsables de la pose des voussoirs, responsables du montage des haubans, équipes topographiques...

Sans entrer dans les détails, on retiendra que les opérations de réglage nécessitent comme données d'entrée la mesure précise et quasi simultanée de grandeurs de natures très diverses : déplacement du tablier, déplacement du pylône, températures dans l'ouvrage, valeur de la tension dans certains haubans...

D'où, l'idée d'automatiser autant que possible l'acquisition de ces données et de s'assurer de leur validité sur le fléau, avant de les transmettre par radio au bureau réglage du chantier, où le logiciel détermine de façon immédiate la consigne quantitative à appliquer : valeur de la tension à appliquer au premier toron des haubans du voussoir en cours de montage (toron témoin), allongement à imposer, paramètre de positionnement du nouveau voussoir... (photo 6).

Pour définir et mettre au point l'instrumentation nécessaire, le chantier s'est appuyé sur les compétences de la société Dynaopt, qui, en partenariat avec l'équipe contrôle géométrique, a retenu des moyens de mesure innovants et parfaitement adaptés à la problématique du projet : pendules laser et pendules à effet inductif pour mesurer les déplacements du pylône, système laser de positionnement du nouveau voussoir couplé au "Quick Connection Device", afin de permettre un réglage précis par rapport au voussoir précédent.

Toutes les dispositions retenues ont, en définitive, permis d'atteindre des résultats plus que satisfaisants, tant au niveau des précisions obtenues, que des temps unitaires de chacune des opérations de réglage. Ainsi, le profil du fléau fini ne s'écarte pas

plus de ± 30 mm (par rapport à la géométrie "parfaite" définie par le bureau d'études). Cette précision est d'autant plus satisfaisante lorsqu'on sait qu'à la pose des voussoirs en extrémité de demi-fléau, le fléau "plonge" d'environ 1,50 m, à cause de l'application de la charge (300 t) du nouveau voussoir. Les tensions observées dans les haubans et déformations de l'ouvrage en cours d'assemblage se sont révélées conformes aux prévisions du modèle de calcul extrêmement élaboré, établi par le bureau d'études de VINCI Construction Grands Projets. Le temps de réglage d'un hauban ou celui de réglage d'un nouveau voussoir (relevés et calculs compris) n'excède pas 30 minutes. Cette excellente performance a contribué à la réalisation d'un cycle de 4, voire 3 jours, et donc au global à la tenue du programme général.



Photo 6
Mesure automatique sur tablier
Automatic measurement on deck



Les clavages (photo 7)

Grâce à la bonne précision obtenue pour la géométrie des fléaux, tant en profil en long qu'en alignement, les opérations de clavage, toujours très délicates, se sont déroulées sans problème particulier. Elles se sont déroulées suivant une cinématique mise au point en collaboration entre le bureau d'études et le chantier. Le positionnement relatif des sections devant être assemblées s'est effectué en disposant des charges adéquates sur le tablier et en imposant un déplacement longitudinal au fléau, par l'intermédiaire d'un système de câbles inclinés placés sous le tablier et servant en cours de construction du fléau à assurer sa stabilité (voir par ailleurs les détails de ces dispositifs constructifs, eux aussi exceptionnels).

Ce dispositif a, en outre, servi à ménager un intervalle suffisant pour mettre en place aisément le

Photo 7
Joint lors du premier
clavage réalisé

Joint during the first keying
operation performed

dernier voussoir, en déplaçant un fléau de 16 000 t d'environ 400 mm.

Le suivi géométrique rigoureux de l'assemblage de voussoirs sur 280 m de part et d'autre de chaque pylône a permis de préparer à l'avance les éclisses de connexion : plus de mille perçages avec un jeu de 3 mm sur le diamètre. Cette disposition a permis de réaliser les clavages en 2-3 jours.

■ PRINCIPAUX PARTENAIRES - QUANTITÉS - PROGRAMME GÉNÉRAL

Pour mémoire les principaux partenaires et sous-traitants impliqués dans la construction du tablier sont reportés dans le tableau II.

- ◆ Budget global construction tablier : 120 millions d'euros.
- ◆ Travaux : mai 2002 à mai 2004 (durée globale).
- ◆ Durée assemblage offshore : 14 mois.

Prestations	Partenaires, sous-traitants ou fournisseurs	Quantités remarquables
Fabrication et assemblage au sol de la charpente métallique	Cleveland Bridge UK (Grande-Bretagne)	17200 t de charpente
Fourniture torons et haubans	VINCI Construction Grands Projets - Freyssinet - GTM Construction (France)	3900 t de torons
Installation et pose haubans	Equipe chantier, avec assistance technique Freyssinet - VINCI Construction Grands Projets (France)	Une quinzaine d'expatriés en assistance technique
Levage voussoirs	SMIT Heavy Lifting (Pays-Bas)	Grue Taklift 7 pendant 18 mois
Assistance technique contrôle de géométrie	Formule Informatique - M. Marchetti (France)	
Fabrication des palées rotulées sous voussoirs de transition	Melka (Grèce)	
Fabrication et pose joints de chaussée	Maurer Sohne (Allemagne)	Souffle en service : 2,40 m, poids 120 t unitaire
Quick Connection Device	Conception d'ensemble, structure et études d'intégration E&M : Montalev Levage et Spretec (France) Contrôle commande et assemblage/intégration sur site : Ineo Potel (France) Hydraulique : GT Hydraulique (France) Structure métallique : Rokas et Melka (Grèce)	

Tableau II
Principaux partenaires et sous-traitants
Main partners and subcontractors

ABSTRACT

The deck of the main bridge. Novel methods were used to assemble, in record time, the biggest multiple-cable-stayed deck in the world

F. Lemaire, R. Avenier, Ph. Bouve, R. Boudon

The construction of the deck of the main bridge is an exceptional achievement in more than one way: first due to the technical characteristics of the structure (continuous multiple-cable-stayed deck of dimensions unique in the world), but also due to the construction methods, which involved extensive use of a veritable industrial system of heavy prefabrication and optimised assembly conditions.

Following a general description of the structure, the article discusses the rationale behind this "industrialisation" of construction methods.

The prefabrication facilities are then described in detail, with all the equipment and procedures which enabled this structure 2,252 metres long to be assembled in less than 14 months.

RESUMEN ESPAÑOL

Tablero del puente principal. Métodos inéditos que han permitido la ensambladura, en un tiempo récord, del mayor tablero multiatirantado del mundo

F. Lemaire, R. Avenier, Ph. Bouve y R. Boudon

La construcción del tablero del puente principal se destaca por su carácter excepcional por varios motivos, a saber : las características técnicas de la estructura, en primer lugar (tablero continuo multiatirantado de dimensiones únicas en el mundo), así como también por los métodos de construcción que han llevado muy lejos una verdadera lógica industrial de prefabricación pesada así como de la optimización de las condiciones de ensambladura.

Tras una descripción general de la estructura, se evocan en el presente artículo los razonamientos que han dado lugar a esta "industrialización" de los métodos de construcción. Se describen a continuación con mayor detalle

las instalaciones de prefabricación y el conjunto de medios y procedimientos que han permitido ensamblar esta estructura de 2.252 m de longitud en menos de 14 meses.

Les haubans et la stabilisation provisoire des fléaux

Une histoire parasismique

Les haubans du pont de Rion-Antirion sont des haubans Freyssinet constitués de torons T15,7 galvanisés, cirés et gainés. Ils sont protégés contre les sollicitations sismiques par un déviateur parasismique, développé par la "JV haubans" constituée de Vinci Construction Grands Projets, Freyssinet et GTM Construction. Ce déviateur a été conçu spécialement pour guider le hauban selon une courbure contrôlée en cas de séisme, et reste flottant en service pour ménager l'efficacité de l'amortisseur interne, nécessaire pour la stabilité au vent du hauban. Pour limiter les sollicitations sismiques en flexion des goussets d'ancrage des haubans, le tube guidant supportant l'amortisseur est placé sur une connexion fusible, qui réduit sensiblement le bras de levier des efforts transversaux sur le câble lorsqu'elle rompt.

Le tablier du pont terminé sera totalement supporté par les haubans, mais, durant la construction, il est nécessaire de stabiliser les fléaux qui mesurent jusqu'à 560 m de longueur. Pour cela, un double système de stabilisation, longitudinale et transversale, est utilisé. La stabilisation longitudinale est constituée de câbles de précontrainte croisés. Transversalement, des câbles très courts ancrent le fléau aux quatre jambes des pylônes. Ces câbles transversaux ont été conçus par Vinci Construction Grands Projets pour supporter des déviations angulaires très importantes, du fait de l'amplitude des déplacements du fléau en cas de séisme.

Le pont de Rion-Antirion en Grèce est un pont haubané à travées multiples de 2252 m de longueur supporté par quatre pylônes et constitué de trois travées principales de 560 m de portée et de deux travées de rive de 286 m.

Le tablier est une structure mixte de 27 m de largeur supportant quatre voies autoroutières. Il est porté au niveau de chaque pylône par deux nappes constituées de 23 paires de haubans. Le haubanage représente un tonnage de torons total d'environ 4000 t, ce qui constituait un record mondial lors de la commande.

L'ouvrage qui enjambe un goulot du golfe de Corinthe au nord de Patras est situé dans une zone très hostile, siège de vents violents et surtout extrêmement sismique car située sur une zone de faille tectonique.

Ainsi l'ouvrage est susceptible de subir des séismes de magnitude 7 sur l'échelle de Richter avec un épocentre à moins de 10 km.

Ces contraintes ont évidemment guidées la conception générale de l'ouvrage mais aussi, plus spécifiquement dans le cadre de cet article, la technologie des systèmes de haubanage et de stabilisation provisoire du tablier.

BREF HISTORIQUE DU SYSTÈME DE HAUBANAGE

A l'occasion de ce projet, le groupe Dumez-GTM avait spécialement mis au point et fait certifier un

système original complet de haubanage pour la réalisation de l'ouvrage. Ce système, développé par Cyrille Fargier de la direction technique de GTM Construction, était constitué en partie courante de torons galvanisés de 15,7 mm de diamètre passant individuellement dans des tubes hexagonaux groupés en nid d'abeille. Le tout étant clos par une gaine en PEHD et injecté avec une résine époxy extrêmement souple (Eposhield®) mise au point spécialement pour cette application (photos 1 et 2). Toutefois, suite à la fusion courant 2000/2001 entre Groupe GTM et Vinci, le chantier a dû confronter le système de haubanage développé par Dumez-GTM et celui de Freyssinet.

Le système de haubanage HD de Freyssinet a finalement été retenu pour le pont de Rion-Antirion en raison notamment du vaste retour d'expériences

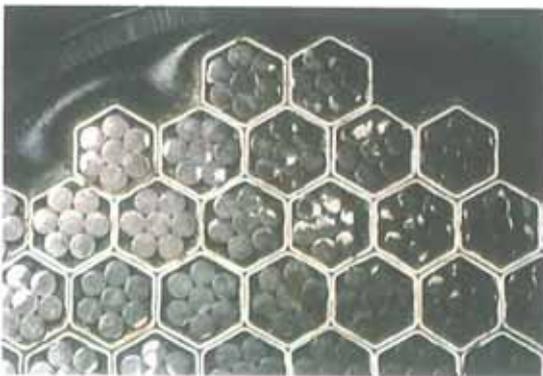


Photo 2
Le nid d'abeille dans la gaine
Honeycomb in the duct



Photo 1
Coupe transversale du hauban GTM en partie courante
Cross section of GTM stay cable along the span

Laurent Boutillon



CHEF DE SERVICE
MÉTHODES
Vinci Construction Grands Projets

Denis Gibert

DIRECTEUR DE LA JV HAUBANS
Vinci Construction Grands Projets

Philippe Guggemos

DIRECTEUR DÉPARTEMENT
PRÉCONTRAÎNTE
GTM Génie Civil et Services

Benoît Lecinq



DIRECTEUR TECHNIQUE
Freyssinet International
(groupe Vinci)



acquis sur de nombreux grands ouvrages qui permettait de garantir la maîtrise du procédé et des cadences de pose, un atout majeur pour la réussite du chantier.

