

VERIFICACIÓN EXPERIMENTAL DEL COMPORTAMIENTO DE PILOTES PARA UN PUENTE ATIRANTADO EN ETAPA DE DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN

Ing. Carlos Gerbaudo, INGROUP Oficina de Proyectos, Córdoba

Ing. Federico Pinto, Ing. Carlos Prato, FCEfyN de la U.N.C, Córdoba

Ing. Pedro Huerta, SETEC S.R.L., Córdoba

Resumen

El "Nuevo Puente Sobre El Río Cuarto", actualmente en construcción en la Provincia de Córdoba, consiste en un puente principal atirantado con tablero de hormigón pretensado y pilones metálicos, con luz central de 110 m y dos vanos laterales de 50 m, fundado en grupos de pilotes excavados y colados in-situ. El diseño requirió una adecuada caracterización del comportamiento carga-deformación axial de los pilotes debido a la sensibilidad de la estructura y método constructivo a posibles asentamientos diferenciales. De esta manera, se realizó un programa de ensayos a fines de obtener una verificación experimental de las hipótesis de proyecto. El programa de ensayos consistió en ensayos de carga dinámica axial a bajas deformaciones y un ensayo estático a nivel de cargas de servicio. Los resultados del comportamiento estructural del pilote a bajas deformaciones fueron extrapolados al rango no-lineal mediante un modelo calibrado para representar la rigidez inicial de los pilotes. Los resultados de las predicciones de diseño y del modelo no-lineal calibrado fueron comparados con los resultados del ensayo estático en un pilote de la pila principal. Los resultados muestran una comparación favorable con las predicciones de diseño, y la precisión de la extrapolación no-lineal para estimar las deformaciones en el rango de cargas de servicio. Por otra parte, los resultados de los ensayos a bajas deformaciones fueron de gran utilidad en la verificación experimental del comportamiento estructural de los pilotes construidos.

Abstract

The new Río Cuarto Bridge, currently under construction in the Province of Córdoba, consists of a 110-m long, cable-stayed main span with prestressed concrete deck, steel pylons, and two 50-m long side spans founded on groups of drilled shafts. An accurate quantification of differential movements between foundation elements was warranted due to the sensitivity of the structure and construction method. Thus, a pile load test program was carried out in order to obtain an experimental evaluation of the as-built load deflection behavior of the drilled shafts. The test program consisted of low-strain dynamic tests and a static load test carried to loads near service level. Results from the low-strain dynamic tests were extrapolated into the non-linear range by means of a model calibrated to represent the initial stiffness. Design estimates and results derived by means of the nonlinear model were compared with deflections measured during the static load test performed at a main pier location. Results show a favorable comparison with design predictions, as well as the accuracy of the nonlinear extrapolation of low-strain results in order to predict deflections at the service-level. Results from small strain tests were also instrumental in verifying the as-built behavior of the shafts.

Introducción

En Febrero de 2007 comenzó la construcción del “Nuevo Puente Sobre El Río Cuarto” en la ciudad del mismo nombre de la Provincia de Córdoba, con fecha de finalización prevista para mediados del año 2008. La estructura consiste en un puente principal atirantado con tablero de hormigón pretensado y pilones metálicos, con luz central de 110 m, dos luces laterales de 50 m y viaductos de acceso en ambas márgenes. Las fundaciones del puente principal consisten en grupos de pilotes de hormigón excavados y colados in-situ.

El método constructivo seleccionado para el puente consiste en el montaje y ejecución del tablero apoyado en un sistema de pares de pilotes-columnas auxiliares de hormigón armado, y finalmente, una vez ensamblado y completado el tablero, se cuelga de los obenques y se remueven las columnas auxiliares.

Dada la sensibilidad del método constructivo a posibles asentamientos de las estructuras de montaje auxiliares, así también por la sensibilidad a deformaciones diferenciales de los apoyos definitivos del sistema estructural del puente de alta hiperestaticidad, y la necesidad de realizar una verificación experimental de las capacidades geotécnicas de proyecto en pilotes construidos, se realizó una serie de ensayos de carga axial, cuyos resultados fueron cotejados con predicciones de proyecto y utilizados a fines de mejorar las estimaciones iniciales a la luz de la evidencia empírica.

