

Texte de la 550^e conférence de l'Université de tous les savoirs donnée le 20 octobre 2004
Alain Pecker : « Le pont de Rion Antirion en Grèce : le défi sismique »

Introduction

Le projet du pont de Rion-Antirion est un contrat en concession accordé par le Gouvernement grec à un consortium dirigé par la société française Vinci Construction. Il est situé en Grèce, près de Patras, constitue une liaison fixe entre le Péloponnèse et le Continent sur le côté ouest du golfe de Corinthe et est destiné à remplacer un système de ferries existant (**fig. 1**). La solution adoptée pour ce pont est un tablier à haubans à travées multiples avec quatre piles principales ; les trois travées centrales mesurent 560 m de long chacune et sont prolongées de travées adjacentes (une sur chaque côté) de 286 m de long. La longueur totale du pont, avec les viaducs d'approche, est approximativement de 2.9 kilomètres (**fig. 2**). L'appel d'offres a été lancé en 1992, le contrat, attribué au consortium en 1996, est entré en vigueur en décembre 1997. La construction a commencé en 1999 pour être achevée en août 2004, pour un coût total de l'ordre de 770 millions d'euros dont 630 pour la seule construction de l'ouvrage.

Le pont a été conçu pour des conditions environnementales sévères (Teyssandier et *al* 2000 ; Teyssandier 2002) : dépôts d'alluvions de qualité médiocre, grande profondeur d'eau, zone à forte activité sismique, possibilité de déplacements tectoniques importants. Très rapidement, il s'est avéré que la conception était principalement contrôlée par la conception sismique des fondations.



fig.1
Localisation de l'ouvrage

Dans la suite, nous nous restreindrons à la description des fondations du pont principal.

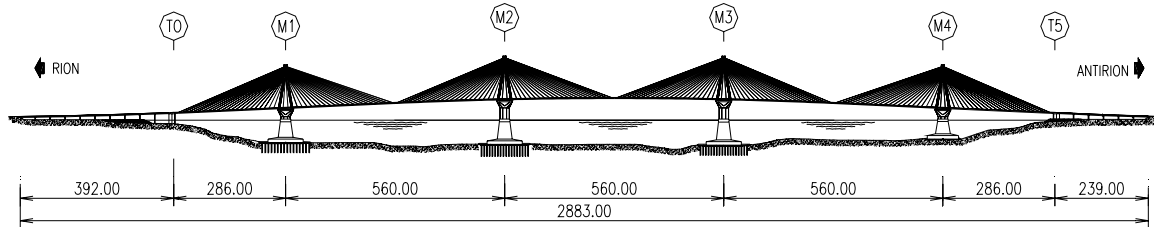


fig. 2
Elévation du pont

Environnement géologique et géotechnique

Le site a fait l'objet de nombreuses reconnaissances géotechniques, exécutées depuis des barges flottantes ou d'un bateau dont la position était contrôlée par un système de positionnement dynamique ; ces reconnaissances ont inclus des forages carottés, des essais de pénétration au cône statique avec mesure de pression interstitielle (CPTU), des essais de Pénétration Standard (SPT), des essais au cône sismique et le prélèvement d'échantillons de sol intacts pour examen en laboratoire. Tous les sondages ont été effectués à des profondeurs variant de 60 m à 100 m au-dessous du niveau du fond de mer et avaient pour objet de préciser les caractéristiques mécaniques des terrains rencontrés. La profondeur d'eau au milieu du détroit atteint 65 m. La stratigraphie est constituée de strates alluviales de caractéristiques mécaniques médiocres déposées en couches d'épaisseurs métriques, constituées de sables limoneux, d'argiles sableuses et d'argiles de plasticité moyenne (**fig. 3**). Aucun substratum rocheux n'a été rencontré pendant les reconnaissances et sa profondeur est estimée, sur la base des études géologiques et des reconnaissances géophysiques, à plus de 500 m.

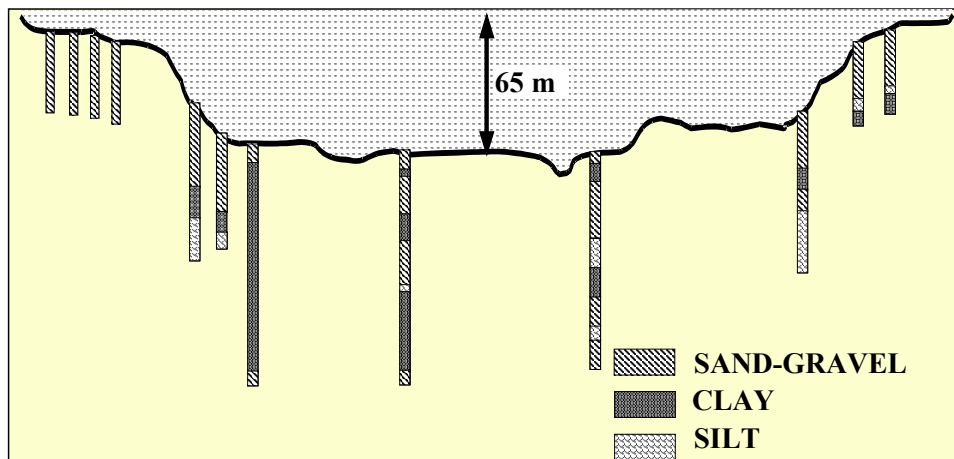


fig. 3
Profil stratigraphique

Conditions environnementales

Les conditions environnementales sont définies par trois événements principaux susceptibles de se produire pendant la durée de vie de l'ouvrage : l'impact d'un navire sur une pile du pont, l'occurrence d'un séisme majeur à proximité du pont, des mouvements tectoniques à long terme.