Néanmoins, différents développements étaient nécessaires pour les besoins spécifiques de cet ouvrage. Tant pour la mise au point des dispositifs de protection parasismique des haubans que pour la mise au point des systèmes de stabilisation provisoire des fléaux en cours de construction qui fait appel au même type de technologie.

Constituée de Vinci Construction Grands Projets, Freyssinet et GTM Précontrainte, une joint venture, dénommée "JV haubans" a été spécialement créée avec les missions suivantes :

- ◆ développement des extensions technologiques de haubanage et de précontrainte nécessaire aux besoins du projet;
- ◆ fourniture des systèmes de haubanage, de précontrainte définitive et fourniture des systèmes de stabilisation provisoire du tablier;
- ◆ assistance technique au chantier pour la mise en œuvre de ces équipements.

■ LE SYSTÈME HD DE FREYSSINET

Les haubans proposés par Freyssinet pour le pont de Rion-Antirion sont des câbles constitués d'un faisceau de torons parallèles comme sur la plupart des grands ouvrages construits ces vingt dernières années.

La spécificité du système HD est basée sur le fait que chaque toron est totalement indépendant :

- ◆ ancrage individuel;
- ◆ protection anticorrosion individuelle;
- ◆ possibilité d'installer, de tendre et éventuellement de démonter chaque toron individuellement.

Partie courante

En partie courante le câble est constitué d'un faisceau parallèle de torons à sept brins. Chaque toron est protégé individuellement par une galvanisation, une cire pétrolière comblant les interstices entre les fils et une gaine en polyéthylène haute densité (PEHD) de 1,5 mm d'épaisseur extrudée autour du toron.

Les unités utilisées pour l'ouvrage sont des unités de 43, 55, 61 et 73 torons de 15,7 mm de diamètre de classe 1770 MPa à rupture.

Le faisceau de torons est inséré dans un tube de hauban en PEHD co-extrudé présentant une couche intérieure en PEHD noir assurant les caractéristiques mécaniques de la gaine et d'une fine couche extérieure spécialement formulée pour résister aux rayonnements ultraviolets et de couleur blanche pour le rendu architectural. En outre la gaine est munie d'une double spirale en relief destinée à pré-

venir la vibration des haubans sous l'effet combiné de la pluie et du vent.

Les ancrages

Deux types d'ancrages permettent le transfert de la tension des haubans à la structure :

◆ l'ancrage côté tablier est passif et fixe (HDF). Il est fixé sur un gousset métallique soudé sur les poutres principales de la charpente métallique. Ce gousset a été spécialement étudié par la Design Joint Venture pour garantir la résistance à la fatigue et aux efforts sismiques;

◆ l'ancrage côté pylône est actif (la mise en tension des torons est effectuée sur cet ancrage) et réglable (HDR). Il est appuyé sur une plaque et un tube coffrant incorporés à la structure mixte du pylône.

Les torons sont ancrés individuellement dans un bloc par l'intermédiaire de clavettes type "hauban" spécialement conçues pour résister à la fatigue (2 millions de cycles d'amplitude 300 MPa) (photo 3).

■ LA PROTECTION PARASISMIQUE DES HAUBANS

La problématique

Le pont de Rion-Antirion est probablement la structure ayant nécessité l'analyse sismique la plus élaborée jamais réalisée. Un aspect de cette analyse concerne le comportement des haubans lors d'un séisme.

Pour cela, une analyse temporelle de plusieurs câbles a été conduite par le bureau d'études de Vinci Construction Grands Projets sur le logiciel Ansys. Plusieurs historiques d'accélération du sol, représentatifs du séisme de période de retour 2000 ans, ont été appliqués au niveau des fondations et la réponse temporelle de la structure a été calculée par pas de temps. Les historiques des déplacements des ancrages ont été extraits puis introduits dans des modèles comprenant uniquement un hauban et prenant en compte les effets des grands déplacements.

Ces calculs ont mis en évidence une réponse des haubans aux sollicitations sismiques caractérisée par des cassures angulaires au niveau des ancrages extrêmement importantes (jusqu'à $\omega = 170$ mrad ce qui correspond pour le hauban le plus long à des amplitudes de vibration de l'ordre de 25 m) concomitantes avec des efforts axiaux (T) considérables (jusqu'à 80 % de l'effort de rupture des haubans). Bien qu'équipés d'un dispositif de filtration des déviations angulaires, la capacité d'adaptation des ancrages HD était largement dépassée par la réponse des haubans sous séisme. Il fallait donc imaginer un dispositif capable de protéger efficacement les torons.

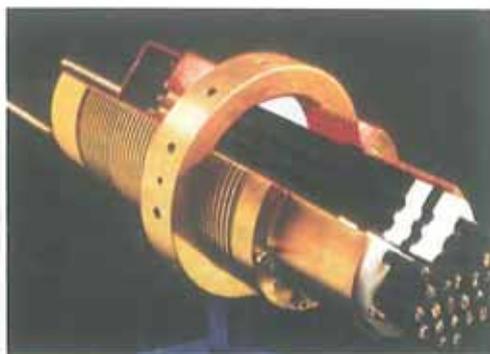


Photo 3
Vue éclatée de l'ancrage réglable Freyssinet HDR

Exploded view of the Freyssinet HDR adjustable anchorage

La théorie

Le critère adopté pour la protection des haubans est le suivant : pour aucun couple (T, ω) calculé, la contrainte dans les torons, qui est la somme des contraintes de traction et des contraintes de flexion, ne devait dépasser la limite élastique conventionnelle des torons, ce qui se traduit par l'équation : $\sigma(T, \omega) = \sigma_F + \sigma_T < f_y$ avec $f_y = 1593 \text{ MPa} = 90\%$ de l'effort de rupture du hauban.

Ce critère a été choisi pour se prémunir contre la rupture des torons mais aussi contre la perte de résistance à la fatigue consécutive à une intrusion cyclique dans le domaine plastique.

Si la contrainte de traction se calcule aisément, la contrainte de flexion se calcule différemment si le faisceau de torons est guidé sur une selle ou non. Dans le premier cas, la contrainte est donnée par :

$$\sigma_{F \text{ guidé}} = E r/R \text{ avec :}$$

E = module d'Young de l'acier,

r = rayon équivalent du toron,

R = rayon de courbure du guide.

Dans le second où la déviation n'est pas guidée, la contrainte est donnée par :

$$\sigma_{\text{libre}} = 2\omega \sqrt{\frac{ET}{S}} = 2\omega \sqrt{E\sigma_T} \text{ avec}$$

S = section du hauban.

Le graphique suivant synthétise les résultats obtenus en l'absence de déviateur pour plusieurs couples (T, ω) . En abscisse sont indiquées les contraintes axiales et en ordonnée les déflexions angulaires en mrad. La courbe en bleu représente le critère $\sigma_F + \sigma_T = f_y$.

Les points au-dessus de la courbe caractérisent un dépassement du critère (figure 4).

On peut constater qu'en l'absence de déviateurs, les contraintes de flexion dans les torons sont très importantes et la quasi-totalité des couples (T, ω) étudiés dépassent très largement le critère retenu.

La solution développée

La solution développée conjointement par la direction technique de Freyssinet et la direction technique de Vinci Construction Grands Projets consiste à introduire en sortie des ancrages haut et bas un élément appelé "para-seismic deviator" ou PSD. Ces PSD, en forme de diabolos, sont capables de guider la déviation du câble sur un rayon de courbure adapté et variable jusqu'à un angle de 100 mrad. Le second graphique ci-dessous illustre l'efficacité des déviateurs parasismiques : le déviateur guide le hauban sur une déviation angulaire suffisante pour que l'éventuelle déviation résiduelle qui est nécessairement libre, reste inférieure à la déviation libre limite (figure 5).

Par ailleurs les PSD devaient intégrer de nombreuses contraintes :

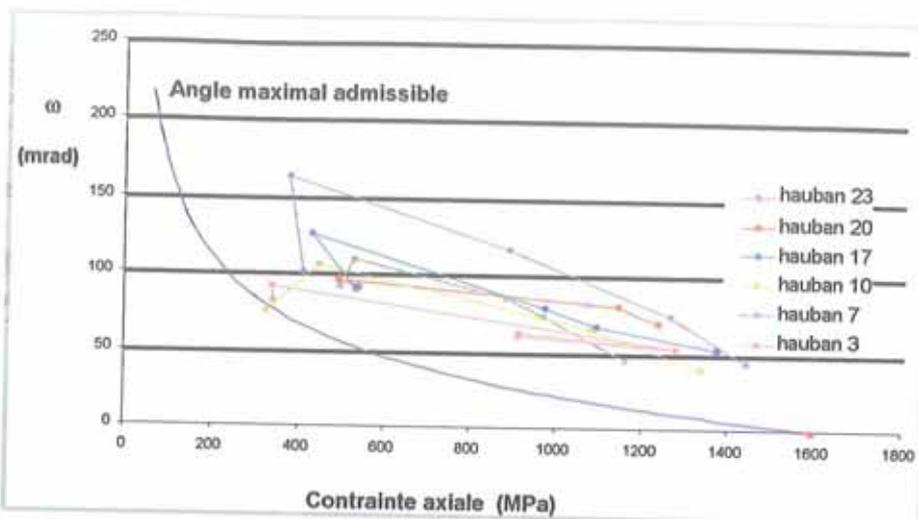


Figure 4
Haubans sous séisme extrême sans déviateur parasismique
Stay cables under extreme earthquake without parasismic deviator

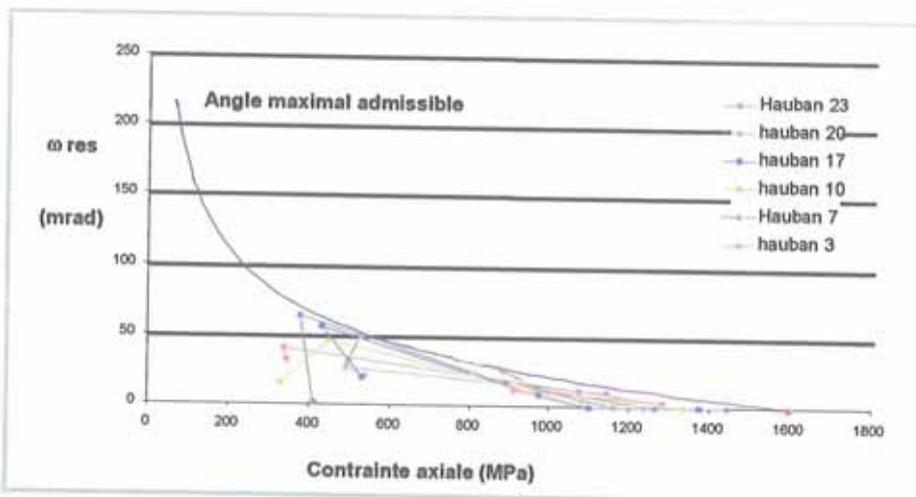


Figure 5
Haubans sous séisme extrême avec déviateur parasismique
Stay cables under extreme earthquake with parasismic deviator

◆ **durabilité** : les PSD ont été conçus comme des éléments indépendants qui sont placés autour du faisceau avant l'installation des torons. Ils sont moulés dans une résine adéquate renforcée par un tube métallique.