En una primera instancia, y a fines de confeccionar un protocolo para el ensayo estático de carga se realizaron estimaciones preeliminarias de curvas carga deformación para pilotes de las pilas principales (pilas N°5 y 6), pilas de retención extrema e intermedia (pilas N°3 y 7), y pilotes auxiliares para el apoyo provisorio de la superestructura durante la construcción del puente.

En una segunda instancia se realizó una serie de ensayos de carga dinámica a bajas deformaciones, a fines de verificar las estimaciones previas de diseño y, mediante un modelo calibrado para representar la rigidez inicial de los pilotes, predecir el comportamiento en el rango no-lineal.

En una última instancia, se realizó un ensayo estático a un nivel de carga ligeramente superior a la de servicio en un pilote de la pila principal (pila N° 6), con el objeto de verificar las predicciones en el rango no-lineal.

Este trabajo resume los estudios geotécnicos realizados en etapa de proyecto de las fundaciones del puente, así como las verificaciones experimentales a distintos rangos de deformación.

Condiciones geotécnicas del sitio

El puente está ubicado en la zona de cauce y planicie de inundación del Río Cuarto (Figura 1), el cual presenta características típicas de río de llanura, con cauce meandriforme. A fines de determinar el perfil de suelos presente, se realizó un estudio de suelos el cual incluyó ensayos de propagación de ondas (SASW), sondeos de penetración estándar (SPT), y ensayos de laboratorio sobre muestras extraídas.

El perfil de suelos encontrado (Figura 2) consiste en un estrato superficial de 3 a 7 m de espesor de arenas gruesas, con transiciones hacia arenas limosas y limos arenosos, sobre un estrato de limos arenosos y arcillas limosas de baja plasticidad.

Los resultados de los ensayos de penetración estándar muestran que la compacidad de los suelos correspondientes al estrato de limos se incrementa en profundidad, desde valores de NSPT = 10 en zonas próximas a la superficie hasta NSPT=30 en profundidades mayores a los 20 m.