Impact de navire

Le risque représenté par cet impact correspond au choc d'un pétrolier de 180000 tonnes heurtant une pile à une vitesse de 16 noeuds (8.2 m/s). Cet impact induit un effort horizontal de 480 MN agissant à 70 m au-dessus du niveau de fondation ; au niveau de la fondation les forces correspondantes sont : effort horizontal de 480 MN et moment de renversement de 34000 MN-m.

Événement sismique

Le pont est situé dans une des zones les plus sismiques d'Europe. Dans les 35 dernières années trois séismes de magnitude supérieure à 6.5 sur l'échelle de Richter ont été ressentis dans le Golfe de Corinthe. Le séisme d'Aigion, en 1995, a eu lieu moins de 30 km à l'est du site. La **figure 4** présente les épicentres des séismes principaux ressentis dans le Golfe de Corinthe avec les failles tectoniques principales. Le contrat définissait l'événement sismique de référence comme celui associé à une période de retour de 2000 ans. Une analyse d'aléa sismique a caractérisé cet événement comme correspondant à un séisme de magnitude 7.0 prenant origine sur la faille de Psathopyrgos (flèche de la **fig. 4**) à seulement 8.5 km à l'est du site (cercle de la **fig. 4**). Le spectre de réponse à 5 % d'amortissement critique, qui caractérise les sollicitations sismiques, montre (**fig. 5**) que l'accélération maximale du sol est égale à 0.5g avec un plateau d'accélération à 1.2 g entre 0.2 s et 1.1 s.

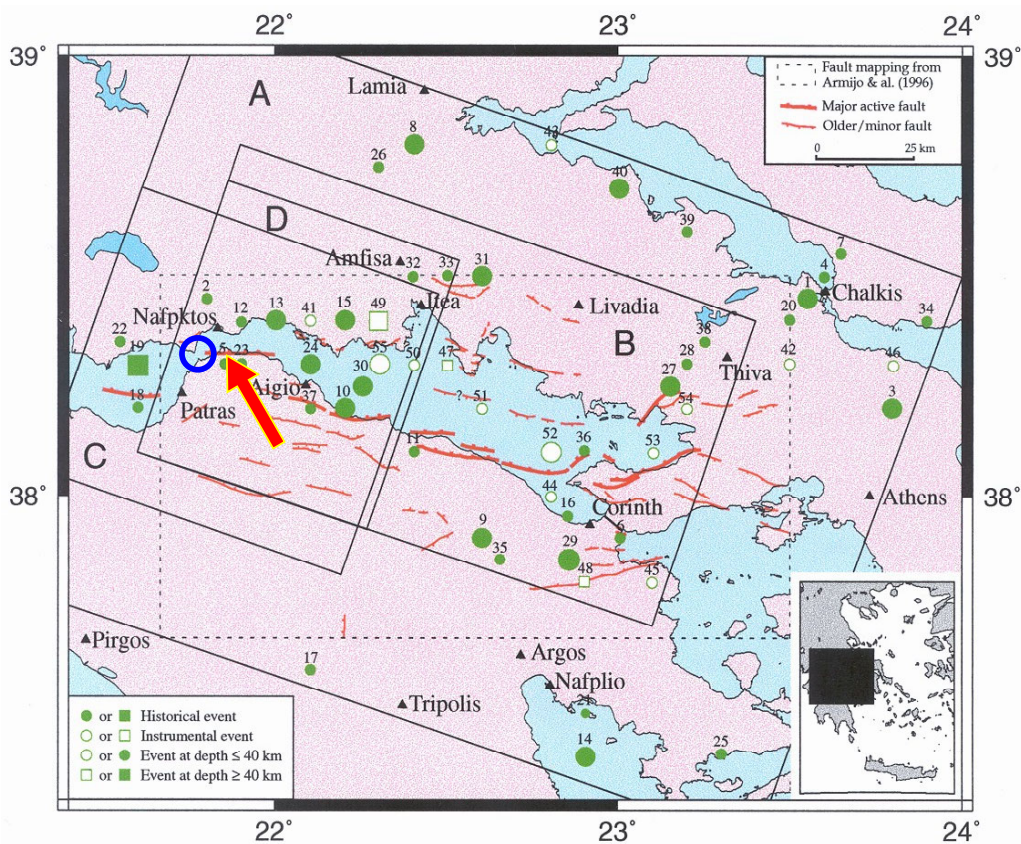


fig. 4
Localisation des séismes principaux

Mouvements tectoniques

Ces mouvements résulteraient de la dérive préhistorique dans la croûte terrestre qui écarte le Péloponnèse du continent. La péninsule continue à s'éloigner du continent de quelques millimètres chaque année (environ 0.8 cm/an). En conséquence le pont doit intégrer dans sa conception la possibilité d'occurrence d'un déplacement tectonique différentiel de 2 m dans n'importe quelle direction et entre deux piles adjacentes.