Le matériau a été choisi pour ses excellentes qualités mécaniques afin de supporter les efforts transversaux intenses générés par la déviation des haubans en cours de séisme (jusqu'à 1 000 KN) ainsi que pour sa durabilité dans les conditions environnementales agressives du milieu marin (photo 6) ;

◆ **géométrie** : la position des PSD est imposée par les dimensions des goussets du tablier et celles des tubes coffrants des pylônes. Ainsi les PSD sont placés dans la zone de convergence des torons située entre l'ancrage et l'amortisseur.

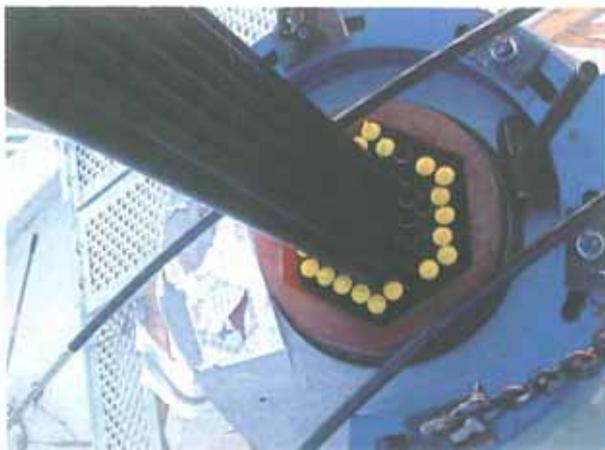
Pour éviter un réarrangement des torons pendant un séisme qui pourrait conduire à des déviations angulaires inacceptables en sortie d'ancrage, le col du diabolos est ajusté de façon à enserrer fermement le faisceau qui est équipé de petits tubes



Photo 6
Pose d'un PSD dans le gousset
Fitting a PSD in the gusset plate

Photo 7
PSD équipé des tubes écarteurs à l'intérieur du gousset d'ancrage côté tablier pendant l'installation des torons du hauban

PSD fitted with spacer tubes inside the anchorage gusset plate on the deck side during installation of the stay cable strands



qui permettent de combler les jeux entre les torons (photo 7).

Pour les haubans 1 à 10, qui peuvent être équipés d'un amortisseur hydraulique interne (IHD) destiné à limiter l'amplitude des vibrations des haubans sous les effets du vent, la présence du PSD ne devait pas contrarier le fonctionnement de celui-ci en réduisant le bras de levier L_D de l'amortisseur.

Ainsi il a fallu prévoir un jeu entre le tube du gousset et le PSD de façon à inactiver le PSD sur toute l'étendue de la course de l'IHD.

Malheureusement ce jeu implique que des déviations angulaires non négligeables apparaissent en sortie d'ancrage lorsque le PSD vient en appui sur le tube. Il a donc fallu régler ce jeu avec précision afin de rester dans les capacités de déviation des ancrages, prendre en compte les tolérances géométriques des tubes et permettre le bon fonctionnement de l'IHD (figure 8) ;

♦ **protection des goussets** : par ailleurs, sous séisme, l'amortisseur annulaire (IHD) vient en butée et crée un point fixe pour le hauban, donc une réaction transversale avec un bras de levier L_D (figure 8) important. Le moment résultant engendre des contraintes inacceptables en pied de gousset.

Il a donc fallu concevoir une liaison fusible entre le tube guide et le gousset spécialement calibrée pour permettre le fonctionnement normal de l'amortisseur sans risque de rupture à la fatigue et pour se rompre bien avant d'avoir atteint la capacité de résistance transversale des goussets (photo 9).

■ LA STABILISATION PROVISOIRE DES FLÉAUX

Le tablier a été conçu entièrement suspendu sur 2252 m. Cette conception guidée par des considérations de protection parasismique pose en retour un délicat problème de stabilisation provisoire des fléaux de 560 m de long en cours de construction.

Une solution consiste à prévoir un encastrement provisoire rigide des fléaux sur les pylônes comme cela a été le cas sur le pont à haubans Vasco de Gama sur le Tage (aussi entièrement suspendu). Toutefois le pont de Rion-Antirion présentait une contrainte supplémentaire : du fait de la fréquence des séismes dans la zone, tous les équipements provisoires ont été dimensionnés pour résister à un séisme défini par une accélération au niveau du sol de 0,24 g.

Or, si un encastrement rigide est parfait pour résister aux effets dynamiques du vent, cette solution était désastreuse pour le comportement du tablier au séisme et vice versa pour un encastrement souple. La voie était donc étroite et le cahier des charges défini par le bureau d'études de Vinci Construction Grands Projets extrêmement sévère.

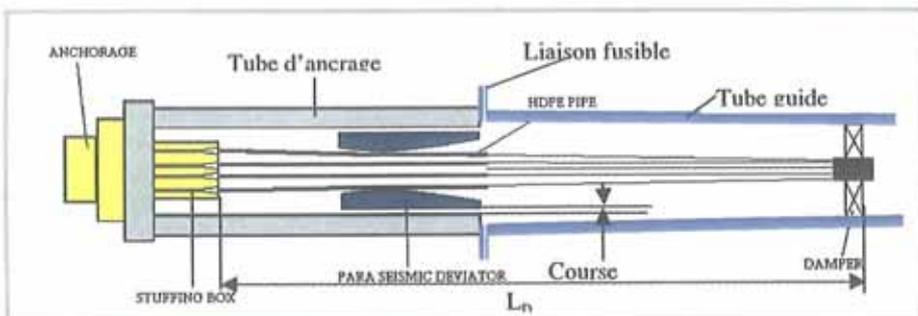


Figure 8
Principe de fonctionnement du déviateur parasismique côté tablier

Operating principle of the parasismic deviator on the deck side



Photo 9
Les ancrages des haubans sur les goussets du tablier
Stay cable anchorage points on the deck gusset plates

Photo 10
Vue de la LDRD sous le tablier
View of the LDRD under the deck



Les développements de cette liaison élastique ont été effectués en commun par le service Méthodes de la Direction technique de Vinci Construction Grands Projets et par le département précontrainte de GTM Construction sur la base de la technologie du procédé de précontrainte GTM.

La stabilisation provisoire est composée de deux systèmes distincts, le premier appelé LDRD pour "Longitudinal Deck Restraint Device" limite les mouvements longitudinaux du fléau. Il est dimensionné essentiellement par le séisme. Le second appelé TDRD (T pour transversal) limite le balancement des fléaux autour d'un axe vertical. Il est dimensionné essentiellement par le vent.

■ LE SYSTÈME DE STABILISATION LONGITUDINAL

Le LDRD est composé de 2 x 4 paires de câbles extérieurs 37T15 d'environ 35 m de longueur, ancrés sur le tablier et sur la base du pylône. Chaque paire est placée en opposition de façon à limiter les mouvements longitudinaux du fléau (photo 10). Côté base du pylône, les câbles, de capacité à rupture voisine de 10 MN, traversent la base et sont ancrés par quadruplet sur un bloc béton équipé de quatre vérins de 2 MN de capacité unitaire et d'une série de cales.

Les blocs et les cales sont dimensionnés pour supporter en cas de séisme ELU un effort de 9,1 MN/câble (photo 11).

Les vérins quant à eux sont utilisés pour l'opération de clavage. En effet, afin de permettre la mise en place du voussoir de clavage et de compenser le raccourcissement ultérieur du tablier du fait du retrait et du fluage, on viendra agir sur les vérins pour démonter les cales puis déplacer l'ensemble du fléau courant (~ 560 m de longueur et environ 14000 t) : déplacement en avant de plus de 40 cm pour laisser passer le voussoir de clavage, puis, après fixation de celui-ci sur le fléau précédent, déplacement en arrière du fléau courant d'environ 20 cm pour revenir au contact du voussoir et réaliser le clavage.

■ LE SYSTÈME DE STABILISATION TRANSVERSAL

La TDRD consiste à fixer élastiquement le tablier sur chacune des quatre jambes du pylône par l'intermédiaire de deux paires de câbles 37 T15 courts (~7 m). Ces câbles sont ancrés à une extrémité par l'intermédiaire d'une chape sur un gousset soudé à la semelle supérieure de la charpente métallique du tablier, passent de part et d'autre des jambes de pylône et sont ancrés à l'autre extrémité sur une poutre métallique provisoire butée sur les jambes du pylône (photos 12 et 13).



Photo 11
Ancrage de la LDRD
sur la base du pylône
*LDRD anchorage
on the tower base*



Photo 12
Vue de haut
d'une TDRD
*Top view
of a TDRD*



Photo 13
Détail de la fixation
transversale
*Detail of transverse
attachment*

LES PRINCIPALES QUANTITÉS

- Torons de haubans : 4000 t
- PSD : 736 unités de 8 types différents
- Torons de précontrainte : 840 t
- Poutre d'ancrage : 300 t
- Chapes : 48 unités

Le TDRD s'est avéré plus difficile à mettre au point que le LDRD, et le résultat est beaucoup plus sophistiqué.

La première contrainte provient de la tension des câbles. En effet, afin de diminuer la raideur des attaches tout en préservant une grande capacité à rupture, les câbles sont très peu tendus (environ 1 MN par câble soit à peine 10 % de la capacité à rupture). Cela a deux conséquences.



Photo 14
Détail de la chape

Detail
of the waterproofing
course

Tout d'abord une faible tension initiale implique une rentrée partielle des clavettes dans l'ancrage et donc un glissement des clavettes pouvant atteindre quelques millimètres lors des surtensions ultérieures des torons, ce qui peut s'avérer très pénalisant pour des câbles extrêmement courts.

Pour parer à ce problème, nous avons utilisé côté ancrage passif un ancrage par manchons filés qui présentent une meilleure sécurité vis-à-vis du glissement. Côté actif, les clavettes qui avait été développées pour les haubans GTM ont été utilisées, après de nombreux essais, permettant de quantifier précisément les phénomènes de rentrée de mors et d'en tenir compte lors de la mise en tension des torons.

D'autre part, du fait des mouvements du tablier sous l'effet du vent, les torons sont soumis pendant la construction des fléaux à des centaines de milliers de cycles d'amplitudes variées (pouvant atteindre pour le vent ELU une amplitude $\Delta\sigma$ de 1 400 MPa soit 0,8 Frg) dont une proportion non négligeable est accompagnée d'une détension complète des torons.

Les câbles sont donc sensibles au phénomène de fatigue ce qui a nécessité des précautions similaires à celles préconisées pour les haubans : torons galvanisés à performance en fatigue garantie, utilisation de clavettes et de manchons filés tes-

tés à la fatigue (2 millions de cycles à $\Delta\sigma = 200$ MPa), dispositifs de filtration des flexions parasites au niveau des ancrages des torons, etc.

Cette dernière tâche s'est avérée la plus ardue car les mouvements du tablier, de ± 20 mm en vertical et ± 700 mm en horizontal, génèrent, en plus des variations de tensions, des déflexions angulaires de l'ordre de 20 mrad dans le plan vertical et de 110 mrad dans le plan horizontal.

Pour résoudre ces problèmes côté poutre (actif), nous nous sommes inspirés des travaux menés sur les déviateurs parasismiques des haubans et nous avons réalisé par moulage un diabolos hexagonal à l'intérieur de la poutre capable de guider les déviations horizontales jusqu'à 110 mrad. Les déviations verticales quant à elles sont guidées par deux tôles cintrées en sortie de poutre.

Côté tablier (passif), les déviations horizontales sont reprises par l'articulation de la chape. Néanmoins une petite déviation résiduelle est nécessaire pour vaincre le frottement de la chape sur l'axe. Cette petite déviation est filtrée par un bloc en PEHD fixé en sortie du bloc d'ancrage. Les déviations verticales sont en grande partie absorbées par la souplesse de la chape et du gousset et le solde par le bloc en PEHD (photo 14).

Enfin, malgré ces précautions, une rupture de toron restait toujours possible suite aux sollicitations de fatigues et aux chocs répétés dus aux cycles tension/détension. Après avoir envisagé pendant un temps d'adjoindre un câble supplémentaire à chaque paire de câble (troisième trou visible sur les goussets de la figure 12), cette solution a été évitée par une conception originale de la chape qui autorise à tout moment le remplacement de tout ou partie des torons.