Figura 1. Sitio de implantación del Puente sobre el Río Cuarto

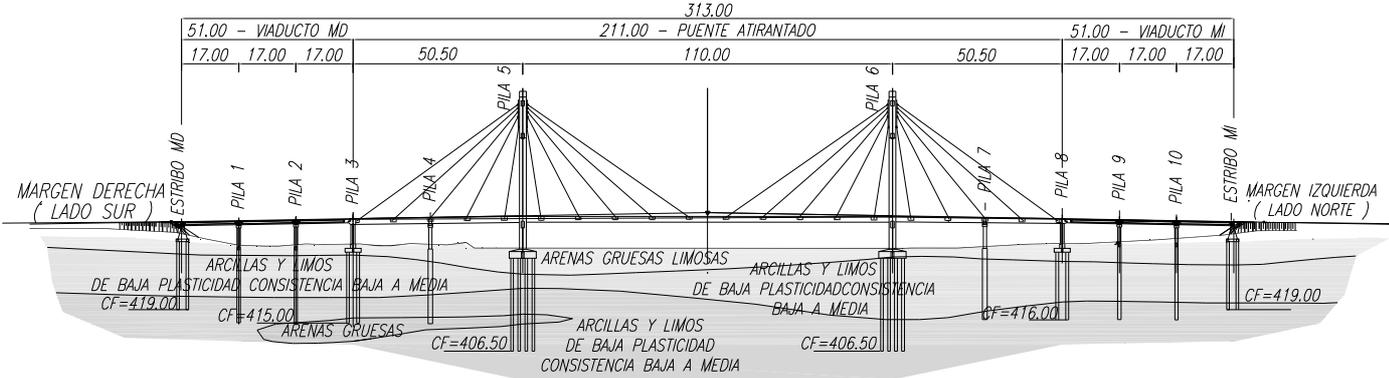


Figura 2. Perfil geológico en la zona del cruce

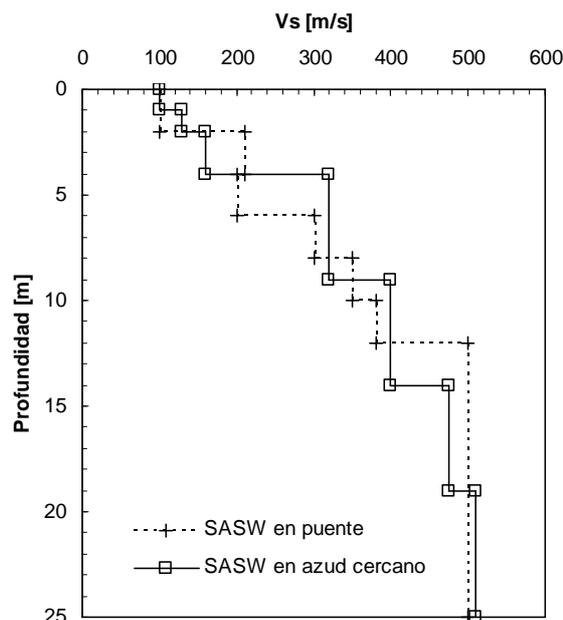


Figura 3. Resultados de ensayos SASW en la localización e inmediaciones del puente

Este incremento de resistencia en profundidad es también evidenciado por los resultados de los ensayos de propagación de ondas de corte (SASW) que se presentan en la Figura 3, que indican que la velocidad de propagación de ondas de corte (V_s) se incrementa en profundidad con valores medios de $V_s=150$ m/s para los estratos superficiales hasta $V_s=500$ m/s para profundidades mayores a 12 m. La Figura 3 muestra los resultados obtenidos mediante el SASW para el sitio del puente y los obtenidos para un sitio adyacente, en la implantación de un azud nivelador. Estos últimos fueron obtenidos con anterioridad a los correspondientes al puente y fueron utilizados en la etapa de predicción de rigidez de pilotes previa a los ensayos. Sin embargo, se observa que los valores correspondientes a la zona de implantación del azud son muy cercanos a los encontrados en la zona de implantación del puente.

Estimación de la rigidez axial de los pilotes

A fines de contar con un marco de referencia de las curvas carga-deformación de los pilotes del puente, se realizaron estimaciones iniciales en base a información de suelos y geometría de diseño de pilotes. La estimación de las curvas cargas deformación fue realizada en base a las curvas $t-z$ ¹ utilizando los valores medios ("línea de tendencia") para el rango de grandes deformaciones. Este método es recomendado en los manuales de diseño de puentes de la AASHTO, recientemente traducidos por el CIRSOC para futura aplicación en el ámbito nacional. Como puede verse en la Figura 4, estas curvas presentan una gran incertidumbre para el rango de bajas deformaciones, con variaciones mayores al 40% con respecto al valor medio, mientras que para el rango de grandes deformaciones los valores presentan menores variaciones porcentuales.

De esta manera, a fines de evitar la incertidumbre inherente al método para el rango de bajas deformaciones, la porción inicial de la curva carga deformación es definida en base a la teoría de transferencia de carga², la cual considera comportamiento elástico del suelo y por lo tanto puede ajustar el comportamiento inicial mediante parámetros de suelo apropiados a este rango de deformación.