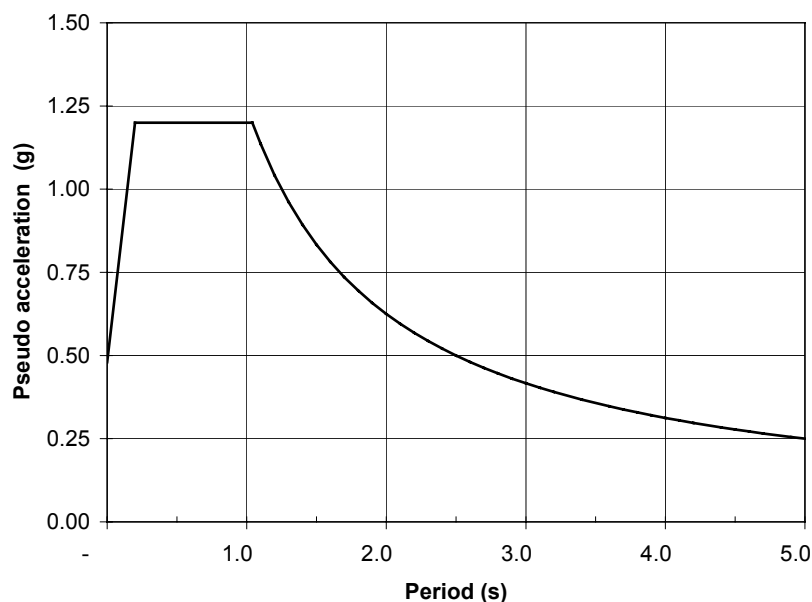


fig. 5

Spectre de réponse de la sollicitation

Fondations du pont principal

Très tôt pendant la phase de conception il est apparu que le dimensionnement sismique des fondations constituerait une issue cruciale : les conditions géotechniques défavorables, sans couche rocheuse à faible profondeur, la grande profondeur d'eau typique de profondeurs rencontrées dans l'ingénierie offshore, et le fort environnement sismique représentent une conjonction de facteurs difficiles.

Grâce à l'entrepreneur qui a décidé d'anticiper les difficultés, le temps alloué pour la conception s'est avéré être un facteur clef : les études de dimensionnement ont débuté avec un an d'avance sur la date officielle d'entrée en vigueur du contrat. Ce laps de temps a permis d'examiner différentes solutions de fondation, de développer et valider un concept novateur qui a été finalement mis en oeuvre et a abouti à une économie substantielle du projet.

De même, la coopération totale qui a existé dès le début de la conception à l'intérieur de l'équipe de conception entre ingénieurs de structure et géotechniciens, entre l'équipe de conception et l'équipe de construction d'une part et entre l'équipe de conception et le bureau de contrôle d'autre part, a constitué une clef du succès.

Description des fondations et mode de fonctionnement

L'examen approfondi de tous les facteurs décrits ci-dessus a révélé qu'aucune solution de fondation ne semblait prévaloir. Plusieurs possibilités ont été examinées : fondation sur pieux,

caisson enterré, fondation superficielle. Les pieux ont été rapidement abandonnés pour deux raisons : la difficulté de réalisation de la liaison structurelle entre la fondation et les pieux dans une grande profondeur d'eau ainsi que le comportement peu satisfaisant des pieux flottants en zone sismique. Les caissons présentaient des aléas de mise en oeuvre en raison de la présence d'une couche de gravier à la surface du sol (**fig. 3**) pouvant créer des difficultés de pénétration du caisson. Une fondation superficielle était clairement impossible au vu de la faible capacité portante de la fondation et des tassements élevés prévus. Cependant, il est rapidement apparu que la fondation superficielle était la seule alternative viable du point de vue de la construction : les techniques de construction utilisées pour les structures gravitaires offshore sont bien éprouvées et pouvaient facilement être mises en oeuvre pour le pont de Rion-Antirion.

Le problème posé par les mauvaises conditions de sol restait entier. Une amélioration des caractéristiques mécaniques des sols était nécessaire pour assurer un comportement sismique satisfaisant de la fondation et limiter les tassements à des valeurs acceptables pour la superstructure. Plusieurs techniques ont été envisagées, du dragage de sol et remblaiement (substitution de sol), au traitement in situ avec des colonnes ballastées, des colonnes ballastées injectées, des colonnes à la chaux. La nécessité d'obtention d'une résistance mécanique élevée du sol amélioré, la facilité de mise en oeuvre et de contrôle du traitement réalisé a conduit à l'utilisation de tubes métalliques pour renforcer le sol au-dessous du niveau de la fondation. Pour éviter la confusion avec les fondations sur pieux, qui se comportent différemment des tubes métalliques, celles-ci sont nommées inclusions.

Pour limiter les dégâts potentiels sur la structure liés aux conditions géotechniques et supporter les efforts sismiques élevés imposés à la fondation (effort horizontal de l'ordre de 500 MN et moment de renversement de l'ordre de 18000 MNm pour un poids déjaugé de 750 MN), la fondation (**fig. 6**) a été conçue suivant un principe innovant consistant en un caisson gravitaire (90 m de diamètre au niveau du fond de mer) reposant sur le terrain naturel renforcé (Teyssandier *et al* 2000, Teyssandier 2003). Le renforcement de sol (**fig. 7**) est composé de tubes acier de 2 m de diamètre, 20 millimètres d'épaisseur et 25 à 30 m de long, disposés à une maille de 7m x 7m sous et autour de l'embase, couvrant une zone circulaire d'environ 8000 m². Le nombre total d'inclusions sous chaque embase est de l'ordre de 150 à 200. De plus, comme indiqué ci-dessous, la sécurité de la fondation est fortement accrue en interposant une couche de gravier de 2.8 m d'épaisseur au sommet des inclusions, juste au-dessous du radier de fondation sans liaison structurelle entre le radier et les têtes d'inclusions (**fig. 7**). Ce renforcement est mis en oeuvre sous trois des quatre piles : M1, M2 et M3. Sous la pile M4, qui repose une couche de gravier de 20 m d'épaisseur, le renforcement de sol ne s'avère pas nécessaire et le caisson repose directement sur une couche de graviers de 1 m d'épaisseur sans inclusions.