En contrepartie la fabrication des chapes en acier S460 ML Z35 constituait un défi technologique car les soudures bretelles/tête d'ancrage étaient peu accessibles, soumises à des sollicitations de fatigue en traction et en flexion et très sensibles au phénomène d'arrachement lamellaire. Enfin la géométrie finale de la pièce devait avoir la précision d'un élément mécanique.

D'aucun pourrait penser que les précautions prises pour la réalisation de la stabilisation des fléaux constituaient un luxe bien onéreux pour une pièce provisoire. Nous nous sommes souvent posé la question... jusqu'au 15 août 2003 lorsque le chantier a subi le contrecoup, heureusement très amorti, du séisme de l'île de Lefkada située environ de 150 km du chantier. Ce séisme, le plus violent subi par la Grèce depuis plus d'un siècle, a atteint la magnitude 6,4 sur l'échelle de Richter. Il a, malgré l'éloignement, violemment secoué l'ouvrage, provoquant des déplacements de l'extrémité des fléaux d'une amplitude supérieure au mètre. La stabilisation sismique des fléaux a bien joué son rôle, puisque aucun dégât n'a été observé après le séisme.

CONCLUSION

Nous avons pu détailler, au long de cet article, quelques problèmes redoutables posés par la réalisation du pont de Rion-Antirion.

Sur les exemples présentés, on s'aperçoit que les sollicitations sismiques extrêmes conduisent à des solutions réglées finement, offrant une résistance suffisante tout en ménageant une certaine souplesse. C'est le cas, en service, des supports d'amortisseurs de haubans définitifs, placés sur une liaison fusible, ou encore des déviateurs parasismiques flottant dans les tubes d'ancrage. C'est également vrai pour la stabilisation élastique des fléaux pendant la construction, conçue pour accommoder de grands déplacements.

La réalisation d'un ouvrage de l'ampleur du pont de Rion-Antirion soulève un très grand nombre de défis techniques. Les câbles provisoires et définitifs ne sont qu'un exemple parmi d'autres, que la technicité et la pluridisciplinarité des équipes de GTM Construction, Freyssinet et Vinci Construction Grands Projets ont permis de relever avec succès.

LES PRINCIPAUX FOURNISSEURS DE LA JV HAUBANS

- Haubans : Freyssinet International
- Précontrainte provisoire et définitive : GTM Précontrainte
- Chapes : Obled Sacsum
- Poutres d'ancrage de la TDRD : Berthier Alpes

ABSTRACT

The stay cables and temporary stabilisation of the cantilever deck sections. A story of earthquake resistance

L. Boutillon, D. Gibert, Ph. Guggemos, B. Lecinq

The stay cables of the Rion-Antirion bridge are Freyssinet stay cables consisting of galvanised, wax-lubricated and ducted T15.7 strands. They are protected from seismic loading by a parasismic deviator (PSD) developed by the "JV Haubans" ("Stay Cables JV") formed by Vinci Construction Grands Projets, Freyssinet and GTM Construction. This deviator was specially designed to guide the stay cable along a controlled curve in case of earthquake, and remains floating in operation to preserve the effectiveness of the internal shock damper, necessary for cable stability in the wind. To limit seismic flexural loading of the stay cable anchoring gusset plates, the guide tube supporting the shock damper is positioned on a fusible connection, which greatly reduces the moment arm of transverse forces on the cable at connection failure.

The deck of the completed bridge will be fully supported by the stay cables, but during construction it is necessary to stabilise the cantilever deck sections which measure up to 560 metres long. For this purpose, a twofold stabilisation system, longitudinal and transverse, is used. The longitudinal stabilisation consists of crossed prestressing cables. In the transverse direction, very short cables anchor the cantilever deck section to the four legs of the towers. These transverse cables were designed by Vinci Construction Grands Projets to withstand the very great angular deviations due to the amplitude of the cantilever section's movements in case of earthquake.

RESUMEN ESPAÑOL

Tirantes de arriostramiento y estabilización provisional de los astiles. Una historia parasísmica

L. Boutillon, D. Gibert, Ph. Guggemos y B. Lecinq

Los tirantes de arriostramiento del puente de Rion Antirion corresponden a los tirantes Freyssinet formados por cordones T15,7 galvanizados, encerados y revestidos, que están protegidos contra las sollicitaciones sísmicas mediante un desviador parasísmico, desarrollado por la "Joint Venture haubans", constituida por Vinci Construcción Grands Projets, Freyssinet y GTM Construction. Este desviador se ha diseñado especialmente para guiar el tirante según una curvatura controlada en caso de sismo y permanece flotante en servicio, para conservar la eficacia del amortiguador interno, que se precisa para obtener la estabilidad al viento del tirante. Para limitar las sollicitaciones sísmicas en flexión de las carterías de anclaje de los tirantes, el tubo de guía que soporta al amortiguador va dispuesto sobre una conexión fusible, que reduce virtualmente el brazo de palanca de los esfuerzos transversales sobre el cable cuando la misma sufre una rotura.

El tablero del puente una vez terminado estará soportado totalmente por los tirantes, pero, durante la construcción, será preciso estabilizar los astiles que miden hasta 560 m de longitud. Para ello, se emplea un doble sistema de estabilización, longitudinal y transversal. La estabilización longitudinal se obtiene mediante cables de pretensado cruzados. Transversalmente, los cables sumamente cortos fijan el astil a las cuatro extremidades de los pilones. Estos cables transversales han sido diseñados por Vinci Construcción Grands Projets para soportar los desvíos angulares sumamente importantes, debido a la amplitud de los desplazamientos del astil en caso de sismo.

Etude de la vibration

Cette étude porte essentiellement sur l'analyse du risque de mise en résonance d'un hauban ou d'une nappe de haubans aiguillée et/ou amortie, de l'effet des aiguilles et des dispositifs d'amortissement internes ou externes. Cette étude a été menée à l'aide de calculs historiques avec prise en compte des grands déplacements, des non linéarités et non réversibilités de comportement (rupture d'aiguille par exemple) et de conditions variées d'amortissement. Ce type de calcul permet de modéliser au mieux le comportement réel de la structure et d'obtenir des résultats plus représentatifs que la méthode classique sur structure élastique linéaire, amortie.

Cette étude a été menée au sein de la Direction conception et études de structures de Vinci Construction Grands Projets. Eric Taillardat en a réalisé les calculs informatiques en encadrant à cette occasion des stagiaires successifs de l'Ecole Polytechnique, en particulier Nicolas Wohringer et Fabien Darchis. Les données d'entrée concernant le vent ont été fournies par le CSTB (M. Grillaud). Leur obtention fait l'objet d'une présentation indépendante. Les données d'entrée des haubans, aiguilles et amortisseurs ont été fournies par la société Freyssinet (B. Lecinq).

■ OBJET DE L'ÉTUDE

L'objet de l'étude est de comparer les comportements de différentes configurations de haubanage incorporant ou non des aiguilles et/ou des amortisseurs, sous des cas de charges particuliers :

- ◆ actions turbulentes du vent (excitations paramétriques et action directe du vent sur les câbles);
- ◆ excitations paramétriques sinusoïdales;
- ◆ actions sismiques.

L'analyse porte sur une nappe de 23 haubans (numérotés de 1 à 23 du plus court au plus long) constituant la suspension latérale d'un demi-fléau, représentant ainsi la totalité des haubans. Les différentes configurations étudiées de la nappe sont les suivantes :

- ◆ la configuration de référence (sans aiguille, sans amortisseur);
- ◆ les configurations aiguillées sans amortisseur avec une ou deux aiguilles par nappe. Deux types d'aiguilles ont été envisagés, des aiguilles constituées de simples torons et des aiguilles "amortisseuses" Freyssinet;
- ◆ les configurations sans aiguille, avec amortisseurs externes Freyssinet sur haubans 11 à 23;
- ◆ la configuration combinant une aiguille et les amortisseurs externes sur les haubans 19 à 23.

■ MÉTHODE GÉNÉRALE DE CALCUL

Trois types de calculs sont menés sur les différentes configurations de la nappe de haubans :

- ◆ calcul type 1 : analyse de l'action turbulente du vent transversal;
- ◆ calcul type 2 : analyse de l'aptitude à la résonance par excitation paramétrique;

◆ calcul type 3 : analyse au séisme par excitation paramétrique.

Ces trois types de calculs sont des calculs aux éléments finis historiques, en grands déplacements si nécessaire, intégrant les lois de comportement suivantes :

◆ **matériaux** : élastique linéaire ou non linéaire, non réversible hystérétique, avec critère de rupture éventuel;

◆ **amortissement** :

- type 1 : amortissement structurel intéressant un ensemble d'éléments de la structure, associé en général au comportement du matériau, de matrice d'amortissement de la forme $\alpha \cdot [M] + \beta \cdot [K]$,

- type 2 : loi quelconque d'amortissement entre nœuds frontières de l'élément concerné,

- les types 1 et 2 d'amortissement peuvent être combinés,

- l'amortissement aérodynamique (frottement des câbles sur l'air) est pris en compte par ses décroissements logarithmiques par mode, horizontal et vertical;

◆ **cas particulier des câbles** :

- comportement type 1 (câbles banals de la structure) : comportement élastique linéaire en traction, sans rigidité en compression, avec prise en compte de l'amortissement structurel type 1 ci-dessus,

- comportement type 2 (par exemple pour aiguilles amortisseuses spécifiques) : comportement élastique non linéaire éventuellement non réversible avec prise en compte intégrée de la rupture; avec des lois d'amortissement quelconques type 2 ci-dessus;

◆ **cas particulier des dispositifs d'amortissement spécifiques (hydrauliques...)** : ils sont pris en compte sous la forme d'éléments munis d'un amortissement type 2 ci-dessus.

Remarque : les analyses modales d'accompagnement de la structure globale et des diverses configurations de la nappe sont toujours réalisées sur la matrice tangente de l'état d'équilibre de la structure sous charges permanentes, calculé en grands déplacements.

Calcul type 1, analyse de l'action turbulente du vent

Ces calculs sont effectués à partir d'historiques de déplacements imposés d'ancrages et d'efforts appliqués directement aux haubans simulant respectivement l'excitation paramétrique et l'action turbulente directe du vent sur les haubans.

Les historiques de déplacements imposés des an-

des haubans

crages, caractérisant l'excitation paramétrique, sont définis par leurs composantes dans le repère modal de la structure globale. Ces composantes sur chacun des modes normés sont des scalaires fonctions du temps. Ils sont donnés par le CSTB pour les 20 premiers modes de la structure totale, et pour cinq vitesses de vent, 15, 20, 30, 40 et 50 m/s. L'action directe du vent sur les haubans est prise en compte par un historique de forces extérieures appliquées aux haubans, généré par le CSTB pour deux vitesses de vent, 30 m/s et 50 m/s.

Calcul type 2, analyse de l'aptitude à la résonance par excitation paramétrique

Dans la plage de recouvrement des fréquences propres calculées de la structure globale et de la nappe de haubans considérée, il existe un risque de déplacement d'une fréquence propre (pour une cause physique interne ou externe à la structure). Il est alors possible de voir coïncider une fréquence propre du tablier dans la structure globale avec une fréquence propre de la nappe de haubans, provoquant ainsi la mise en résonance d'un hauban isolé ou de la nappe aiguillée.

Le calcul type 2 permet d'étudier cette aptitude à la résonance de tout ou partie de la nappe, sous un cas de charges constitué de déplacements imposés fonction du temps, de ses nœuds frontières (excitation paramétrique).