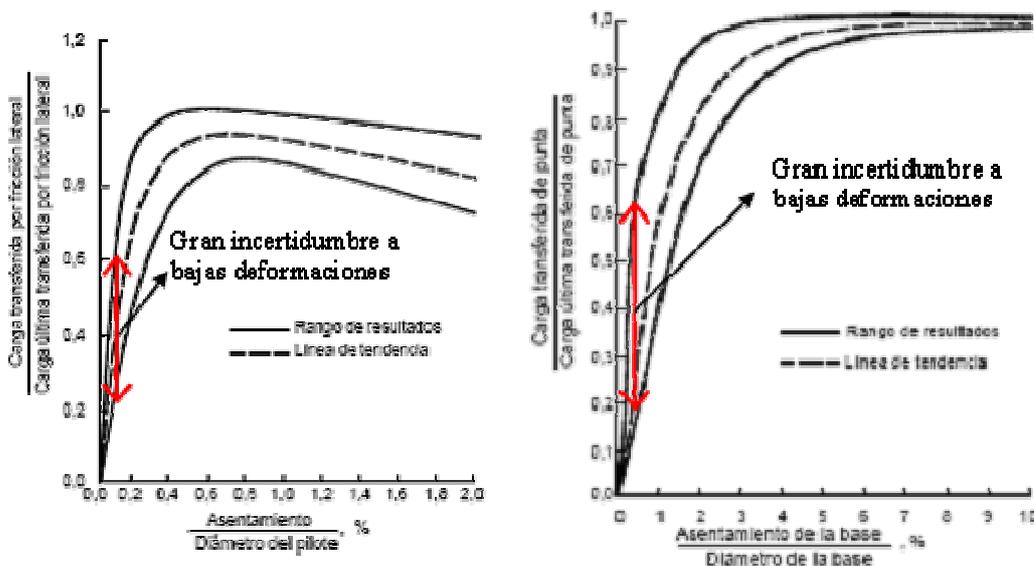


Figura 4. Curvas t-z (Reese y O'Neill, 1998)

Rigidez a bajas deformaciones

Con el objeto de definir la porción inicial de la curva carga deformación mediante la teoría de Randolph y Wroth, es necesario definir el perfil de rigidez de corte del suelo en el rango de bajas deformaciones, que fue realizado mediante los resultados de los ensayos SASW y considerando la relación entre el módulo de corte inicial, G_0 , y la velocidad de propagación, $G_0 = \rho \cdot V_s^2$ donde $\rho = 1.8 \text{ t/m}^3$.

Dado que durante la etapa de predicción sólo se contaba con información del suelo de un ensayo SASW realizado en el azud nivelador próximo a la obra, y debido a que la instalación del pilote produce un cierto grado de alteración en los suelos, se consideró una reducción en rigidez del 33%; es decir, se consideró una rigidez $G_0^* = 2/3 G_0 = 2/3 \rho \cdot V_s^2$, donde V_s es la velocidad de corte medida mediante el SASW en el sitio aledaño. Esta reducción en rigidez es un tanto conservadora, pero dado que en esta etapa no se contaba con elementos adicionales que pudiesen asistir en la elección de una rigidez apropiada, se consideró una aproximación razonable.

Teniendo en cuenta que la teoría de Randolph y Wroth es aplicable a suelos con variación lineal de módulo de corte en profundidad, se realiza un ajuste de este tipo para los resultados del SASW, lo cual resulta en una variación de rigidez $G_0^* = 1584 \text{ t/m}^3 \cdot z$, siendo z la profundidad de la tapada de suelo. Esta estimación es considerada como representativa de las condiciones del sitio en toda su extensión.

Se considera que el módulo elástico del hormigón es de $3 \times 10^6 \text{ t/m}^2$, estimación razonablemente conservadora para etapa de proyecto.

La Tabla 1 resume los valores de rigidez a bajas deformaciones determinados mediante la teoría de Randolph y Wroth. Cabe destacar que los valores estimados corresponden a estimaciones razonablemente conservadoras de las condiciones medias en ambos márgenes. Estas estimaciones no consideran inyección por precarga en la punta.

Tabla 1. Rigidez vertical de pilotes a bajas deformaciones

Ubicación	Diámetro [m]	Longitud [m]	Rigidez a bajas deformaciones, K_{v0} [tn/m]
Pila principal	0.80	28.0	195,000
Pila de retención extrema	0.80 c/campana 1.20	21.3	172,000
Pila de retención intermedia	1.20 c/campana 1.60	22.5	276,000
Pilote auxiliar	0.90 c/campana 1.30	11.0/15.0	150,000-180,000

Curvas carga-deformación

Con el fin de estimar las curvas carga deformación de los pilotes mediante la utilización de las curvas t-z, se determinaron en una primera instancia las propiedades de suelo relevantes para el método de cálculo. Las curvas t-z consideran el comportamiento carga deformación de manera tal que las deformaciones se encuentran normalizadas por el diámetro del pilote y las reacciones del suelo por las reacciones últimas en fricción y punta. Con el objeto de preservar la consistencia con el método, estos valores últimos son definidos por Reese y O'Neill en función de la resistencia al corte no drenada de los suelos, S_u . El valor de S_u resulta de ensayos de laboratorio interpretados mediante el concepto de ángulo de fricción nulo³.