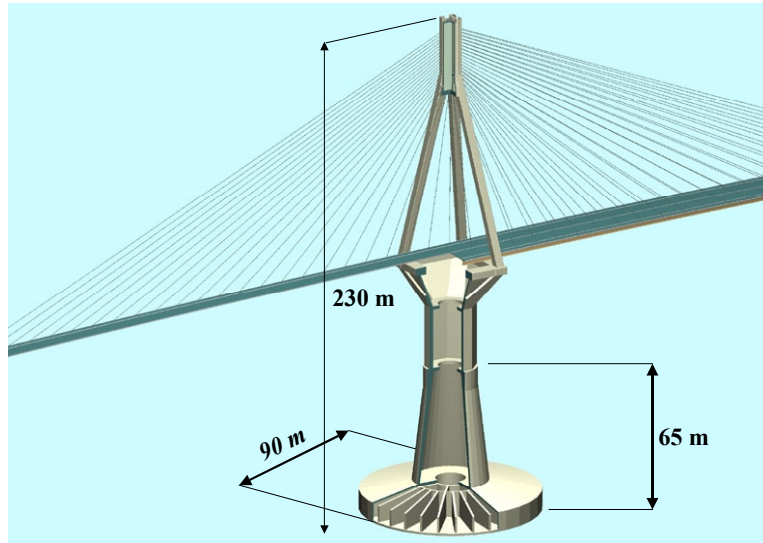


fig. 6
 Vue d'un pylône du pont de Rion-Antirion

Ce schéma de renforcement (inclusions plus couche de gravier) met en application une philosophie de dimensionnement en capacité pour la conception de la fondation (Pecker 1998). 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 structural 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 schéma de conception de la fondation la couche de gravier est équivalente à une « rotule plastique » où les déformations anélastiques et la dissipation d'énergie prennent place, et le renforcement du sol fournit une « surrésistance » qui empêche le développement de mécanismes de rupture en profondeur ; ces mécanismes induiraient des mouvements de rotation de la fondation et seraient très préjudiciables au comportement du pylône de grande hauteur (230 m). En cas de dépassement des efforts sismiques pris en compte dans le dimensionnement, le mode de « rupture » imposé par cette conception serait un glissement à l'interface gravier-fondation ; ce mécanisme peut être toléré par l'ouvrage, qui est conçu pour absorber des déplacements tectoniques beaucoup plus importants que ceux induits par les sollicitations sismiques. Le principe est également, d'une certaine façon, assimilable à un système d'isolation à la base avec une limitation, par le mécanisme de glissement, des efforts transmis à la superstructure.

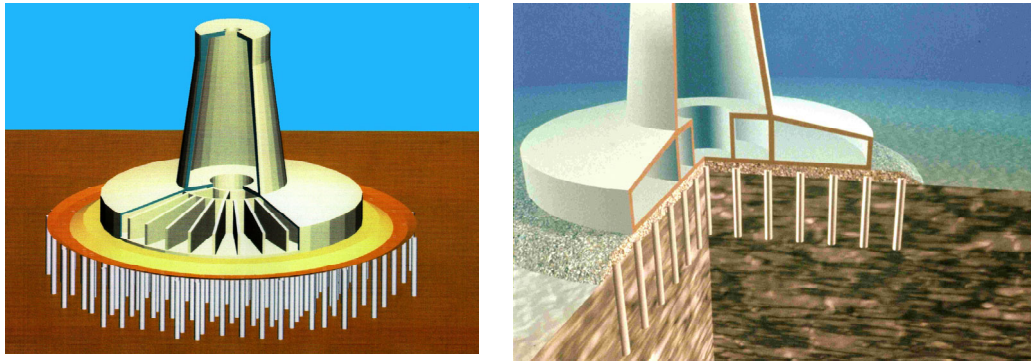


fig. 7

Principe de renforcement de la fondation

Justification sismique des fondations

Les fondations doivent être conçues pour résister aux charges statiques (charges permanentes, surcharges et mouvements différentiels tectoniques) et aux charges dynamiques (impact de navire et séisme). En ce qui concerne les charges sismiques, plusieurs problèmes doivent être résolus : l'évaluation des efforts transmis à la fondation pendant un séisme et la vérification de la résistance de la fondation, c'est-à-dire le calcul de sa capacité portante ultime et des déplacements permanents induits par le séisme.

Comme pour tout problème de conception parasismique, il est important de définir préalablement l'exigence de comportement requise pour le niveau de sollicitation envisagé. Pour le pont de Rion-Antirion cette exigence de comportement a été clairement exposée dans le cahier des charges techniques : « Le comportement de la fondation sous charge sismique est vérifié sur la base des déplacements et des rotations induits qui doivent être acceptables pour permettre la réutilisation du pont après l'événement sismique ». Autrement dit, la fondation peut subir des déplacements permanents après un événement sismique, pourvu que ces déplacements restent limités et n'empêchent pas l'utilisation future du pont. Ce critère a été traduit de la façon suivante dans la conception : des déplacements horizontaux de plusieurs dizaines de centimètres sont tolérables mais les rotations doivent rester limitées à 10^{-3} radians compte tenu de la hauteur du pylône. Le principe de fondation retenu satisfait pleinement à cette exigence : le glissement de la pile sur la couche de gravier est possible (et toléré) mais le mode de rupture en rotation est empêché (et interdit).

Capacité de résistance de la fondation

Du fait de son caractère novateur et de son absence d'antériorité en zone sismique, la justification requiert le développement de nouveaux outils de dimensionnement et une validation approfondie. Un processus en trois étapes a été mis en oeuvre à cette fin :

- Le développement d'outils de dimensionnement spécifiques basés sur la théorie du calcul à la rupture (Salençon, 1983) pour évaluer la capacité ultime du système de fondation et définir la disposition des inclusions : longueur et espacement (Pecker et Salençon, 1999).
- Vérification expérimentale des outils de conception par des essais sur modèle réduit en centrifugeuse (Pecker et Garnier, 1999).
- Vérification du schéma final par des analyses non linéaires en éléments finis, en 2 ou 3 dimensions.