Ces déplacements imposés sont obtenus à partir du mode de la structure globale le plus proche du mode étudié de la nappe :

◆ pulsé sinusoidalement sur la fréquence du mode étudié de la nappe ;

◆ d'amplitude égale au maximum sur le temps de l'historique de sa composante modale dans la réponse de la structure globale au vent turbulent (donné au paragraphe précédent).

L'amortissement aérodynamique qui risque de modifier sensiblement les périodes propres de la nappe, n'est pas pris en compte dans ce calcul type 2 de façon à atteindre l'amplification dynamique maximale. Ce calcul type 2 est particulièrement agressif puisqu'il s'agit d'une excitation soutenue, à la résonance, de la nappe, sans amortissement aérodynamique. Il ne correspond pas à une réalité physique. Par contre il permet une analyse comparative de divers systèmes d'amortissement. Il est réalisé d'une part sous forme d'une analyse historique autorisant la prise en compte des grands déplacements quand c'est nécessaire, sous forme

d'une analyse harmonique classique (linéaire) d'autre part. Cette dernière analyse ne permet pas la prise en compte des grands déplacements et ne donne que le régime permanent.

Une étude comparative des résultats du calcul type 2 suivant les deux méthodes est présentée ci-dessous.

Calcul type 3, analyse au séisme par excitation paramétrique

Ils sont effectués à partir d'historiques de déplacements imposés des ancrages de haubans. Dans cette analyse, l'amortissement aérodynamique est négligé, suivant les recommandations du CSTB (incompatibilité avec le champ de vitesses engendré). Cette excitation paramétrique motrice est extraite des résultats de l'analyse historique au séisme de la structure globale. Dans cette dernière analyse non linéaire, en grands déplacements de la structure globale, chaque câble est modélisé par un seul élément dont la loi de comportement aux ancrages est fidèle au comportement global du hauban. Les masses étant concentrées aux ancrages, cette analyse n'intègre pas les effets inertiels propres du hauban et donc sa déformation et ses contraintes propres.

■ QUELQUES RÉSULTATS

Calcul type 1, analyse de l'action turbulente du vent : résultats

Voir figures 1 et 2 page suivante.

Calcul type 2, analyse de l'aptitude à la résonance par excitation paramétrique : résultats

Plage de recouvrement des fréquences propres

Voir figure 3 page suivante.

Calcul type 2, aptitude à la résonance, résultats comparatifs

Les amplitudes de vibration sont caractérisées par les dimensions du rectangle qui enveloppe le cheminement au cours du temps d'un point du câble représentatif de son mouvement ; "a" est la dimension normale à la corde (du hauban) horizontale, "b" est la dimension normale à la corde, dans

Figures 1 et 2
Calculs type 1.
Action turbulente du vent.
Action paramétrique + action du vent
sur les haubans + amortissement
aérodynamique
Type 1 calculations. Turbulent wind
action. Parametric action + action
of the wind on the stay cables
+ aerodynamic damping

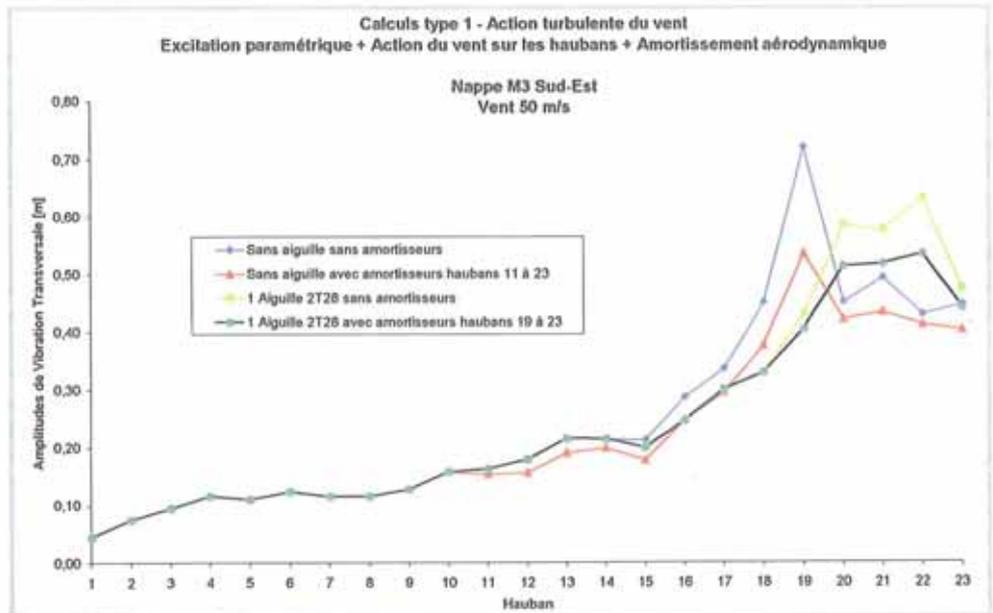
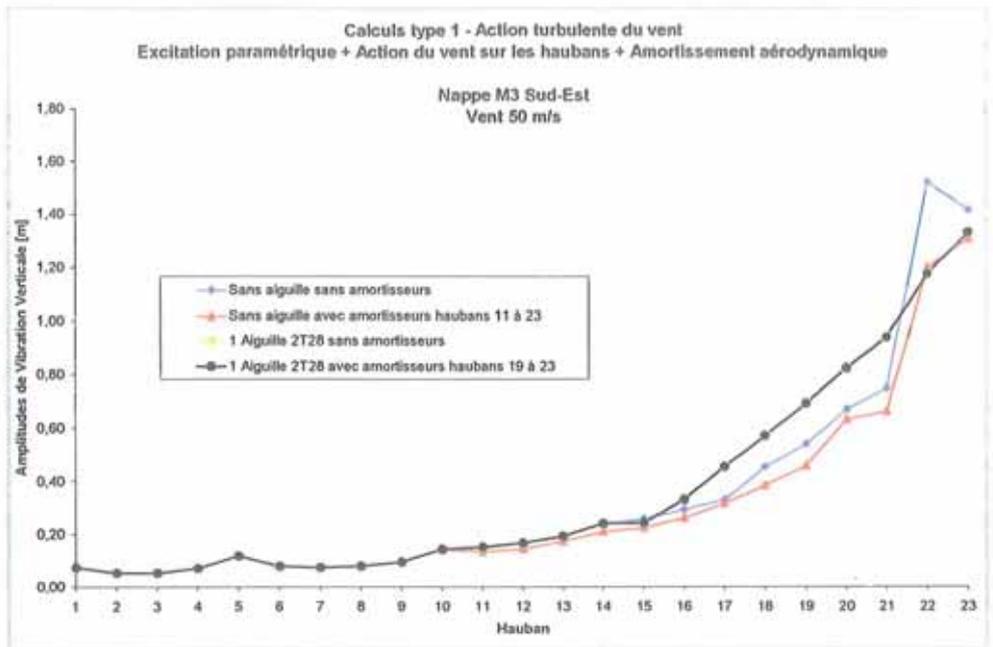
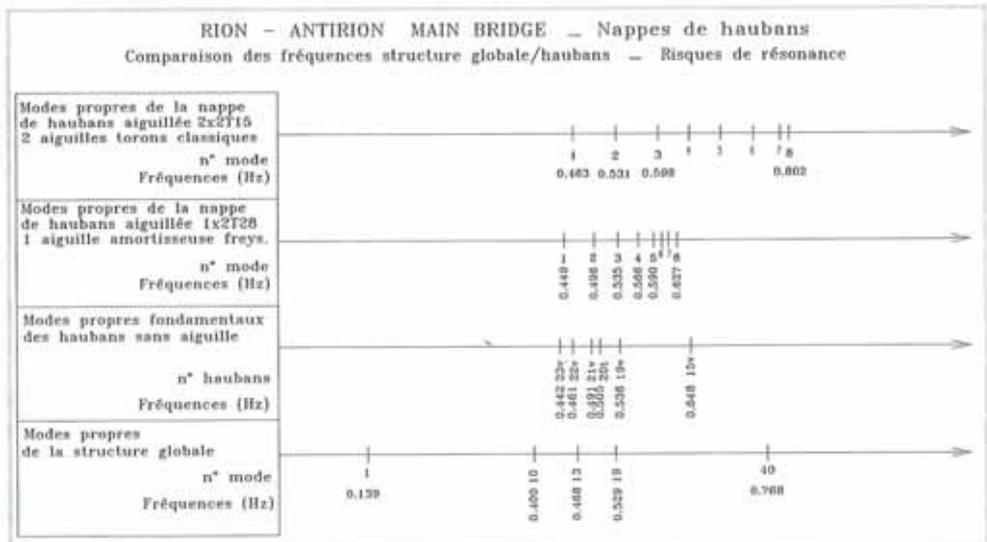


Figure 3
Nappe de haubans.
Comparaison des fréquences
structure globale/haubans -
Risques de résonance
Layer of stay cables. Comparison
of overall structure/stay cable
frequencies - Risks of resonance



le plan vertical qui la contient. Les deux modes de la structure globale, dans la plage de recouvrement des fréquences, présentés ci-dessous sont les modes 13 de fréquence 0,468 Hz et le mode 19 de fréquence 0,529 Hz.

Les résultats des deux analyses (analyse historique avec grands déplacements et analyse harmonique classique) sont présentés ci-dessous. Les résultats de l'analyse harmonique figurent entre parenthèses.

Etude du hauban 23 sous l'excitation par le mode 13 de la structure globale, avec les paramètres d'un vent de 30 m/s.

• **Nappe de haubans sans aiguille et sans amortisseur** : excitation du hauban 23 par le mode 13 de la structure globale pulsé sur la fréquence de 0,442 Hz du mode 2 du hauban 23 (mode fondamental vertical) :

$a = 0,01 \text{ m (0,01)}$ $b = 2,66 \text{ m (4,66)}$

• **Nappe de haubans avec une aiguille 2T28 amortisseuse et sans amortisseur** : excitation de la nappe par le mode 13 de la structure globale pulsé sur la fréquence de 0,449 Hz du mode 1 de la nappe aiguillée (mode transversal) :

$a = 0,33 \text{ m (0,38)}$ $b = 0,13 \text{ m (0,12)}$

• **Nappe de haubans sans aiguille avec amortisseurs** : excitation du hauban 23 avec amortisseur par le mode 13 de la structure globale pulsé sur la fréquence de 0,443 Hz du mode 2 du hauban 23 (mode fondamental vertical avec la raideur de l'amortisseur) :

$a = 0,01 \text{ m (0,01)}$ $b = 0,80 \text{ m (0,78)}$

• **Nappe de haubans avec une aiguille 2T28 amortisseuse et avec amortisseurs sur les haubans 19 à 23** : excitation de la nappe par le mode 13 de la structure globale pulsé sur la fréquence de 0,452 Hz du mode 1 de la nappe aiguillée (mode transversal avec les raideurs des amortisseurs) :

$a = 0,06 \text{ m (0,05)}$ $b = 0,13 \text{ m (0,11)}$

Etude du hauban 20 sous l'excitation par le mode 19 de la structure globale, avec les paramètres d'un vent de 30 m/s

• **Nappe de haubans sans aiguille et sans amortisseur** : excitation du hauban 20 par le mode 19 de la structure globale pulsé sur la fréquence de 0,505 Hz du mode 1 du hauban 20 (mode fondamental transversal) :

$a = 2,27 \text{ m (3,58)}$ $b = 0,04 \text{ m (0,02)}$

• **Nappe de haubans avec une aiguille 2T28 amortisseuse et sans amortisseur** : excitation de la nappe par le mode 19 de la structure globale pulsé sur la fréquence de 0,535 Hz du mode 3 de la nappe aiguillée (mode transversal) :

$a = 0,98 \text{ m (2,54)}$ $b = 0,11 \text{ m (0,28)}$

• **Nappe de haubans sans aiguille avec amortisseurs** : excitation du hauban 20 avec amortisseur par le mode 19 de la structure globale pulsé sur la fréquence de 0,508 Hz du mode 1 du hauban 20

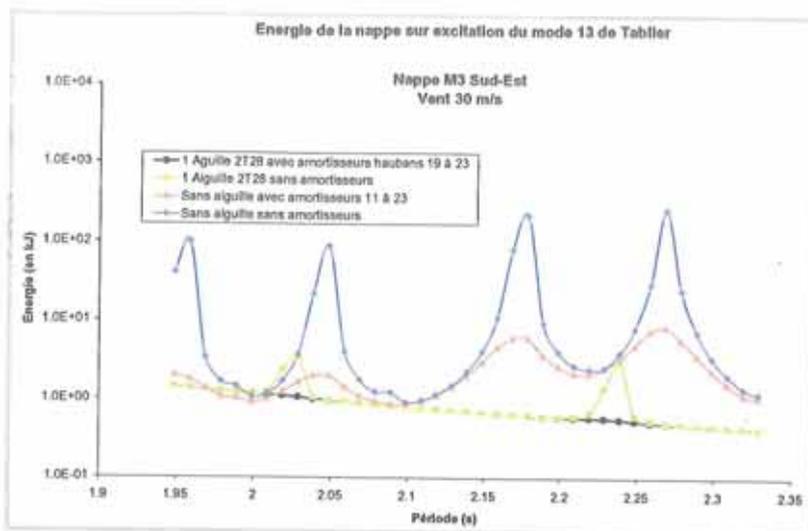


Figure 4
Energies cinétiques moyennes de la nappe excitée par le mode 13 du tablier à diverses périodes

Mean kinetic energies of the layer excited by deck mode 13 at various frequencies

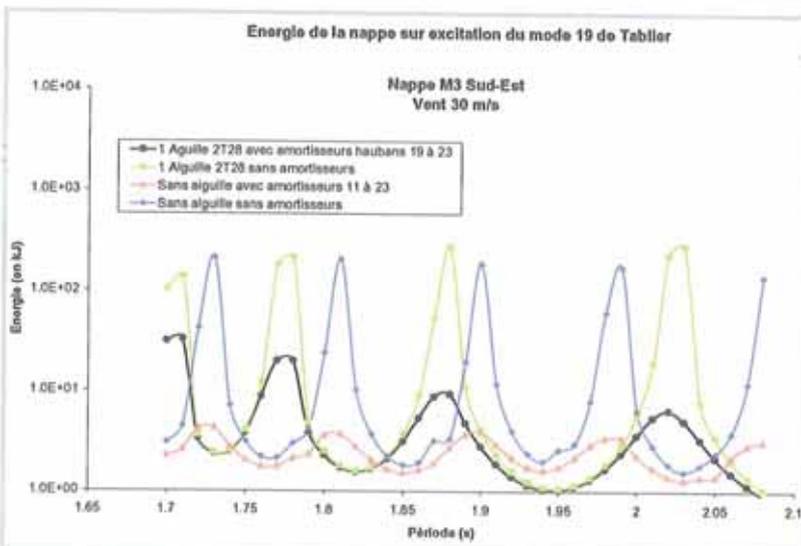


Figure 5
Energies cinétiques moyennes de la nappe excitée par le mode 19 du tablier à diverses périodes

Mean kinetic energies of the layer excited by deck mode 19 at various frequencies

(mode fondamental transversal avec raideur de l'amortisseur) :

$a = 0,55 \text{ m (0,50)}$ $b = 0,02 \text{ m (0,02)}$

• **Nappe de haubans avec une aiguille 2T28 amortisseuse et avec amortisseurs sur les haubans 19 à 23** : excitation de la nappe par le mode 19 de la structure globale pulsé sur la fréquence de 0,536 Hz du mode 3 de la nappe aiguillée (mode transversal avec raideurs des amortisseurs) :

$a = 0,44 \text{ m (0,46)}$ $b = 0,05 \text{ m (0,06)}$

On constate que la prise en compte des grands déplacements, à la précision du calcul près, se fait sentir dès que les déformations deviennent importantes.

La comparaison des résultats des calculs type 1 et type 2 montre que les systèmes de stabilisation et d'amortissement sont plus efficaces en situation de résonance potentielle.

Présentation des résultats sous forme énergétique

Une méthode de comparaison des différents systèmes d'amortissement consiste à calculer simplement l'énergie cinétique moyenne du régime permanent. Les résultats sont présentés sur les figures 4 et 5 pour les différentes configurations d'amortissement. On retrouve sur les courbes énergie-période d'excitation, les modes fondamentaux de la nappe dans la configuration étudiée.

Calcul type 3, analyse au séisme par excitation paramétrique : résultats (figure 6)

Il faut rappeler que les calculs de type 3 sont menés avec prise en compte de la rupture des brins d'aiguilles. Les résultats présentés ci-dessus, en particulier, s'accompagnent de ruptures de brins d'aiguilles amortisseuses ou non. Ils doivent être considérés en conséquence.

En tout état de cause, les haubans seuls, non aiguillés, n'atteignent pas, au séisme la tension admissible de $0,75 \cdot F_{GUTS}$.

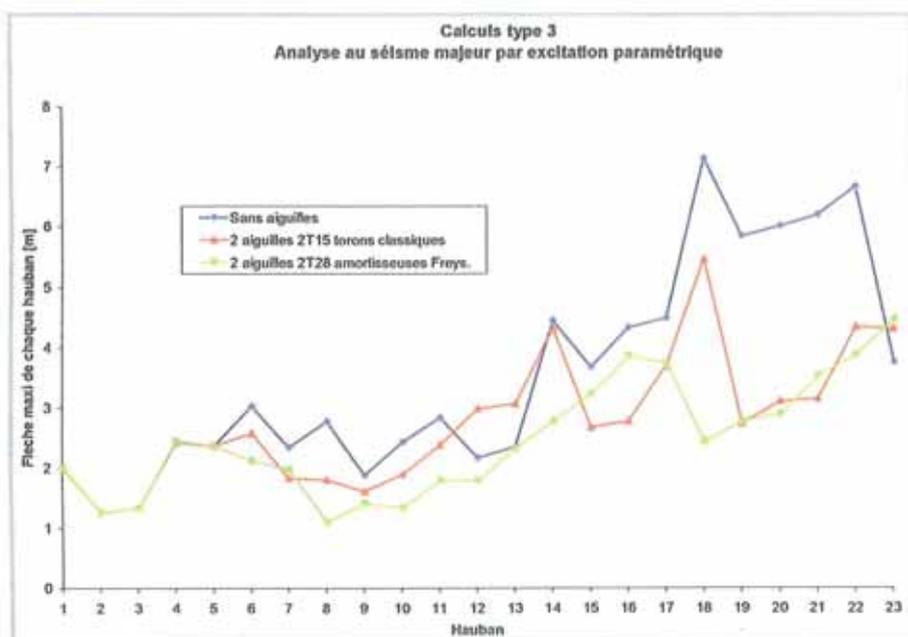


Figure 6
Calculs type 3. Analyse au séisme majeur par excitation paramétrique

Type 3 calculations. Analysis in a major earthquake by parametric excitation

ABSTRACT

Stay cable vibration study

J.-M. Tourtois

This study is basically a risk analysis of resonance of a stay cable or a layer of stay cables wire-drawn and/or damped, and the effect of the draw wires and the internal or external damping devices. This study was carried out by means of historical calculations taking into account major displacements, non-linearities and non-reversibilities of behaviour (e.g. draw-wire breakage) and varied damping conditions. This type of calculation enables optimum modelling of the actual behaviour of the structure, giving more representative results than the conventional method on a damped linear-elastic structure.

RESUMEN ESPAÑOL

Estudio de la vibración de los tirantes de arriostamiento

J.-M. Tourtois

Este estudio se refiere principalmente al análisis del riesgo de puesta en resonancia de un tirante o de una capa de tirantes desviada y/o amortizada, del efecto de las agujas y de los dispositivos de amortiguación interna o externa. Este estudio se ha emprendido por medio de cálculos históricos y teniendo en cuenta los grandes desplazamientos, las carencias de linealidad y no reversibilidades de comportamiento (por ejemplo, ruptura de aguja) así como las condiciones de amortiguación de diversa índole. Este género de cálculo permite modelizar del mejor modo el comportamiento real de la estructura y así obtener resultados más representativos por comparación con el método convencional en estructuras elásticas lineales, amortiguadas.

Le parti architectural

Berdj Mikaellian
ARCHITECTE DPLG



Les axes majeurs de la recherche architecturale de cet ouvrage exceptionnel ont été :

- l'insertion dans le site,
- la légèreté de la silhouette générale,
- la sobriété des lignes et des volumes mis en œuvre,
- le rejet de toute ornementation rapportée,
- une polychromie des éléments métalliques appropriée au site,
- une mise en valeur nocturne de l'ouvrage.

Le pont de Rion-Antirion s'inscrit dans un site de grande qualité formé par le golfe de Corinthe et les montagnes élevées qui le bordent.

Deux promontoires issus, l'un de la Grèce continentale, l'autre du Péloponnèse, resserrent le débouché ouest du golfe de Corinthe : son entrée en est défendue par deux forts vénitiens construits à la pointe de ces promontoires.

Ce point stratégique offrant la plus courte distance entre les deux rives à relier, a été choisi pour l'implantation du pont de Rion-Antirion dont le tracé vient tangenter les deux anciens forts.

Dès les premières études, l'insertion dans le site du futur ouvrage a constitué l'un des principaux objectifs à atteindre (figure 1).

Par ailleurs, les caractéristiques géologiques des lieux (zone sismique et tellurique) ne pouvaient que conditionner de façon importante le parti technique, donc architectural de l'ouvrage.

À l'issue d'études complexes prenant en compte tous ces éléments, le choix s'est fixé sur un ouvrage à structure multihaubanée afin de réduire au minimum le nombre de piles implantées en mer : ainsi, l'ouvrage principal comporte trois grandes travées centrales de 560 m et deux travées de rive, soit un tablier de 2 252 m supporté par quatre pylônes s'élevant à 163 m au-dessus du niveau de la mer. Des viaducs d'accès construits à terre portent la longueur totale de l'ouvrage à 2 883 m (photo 2).

Cette solution permet de dégager au maximum le chenal de navigation et par ses quatre hauts pylônes supportant un fin tablier, de réaliser un ouvrage dont la silhouette particulière marque fortement le site (photos 3 et 4).

À l'allure générale de l'ouvrage ainsi définie, succède la mise au point architecturale des composants de ce pont : pylônes, tablier, culées, etc.