Il s'est avéré que les trois approches donnent des résultats qui sont à $\pm 15\%$ l'une de l'autre, ce qui a contribué à conforter la validité du principe de fondation et les analyses effectuées.

La **figure 8** présente le résultat des analyses de résistance sous la forme de diagrammes d'interaction qui définissent l'ensemble des chargements supportables par la fondation : toute combinaison d'efforts (horizontal et moment de renversement) située à l'intérieur d'un domaine représente des efforts supportables par la fondation ; à contrario, toute combinaison d'efforts située à l'extérieur de ce domaine induit, sous charge permanente, une rupture de la fondation. Deux domaines sont représentés sur cette figure : le plus petit correspond au sol sans les inclusions, le plus grand au sol renforcé avec les inclusions. L'augmentation de la capacité de résistance apportée par les inclusions est évidente et permet à la fondation de supporter des charges significativement plus élevées qu'en l'absence d'inclusions. En outre, la branche ascendante verticale sur le domaine le plus grand, à la droite de la figure ($V=560$ MN), est associée à un mécanisme de glissement à l'interface sol-fondation dans la couche de graviers. En se déplaçant sur la surface limite depuis le point ($M=0$, $V=560$ MN), le glissement à l'interface reste le mécanisme de rupture prépondérant jusqu'à ce que le moment de renversement atteigne la valeur de 20000 MN ; à partir de ce point, pour des valeurs plus élevées du moment, les mécanismes de rupture avec rotation deviennent les mécanismes prépondérants. La hauteur du segment vertical, correspondant à un mécanisme de glissement, est contrôlée par l'espacement des inclusions et peut donc être ajustée. La philosophie de conception est basée sur cette caractéristique : pour une structure comme le pylône avec une réponse gouvernée par le mode fondamental de vibration (essentiellement un mode de corps rigide), le moment M est proportionnel à l'effort horizontal V , le coefficient de proportionnalité étant égal à la hauteur du centre de gravité au-dessus de la fondation. Quand V augmente le point représentatif des charges se déplace dans le plan de la **figure 8** le long d'une ligne droite passant par l'origine ; l'espacement des inclusions est alors déterminé de telle façon que cette droite intercepte la surface limite le long de la branche ascendante.

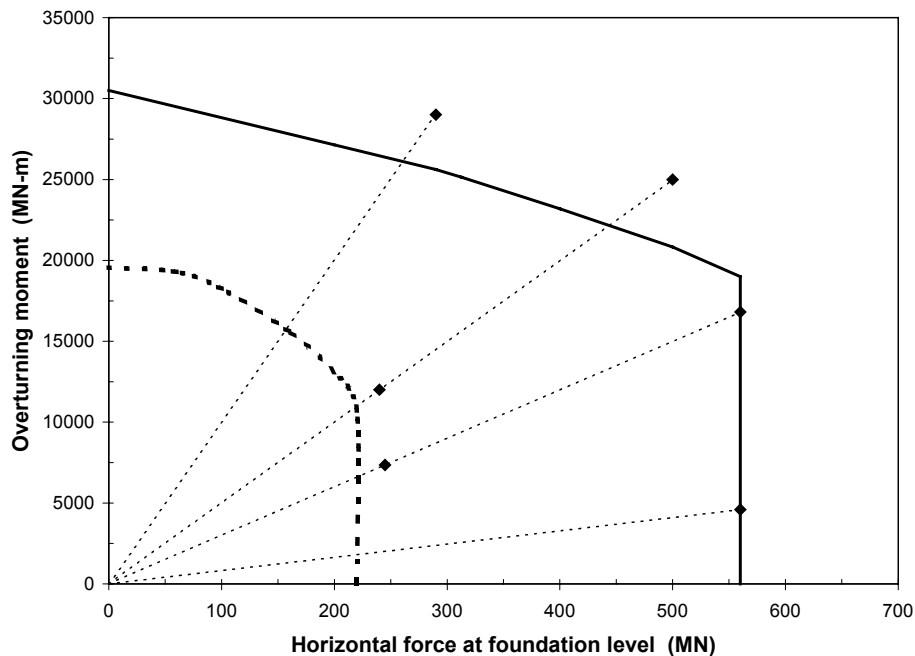


fig. 8
 Domaine des chargements admissibles
 Ligne en pointillé sans les inclusions ; ligne en trait plein avec les inclusions

Les diagrammes de la **figure 8** ont été établis par deux des méthodes mentionnées ci-dessus :

- calcul à la rupture pour les courbes en trait plein (sol renforcé avec les inclusions) et courbe en pointillé (sol non renforcé) ;
- calculs non linéaires en éléments finis (losanges).

On constate en comparant les résultats qu'un très bon accord est atteint dans l'évaluation de la capacité de résistance ultime entre les deux méthodes avec des écarts maximaux de $\pm 12\%$ sur la charge ultime.

Bien évidemment les analyses en éléments finis fournissent des informations plus riches que celles menées dans le cadre du calcul à la rupture : elles permettent d'accéder non seulement aux charges ultimes mais également aux déplacements de la fondation, alors que les secondes ne donnent accès qu'aux charges ultimes.

Cependant, il faut souligner que les analyses éléments finis, en raison des temps de calcul exigés, n'auraient pu être utilisées pour le pré-dimensionnement ; le calcul à la rupture est, à cet égard, un outil plus efficace : la détermination de l'ensemble du diagramme d'interaction de la **figure 8** ne requiert que 10 à 15 minutes sur un PC alors qu'une analyse non linéaire éléments finis, c'est-à-dire l'obtention d'un seul point du diagramme, exige plus de 4 heures de calcul pour un modèle bidimensionnel et 15 heures pour un modèle tridimensionnel sur un poste de travail avec 4 processeurs parallèles.