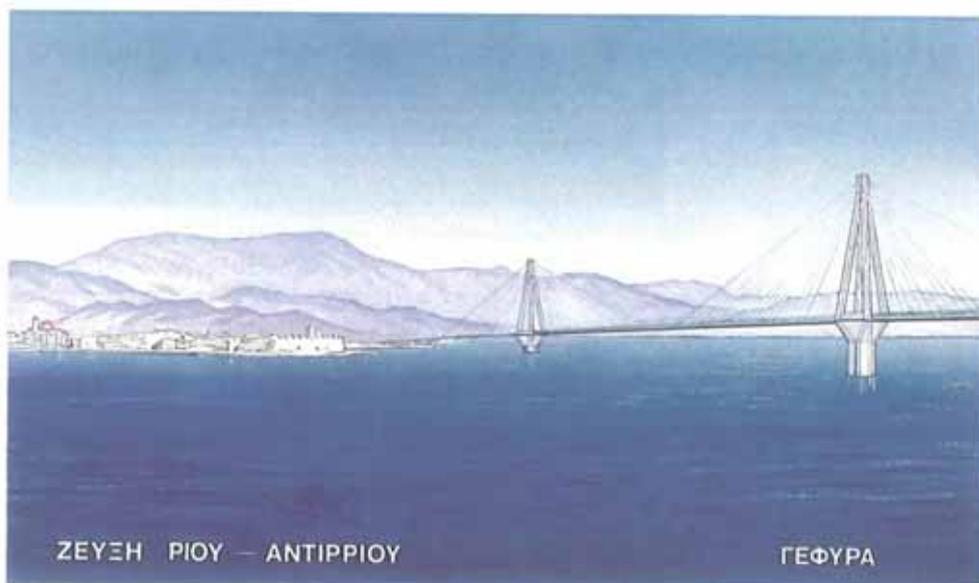


Figure 1
Perspective de présentation
Presentation perspective view



Photo 2
Vue d'ensemble
Overall view

Photo 3
Vue lointaine,
vers l'Ouest
Distant view
westward



Photo 4
Vue d'ensemble
(à l'arrière plan, les monts
du Péloponnèse)
Overall view
(in the background,
the Peloponnesian
mountains)

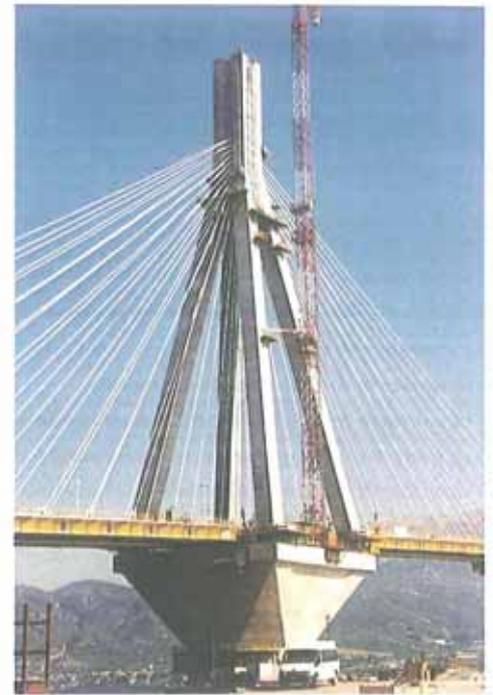


Photo 5
Pylône n° 1
Tower 1

Il est évident que le traitement de ces éléments ne peut que rester à l'échelle des dimensions de l'ouvrage et éviter la recherche de détails plus appropriés à des ouvrages urbains dont la perception est plus rapprochée. Aussi s'est-on attaché à n'admettre dans un édifice aucune partie destinée au seul ornement, mais visant toujours aux belles proportions, on doit tourner en ornement toutes les parties nécessaires à soutenir un édifice." (Fénelon).

Dans cet esprit et compte tenu de la nécessité technique pour chaque appui de n'avoir qu'un "point de pénétration" dans la mer, ce pylône comporte pour sa partie émergée, un fût de section octogonale s'élargissant en "chapiteau" pour supporter les quatre "jambes" entre lesquelles passe le tablier. Ces jambes se rejoignent en tête et reçoivent

le caisson d'ancrage des haubans, formant en quelque sorte une pyramide ajourée (photos 5 et 6).

Le tablier à structure mixte (deux poutres métalliques longitudinales entretoisées/hourdis béton) maintenu par les haubans, est entièrement indépendant, sans appui sur les piles. Des consoles également métalliques, supportant les trottoirs et garde-corps, créent par le jeu des ombres, une animation des âmes verticales des poutres (photo 7).

Les viaducs d'accès de construction traditionnelle avec des travées de l'ordre de 40 m, sont traités avec sobriété contrastant avec l'ouvrage principal qui conserve ainsi sa prédominance visuelle (photo 8).

Le raccordement entre les viaducs d'accès et l'ou-



Photo 7
Détail de la rive
du tablier
Details
of the deck edge



Photo 6
Détail de la tête du pylône
et du caisson d'ancrage
des haubans
Detail of the tower head
and the stay cable anchorage
caisson

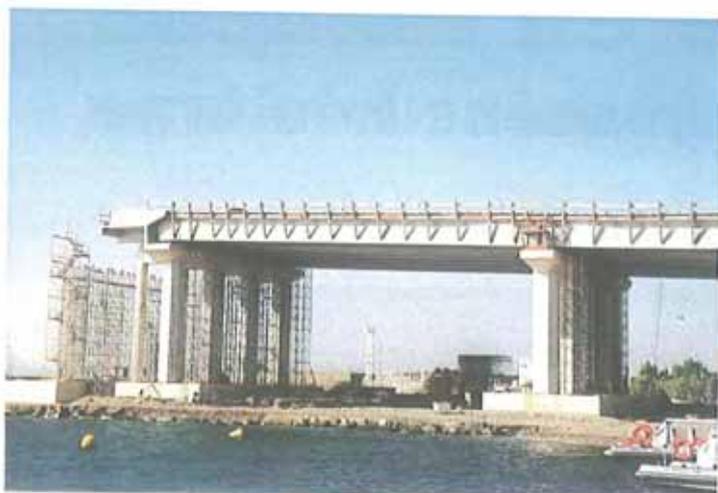


Photo 8
Pile de transition et viaduc d'accès côté "continent"
Transition pier and access viaduct at "continent" end

vrage principal est assuré par des "piles de transition" dont la mise au point s'est révélée laborieuse. Elles doivent permettre les mouvements (dilatation, séisme) entre les différentes structures et absorber les changements dimensionnels : ainsi ces piles de transition nécessitent-elles une juxtaposition d'une structure béton fixe et d'une structure métallique articulée.

L'ouvrage principal comportant de nombreux éléments métalliques, une étude de polychromie a été menée. Diverses solutions ont été envisagées pour une perception tant diurne que nocturne. La solution choisie consiste à adopter :

- ◆ un jaune sur toute la structure du tablier, soulignant ainsi sa finesse. L'ouvrage étant approximativement nord-sud, cette couleur jaune paraîtra encore plus éclatante au lever et au coucher du soleil (photo 3);

- ◆ un bleu sur des éléments ponctuels (caisson d'ancrage des haubans en tête de pylône, platines d'ancrage des haubans sur tablier, main courante des garde-corps);

- ◆ un gris pour les gaines des haubans.

Enfin, pour l'étude de mise en valeur nocturne, une seule recommandation "architecturale" a été formulée : celle de ne pas éclairer directement les nappes de haubans, mais les pylônes qui constituent la caractéristique de cet ouvrage.

ABSTRACT

The architectural scheme

B. Mikaelian

The guidelines for architectural research on this exceptional structure were :

- integration into the site;
- lightness of the general silhouette;
- sobriety of lines and volumes implemented;
- rejection of any superfluous ornamentation;
- diverse colouring of the metallic elements appropriate to the site;
- highlighting of the structure at night.

RESUMEN ESPAÑOL

Solución arquitectónica

B. Mikaelian

Las principales orientaciones de la investigación arquitectónica de esta estructura excepcional han sido :

- la inserción en su emplazamiento,
- el aspecto currentilíneo de la silueta general,
- la sobriedad de sus líneas y de los volúmenes utilizados,
- la oposición a cualquier ornamentación superpuesta,
- una polícromía de los elementos metálicos adecuada al emplazamiento,
- una valorización nocturna de la estructura.

La mise en lumière

Une mise en scène nocturne,

A la nuit tombée, le pont qui relie la péninsule au continent se métamorphose progressivement en un mince fil doré, tissé délicatement au travers de quatre grandes aiguilles bleutées. C'est dans cet esprit qu'a été étudiée la mise en lumière de cet ouvrage monumental, de manière à composer un véritable paysage nocturne, à l'échelle de ce site majestueux. Les deux faces du tablier métallique peintes en jaune d'or, sont éclairées en continuité, en plongée latérale à l'aide de 560 projecteurs intensifs Thorn Contrast R1, équipés d'une lampe aux iodures métalliques à brûleur céramique 150 W (IRC 85, 3 000 K). Les quatre pylônes sont éclairés en contre-plongée, depuis le niveau du tablier, par une lumière frissante, intense et bleutée, visible de très loin, à l'aide de 192 projecteurs Philips Arena vision MVF 403, équipés d'une lampe aux iodures métalliques 1 800 W (IRC 90, 5 600 K).



© Conceptpro

Photo 1
Image infographique du paysage nocturne créé
Computer graphics image of the nocturnal landscape created

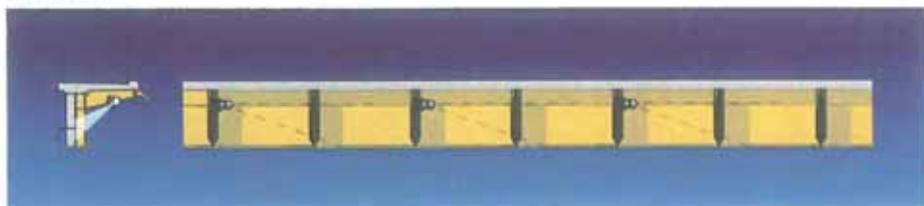
Lorsque la nuit tombe sur le golf de Corinthe. Le pont qui relie la péninsule au continent se métamorphose progressivement. Il n'est plus qu'un mince fil doré, tissé délicatement au travers de quatre grandes aiguilles bleutées, un fil tendu entre des fragments de côtes, un fil suspendu entre ciel et mer. Le noir profond de l'eau s'offre en écrin et en miroir à l'icône créée. Il unit le ciel étoilé à la mer obscure.

C'est dans cet esprit qu'a été étudiée la mise en lumière de cet ouvrage monumental, pour composer un véritable paysage nocturne, à l'échelle de ce site majestueux (photo 1).

L'éclairage du tablier métallique a été volontairement conçu comme une superposition d'ombres portées qui donnent du relief, de la texture et de l'animation à cette ligne de très grande longueur (plus de deux kilomètres). Les pylônes, illuminés en contre-plongée à partir du tablier, disparaissent progressivement dans le ciel sombre. Les piles et la mer sont volontairement laissées dans la pénombre.

Figure 1
Coupe et élévation du tablier métallique avec position des projecteurs

Cross section and elevation view of the steel deck with location of projectors



© Conceptpro

LE TABLIER MÉTALLIQUE, UN FIN TRAIT LUMINEUX DORÉ

Les deux faces du tablier métallique peintes en jaune d'or, sont éclairées en continuité, en plongée latérale. L'éclairage est réalisé à l'aide de 560 projecteurs intensifs Thorn Contrast R1, équipés d'une lampe aux iodures métalliques à brûleur céramique Philips CDM-T 150 W (IRC 85, couleur de lumière de 3 000 K), d'un filtre en verre jaune et d'une visière coupe flux. Tous les projecteurs d'une face de tablier ont strictement la même position et la même orientation.

Chaque projecteur est fixé sur l'extrémité de la console métallique du tablier (tous les 8 m) par l'intermédiaire de sa lyre et d'un support métallique en léger déport, qui a été dessiné spécifiquement après essais sur site. Il éclaire le tablier latéralement et en légère plongée (dans le sens de circulation des véhicules). Le projecteur est situé en retrait de l'extrémité de console pour être le plus discret possible. La hauteur précise du projecteur a été déterminée pour créer une ombre portée horizontale de la console suivante sur le flanc du tablier (figure 1).

La lyre du projecteur a été modifiée pour offrir un encombrement minimal à la prise au vent. Un système de repérage et de blocage est prévu pour figer définitivement l'orientation des projecteurs (dans le plan vertical et dans le plan de rotation du projecteur sur sa lyre) y compris pendant le changement de la lampe qui se fera par la face avant du projecteur sans démontage de la visière.



du pont mystérieuse et onirique

Tous les projecteurs, lyres, et visière sont peints couleur RAL 1018 (teinte jaune d'or du tablier). L'ouvrage étant situé dans un site marin avec une atmosphère saline fortement corrosive, les appareils et accessoires ont subi un traitement anti-corrosion.

LES PYLÔNES : DES AIGUILLES BLEUTÉES

Les quatre pylônes sont éclairés en contre-plongée, depuis le niveau du tablier, par une lumière frisante, intense et bleutée, visible de très loin. Seules trois faces des quatre jambes des pylônes sont éclairées avec une intensité lumineuse différente, de manière à affirmer la forme parallélépipédique des jambes. La dernière face intérieure, côté chaussée, n'est pas éclairée (photo 2). Cent quatre-vingt-douze projecteurs sont nécessaires pour l'ensemble de l'illumination des pylônes.

La face extérieure (côté mer) de chaque jambe est éclairée à l'aide de cinq projecteurs à optique ultra-intensive ($2 \times 3^\circ$ d'angle d'ouverture), Philips Arena vision MVF 403, équipés d'une lampe aux iodures métalliques Philips MHNSA 1800 W (IRC 90, 5600 K), d'un porte filtre spécifique avec filtre dichroïque bleu. Les projecteurs sont disposés au pied de chaque jambe et fixés sur la paroi en béton, verticale et légèrement inclinée (figure 2). Ils devront résister à des vents de 200 km/h et à des rafales ponctuelles de 56 m/s. La face latérale extérieure (côté haubans) de chaque jambe est éclairée à l'aide de quatre projecteurs intensifs identiques. La face latérale intérieure est éclairée par l'intermédiaire des trois mêmes projecteurs. Le flux lumineux arrière de ces projecteurs est coupé par un coupe flux spécifique de manière à ne pas venir éclairer le haut de la face opposée. Chaque projecteur sera réglé précisément sur site de manière à lisser la lumière sur toute la hauteur de la face éclairée (figures 3 et 4).

L'éclairage de la chaussée, réalisé également en lumière blanche (lampes aux iodures métalliques à brûleur céramique), rythme l'ouvrage et s'inscrit parfaitement dans la mise en scène nocturne. La puissance totale consommée par l'illumination du pont est de 429,6 kW (hors éclairage de la chaussée).

La mise en lumière de l'ouvrage a été conçue en tenant compte des impératifs de gestion et d'exploitation de manière à assurer une pérennité de l'image nocturne. Les projecteurs choisis sont tous

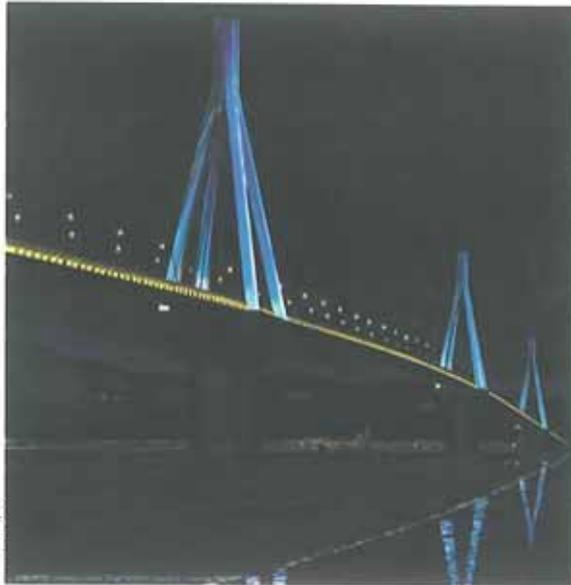


Photo 2
 Image Infographique du pont illuminé
 Computer graphics image of the illuminated bridge

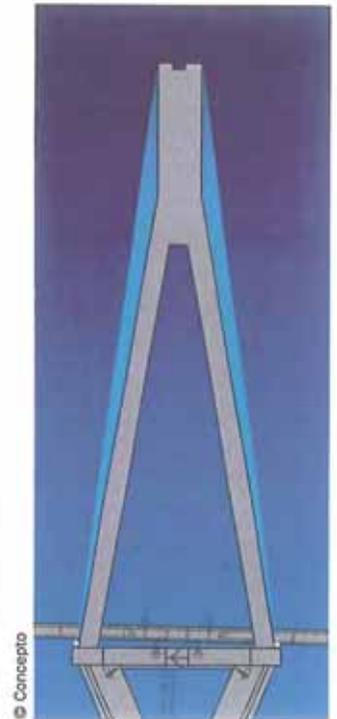
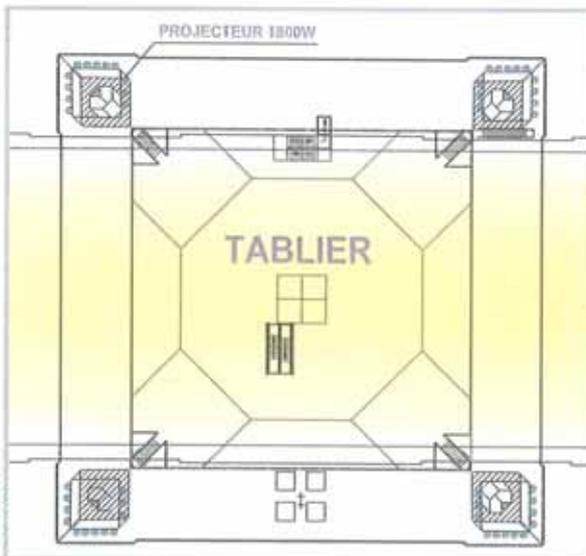


Figure 3
 Coupe sur pylône avec position des projecteurs
 Cross section of tower with location of projectors

Figure 2
 Plan d'un pylône avec implantation des projecteurs
 Drawing of a tower with layout of projectors

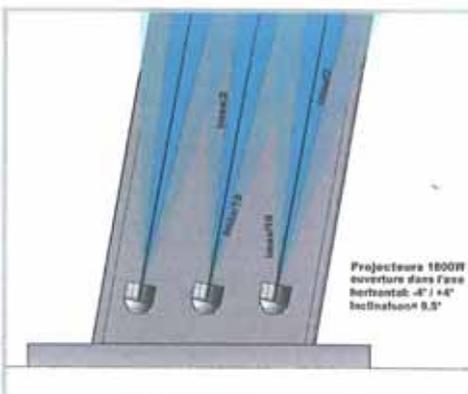


Figure 4
 Détail d'implantation des projecteurs sur une face d'un pylône
 Detail of projector layout on one side of a tower

des produits de catalogue qui ont fait la preuve de leur résistance et de leur durabilité. Les matériaux et les indices de protection des projecteurs sont conformes aux conditions climatiques d'un milieu marin. Tous les appareils d'éclairage sont positionnés sur l'ouvrage de manière à être facilement accessibles pour permettre le changement des lampes. Les lampes aux iodures métalliques offrent une durée de vie moyenne de 4 000 heures pour les lampes 1 800 W (à 4 000 heures, 50 % de lampes sont défectueuses), et 9 000 heures pour les lampes à brûleur céramique 150 W. L'installation nécessitera donc un changement de lampe tous les 2 ans, en cas d'exploitation journalière de la tombée de la nuit à minuit (soit 2 000 heures d'exploitation annuelle).

LES PRINCIPAUX INTERVENANTS

Maitre d'ouvrage

Gefyra

Conception lumière

Roger Narboni, concepteur lumière, agence Concepto, Sara Castagné, Frédérique Parent, chefs de projet

Etudes électriques

VINCI Energies

Entreprise installatrice

VINCI Energies avec la participation de Citéos

Fournisseurs des appareils d'éclairage

Thorn et Philips Hellas

- **Coût de la mise en lumière** (appareils fournis posés, hors alimentations électriques et commandes) : 1,2 M euros (valeur 2001)

ABSTRACT

*Highlighting of the bridge.
A mysterious, dreamy stage setting by night*

R. Narboni

At nightfall, the bridge linking the peninsula to the continent gradually metamorphoses into a thin gilded wire, woven delicately through four large bluish needles. It is in this spirit that the highlighting of this monumental structure was designed so as to form a veritable nocturnal landscape, on the scale of this majestic site. The two sides of the steel deck painted golden yellow are illuminated continuously, with downward lateral tilting by 560 Thorn Contrast R1 intensive projectors, fitted with a 150 W ceramic metal-iodine lamp (IRC 85, 3000 K). The four towers are lit in tilt-up mode, from the deck level, by a glancing, intense bluish light, visible from afar, by means of 192 Philips Arena vision MVF 403 projectors, fitted with an 1800 W metal-iodine lamp (IRC 90, 5600 K).

RESUMEN ESPAÑOL

*La iluminación del puente.
Una escenificación nocturna, misteriosa y onírica*

R. Narboni

A la caída de la tarde, el puente que pone en comunicación la península con el continente, toma una metamorfosis progresivamente presentando un delgado hilo dorado, delicadamente tejido que pasa por cuatro grandes agujas azuladas.

Con esta intención se ha estudiado la iluminación de esta estructura monumental, con objeto de componer un verdadero paisaje nocturno, que guarde relación con la escala de este emplazamiento majestuoso.

Las dos caras del tablero metálico pintadas de amarillo oro, están alumbradas en continuidad, y efecto de profundidad lateral por medio de 560 proyectores intensivos Thorn Contrast R1, provistos de una lámpara de haluros metálicos de quemador cerámico 150 W (IRC 85, 3000 K). Los cuatro pilones están iluminados en toma de abajo hacia arriba, desde el nivel del tablero, por una luz frisante, intensa y azulada, visible desde lejos, por medio

de 192 reflectores Philips Arena Vision MVF 403, provistos de una lámpara de haluros metálicos de 1800 W (IRC 90, 5600 K).

LES ACTEURS DU PROJET

Concessionnaire

Gefyra SA

Actionnaires de Gefyra SA

- VINCI : 53 %
- Elliniki Technodomiki - Teb SA (la première société de construction grecque) : 15,48 %
- J & P - Avax SA (société de construction importante sur le marché grec) : 11,20 %
- Athena SA (société spécialisée dans les travaux maritimes et portuaires) : 7,74 %
- Proodeftiki SA (l'un des plus anciens entrepreneurs grecs, spécialisé dans les ouvrages locaux) : 7,74 %
- Pantechniki SA (entrepreneur général grec) : 4,84 %

Constructeur

Kinopraxia Gefyra

Actionnaires de Kinopraxia Gefyra

- VINCI Construction Grands Projets : 53 % pilote
- Aktor A.T.E. : 15,48 %
- J & P - Avax SA : 11,20 %
- Athena SA : 7,74 %
- Proodeftiki SA : 7,74 %
- Pantechniki SA : 4,84 %

Etudes

- VINCI Construction Grands Projets
- Ingérop (Paris)
- Géodynamique & Structures (Paris)
- Domi (Athènes)

Etudes du wet dock

Doris (Paris)

Instrumentation

Advitam (groupe VINCI)

Essais

- Sur centrifugeuse : Cesta (Bordeaux) - LCPC (Nantes)
- Aérodynamique : CSTB (Nantes)
- Amortisseurs et béton HP : Université de San Diego

Fournisseurs et prestataires principaux

- Haubans : Freyssinet (groupe VINCI)
- Charpente métallique : Cleveland (UK) - Metka (Grèce)
- Précontrainte : GTM (groupe VINCI)
- Etanchéité et chaussée : Eurovia (groupe VINCI)
- Equipements électriques et électroniques : VINCI Energies
- Transports maritimes : SMIT (Pays-Bas)

Contrôle des études

- Buckland & Taylor (Vancouver - Canada) avec l'aide des spécialistes suivants :
 - Docteur R. Peck
 - Professeur R. Dobry (Rensselaer Polytechnic Institute - New York)
 - Professeurs N. Priestley and F. Seible (Université de San Diego)
 - Professeur M. Calvi (Université de Pavie)

Conseiller technique des banques

Parsons et Langan (New York)

Supervision des travaux

Faber Maunsell (Londres)

Architecte

Berdj Mikaellian (Paris)

Illumination

Concepto (Paris)