La justification de ce concept totalement novateur, au moins en zone sismique, ne peut se concevoir uniquement par le calcul. En effet, aussi sophistiqués qu'ils puissent être, les outils théoriques et numériques n'ont pas la capacité à modéliser tous les détails du comportement d'un système aussi complexe. Des essais sur modèle réduit en centrifugeuse ont donc été réalisés avec un objectif triple :

- Valider les prédictions théoriques de la capacité portante ultime de la fondation sous l'action d'une charge horizontale et d'un moment de renversement ;
- Identifier le mécanisme de rupture de la fondation sous les combinaisons de ces charges ;
- Évaluer le comportement de la fondation pour des sollicitations cycliques.

L'intérêt d'utilisation d'un outil tel la centrifugeuse est de permettre, en augmentant artificiellement la gravité, de respecter les lois de similitude permettant de travailler sur des modèles de plus petites dimensions. Quatre essais ont été effectués dans la centrifugeuse géotechnique du Laboratoire Central des Ponts et Chaussées de Nantes, (Pecker et Garnier 1999). Cet équipement est conçu pour embarquer un modèle de masse 2 tonnes à des accélérations de 100 g ; le modèle du sol (**fig. 9**) a pour dimensions 0.90 m (rayon), et 0.40 m (hauteur).

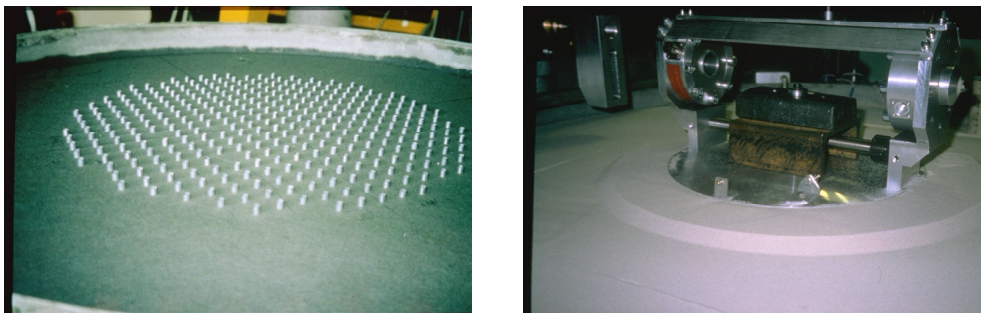


fig. 9

Vue du modèle en centrifugeuse - avant mise en place de la fondation (gauche) - avec la fondation (droit)

Le sol constituant le modèle a été extrait sur le site de l'ouvrage et reconsolidé au laboratoire avant les essais afin reproduire les caractéristiques mécaniques du matériau en place. Les charges appliquées à la fondation sont une force verticale constante, une force horizontale et un moment

cycliques ; à la fin des essais les spécimens sont chargés jusqu'à la rupture sous des chargements monotones. Les résultats principaux des essais sont récapitulés sur la **figure 10**, qui compare les prédictions théoriques des charges ultimes aux charges mesurées. En excluant les essais préliminaires, réalisés avec un autre équipement (centrifugeuse CESTA à Bordeaux), les résultats des quatre essais effectués au LCPC (triangles) fournissent des charges ultimes à $\pm 15\%$ des prédictions obtenues par le calcul à la rupture.

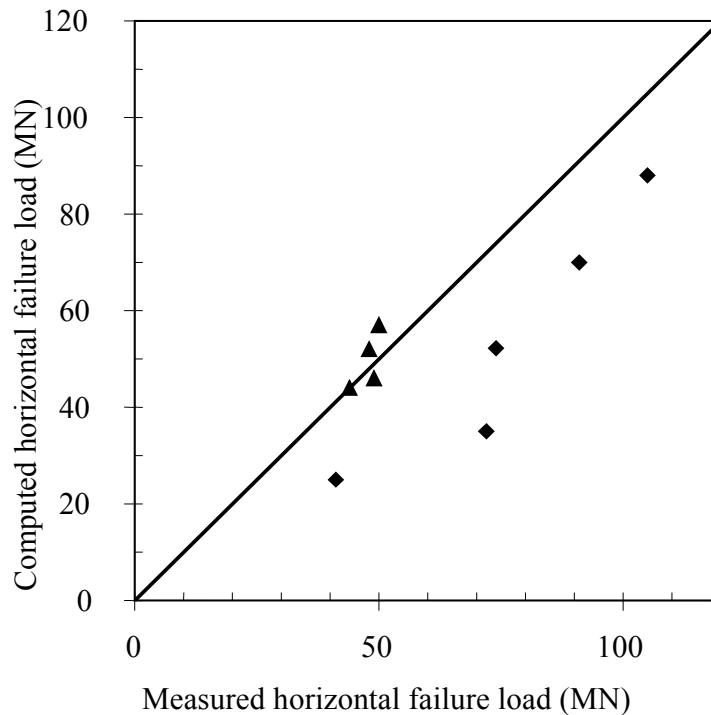


fig. 10

Charges de rupture calculées ou mesurées dans les essais en centrifugeuse tests préliminaires (losanges) ; tests finaux (triangles)

Les essais en centrifugeuse fournissent non seulement les charges ultimes, mais aussi des informations précieuses sur des paramètres qui ne peuvent être facilement appréhendés par l'analyse : on a pu ainsi observer la non dégradation du comportement de la fondation sous l'effet de plusieurs cycles réalisés avec des amplitudes d'efforts atteignant 75 % de la charge ultime, la forte dissipation d'énergie induite par la présence des inclusions (Dobry et *al*, 2003) et la confirmation des mécanismes de rupture qui se comparent favorablement aux mécanismes postulés dans le cadre de la théorie du calcul à la rupture ou calculés par les analyses non linéaires en éléments finis (**fig. 11**).

Pour l'évaluation des efforts sismiques induit par les forces d'inertie de la superstructure, des concepts nouveaux ont également été développés dont la présentation dépasse le cadre de cet exposé ; le lecteur pourra se reporter à Cremer et *al* (2001 et 2002), et à Pecker (2004).

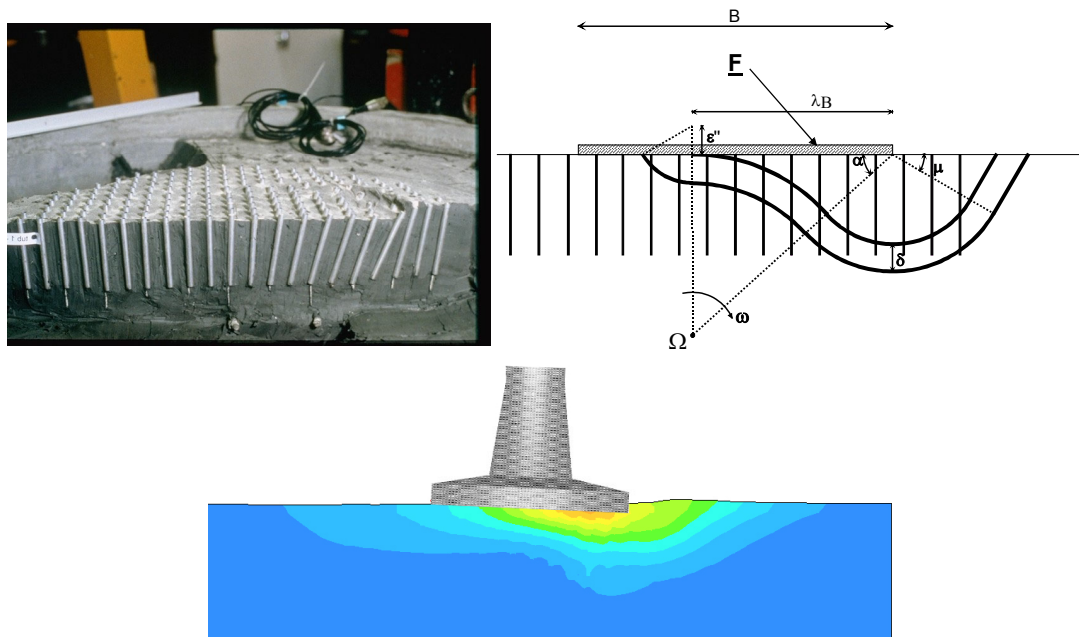


fig. 11
Mécanismes de rupture
centrifugeuse (haut gauche) – calcul à la rupture (haut droite) – éléments finis (bas)

Méthodes de construction

Les méthodes de construction pour les fondations, décrites en détail par Teyssandier (2003 et 2004), s'inspirent de celles généralement utilisées pour la construction de structures offshore gravitaires :

- construction des embases de fondation dans une cale sèche jusqu'à une hauteur de 18 m pour fournir la flottabilité suffisante (**fig. 12**) ;
- remorquage et amarrage de ces embases dans une cale en eau ;
- construction de la partie conique, jusqu'à 65 m de hauteur, des fondations dans la cale en eau ;
- remorquage et immersion des fondations à leur position finale (**fig. 13**).



fig. 12
Vue de la cale sèche

Cependant certaines caractéristiques du projet sont exceptionnelles :

La cale sèche a été établie près du site. Elle mesurait 200 m de long, 110 m de large, 14 m de profondeur et pouvait abriter la construction simultanée de deux embases. Elle avait un système de fermeture inhabituel : les deux premières embases ont été construites derrière la protection d'une digue, mais après remorquage de la première embase en dehors de la cale, la deuxième embase, dont la construction avait commencé simultanément dans la cale, a été positionnée à l'emplacement de la première pour servir de porte de fermeture à la cale ; cette dernière a été à nouveau asséchée pour achever la construction de la deuxième embase et commencer la troisième, et ainsi de suite (**fig. 14**).



fig. 13
Remorquage d'une fondation

Le dragage du fond de la mer, le battage des inclusions, la mise en place et le nivellement de la couche de gravier, par des profondeurs d'eau atteignant 65 m, était une opération maritime majeure qui a nécessité un équipement et des procédures spéciaux. A cette fin, une barge à pieds tendus a été construite ; ce concept est bien connu pour les plateformes offshore, mais a été utilisé pour la première fois pour un équipement mobile. La stabilité est assurée par l'ancrage vertical en tension de corps morts posés en fond de mer (**fig. 15**). La tension dans ces lignes d'ancrage verticales sont ajustées pour conférer la stabilité requise à la barge vis à vis de la houle et des courants ainsi que des charges manutentionnées par la grue fixée sur le pont. En augmentant la traction dans les lignes d'ancrage, la flottabilité de la barge permet le soulèvement des corps morts et son déplacement à une nouvelle position.

Comme nous l'avons déjà exposé, les fondations une fois achevées sont remorquées puis ballastées à leur emplacement final. Les fondations sont ensuite remplies temporairement d'eau pour accélérer les tassements. Ce préchargement a été maintenu pendant la toute la construction du fût de pile et de la tête de pile, permettant ainsi une correction des inclinaisons potentielles avant érection des pylônes ; des compartiments, créés dans les embases, permettaient de contrôler la verticalité de la pile par ballastage différentiel. Le tablier du pont principal a été érigé en utilisant la technique d'équilibre cantilever, avec des éléments de tablier, de 12 m de long, préfabriqués à terre et amenés par une barge.



Fig. 14
Fermeture de la cale sèche par la deuxième embase

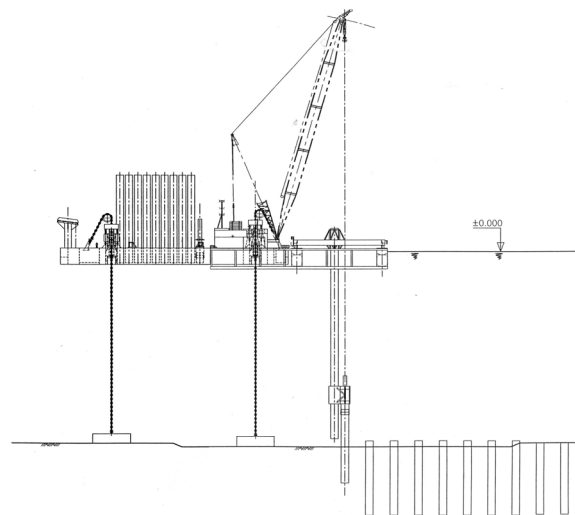


Fig. 15
Barge à pieds tendus

Conclusion

Le développement et la réalisation de cet ouvrage exceptionnel (**fig. 16**) ont été rendus possible grâce à la coopération entière de toutes les parties impliquées dans le projet : le concessionnaire (Gefyra SA), l'Entreprise (Gefyra Kinopraxia), les bureaux d'études (Vinci Construction Grands Projets, Ingerop, Domi, Géodynamique et Structure) et le Contrôleur des études (Buckland & Taylor Ltd). Le pont a été inauguré le 8 Août 2004, avec plus de cinq mois d'avance sur le planning initial, avec le passage de la flamme Olympique. Cette date a marqué pour tous les acteurs du projet la fin d'une aventure technique et humaine exceptionnelle.

De plus amples informations sur le projet peuvent être trouvées sur le site Web www.gefyra.gr, ainsi que dans les références listées ci dessous.



fig. 16
Vue aérienne du pont

REFERENCES

- Combault, J., Morand, P., Pecker, A. (2000). « Structural response of the Rion Antirion Bridge. » *Proc. of the 12th World Conf. on Earthq. Eng.*, Auckland, Australia.
- Cremer, C., Pecker, A., Davenne L. (2001). « Cyclic macro-element for soil structure interaction - Material and geometrical non linearities. » *Num. Methods in Geomech.*, 25, 1257-1284.
- Cremer, C., Pecker, A., Davenne L. (2002). « Modelling of non linear dynamic behaviour of a shallow strip foundation with macro-element. » *J. of Earthq. Eng.*, 6(2), 175-212.
- Dobry, T., Abdoun, T., O'Rourke, T.D., Goh, S.H. (2003). « Single piles in lateral spreads : Field bending moment evaluation ». *J. Geotech. and Geoenv. Eng.*, ASCE, 129(110), 879-889.
- Dobry, R., Pecker, A., Mavroeidis, G., Zeghal, M., Gohl, B., Yang, D. (2003). « Damping/Global Energy Balance in FE Model of Bridge Foundation Lateral Response. » *J. of Soil Dynamics and Earthq. Eng.*, 23(6), 483-495.
- Paolucci, R. (1997). « Simplified evaluation of earthquake induced permanent displacement of shallow foundations. » *J. of Earthq. Eng.*, 1(3), 563-579.
- Paulay T. (1993). « Simplicity and confidence in seismic design », Fourth Mallet-Milne lecture - J. Wiley.
- Pecker, A. (1998). « Capacity Design Principles For Shallow Foundations In Seismic Areas. » *Proc. 11th European. Conf. on Earthq. Eng.*, A.A. Balkema Publishing.
- Pecker, A., Salençon, J. (1999). « Ground Reinforcement In Seismic Area. » *Proc. of the XI Panamerican Conf. on Soil Mech. and Geotech. Eng.*, Iguasu, 799-808.
- Pecker, A., Garnier, J. (1999). « Use of Centrifuge Tests for the Validation of Innovative Concepts in Foundation Engineering. » *Proc. 2nd Int. Conf. on Earthq. Geotech. Eng.*, Lisbon, 433-439.
- Pecker, A., Pender, M.J. (2000). « Earthquake resistant design of foundations : new construction. » *GeoEng2000*, 1, 313-332.
- Pecker, A., Prevost, J.H., Dormieux, L. (2001). « Analysis of pore pressure generation and dissipation in cohesionless materials during seismic loading. » *J. of Earthq. Eng.*, 5(4), 441-464.
- Pecker, A. (2004). « Design and construction of the Rion Antirion bridge » *Proc. Geo-Trans 2004 Conference on Geotechnical Aspects of Transportation Engineering*, Los Angeles.
- Pedretti, S. (1998). « Nonlinear seismic soil-foundation interaction : analysis and modeling method. » PhD Thesis, Politecnico di Milano, Milan.
- Salençon, J. (1983). « Introduction to the yield design theory. » *European Journal of Mechanics A/Solids* 9(5), 477-500.
- Teyssandier, J.P., Combault, J., Pecker, A. (2000). « Rion Antirion : le pont qui défie les séismes. » *La Recherche*, 334, 42-46.
- Teyssandier, J.P. (2002). « Corinthian Crossing. » *Civil Engineering*, 72(10), 43 -49.
- Teyssandier, J.P. (2003). « The Rion-Antirion bridge, Design and construction. » *ACI International Conference on Seismic Bridge Design and Retrofit*, La Jolla, California.