Debido a que los ensayos de laboratorio realizados no fueron interpretados de esta manera, se realizó una estimación de S_u en base a correlaciones empíricas con el número de golpes del ensayo SPT y en base a los parámetros resistentes obtenidos mediante ensayos triaxiales escalonados, c_u y ϕ_u . La Figura 6 muestra los valores estimados para las perforaciones S1, S3, S5 y S6, las cuales son representativas de las pilas de retención extrema e intermedia (S1 y S3), y pilas principales y pilotes auxiliares (S5 y S6).

De esta manera, las curvas carga deformación son determinadas mediante un modelo de resortes no-lineales cuyas propiedades están dadas por las curvas t-z antes mencionadas. La Figura 7 muestra resultados típicos, en ese caso para la pila principal considerando los resultados del sondeo S6, en donde puede verse que la pendiente de la curva a bajas deformaciones indica una rigidez del orden del doble de la estimada por las curvas t-z. Esto es representativo de la gran incertidumbre que contienen las curvas t-z para el rango de bajas deformaciones, como puede ser observado en la Figura 4.

La curva carga-deformación estimada coincide con la estimación para bajas deformaciones y tiende a los valores obtenidos mediante las curvas t-z para el rango de cargas de servicio. Por otra parte, se considera que la curva para bajas deformaciones es un límite inferior, mientras que el límite superior es razonablemente establecido en los valores obtenidos mediante las curvas t-z.

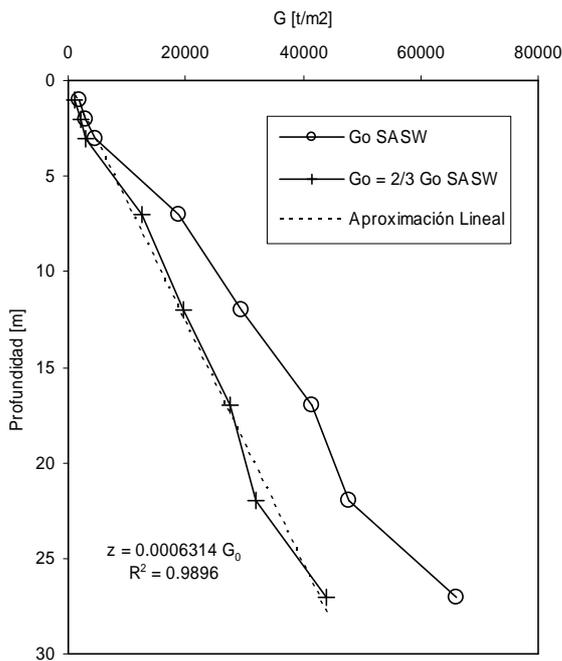


Figura 5. Variación de rigidez de corte en profundidad

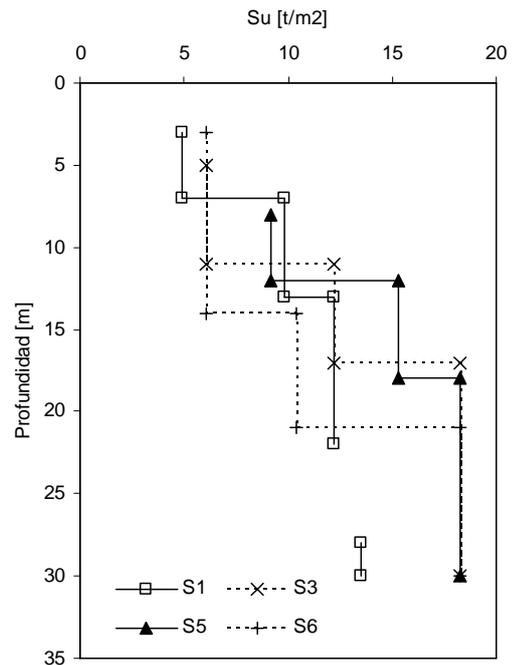


Figura 6. Perfil de resistencia al corte no drenada considerado en el análisis

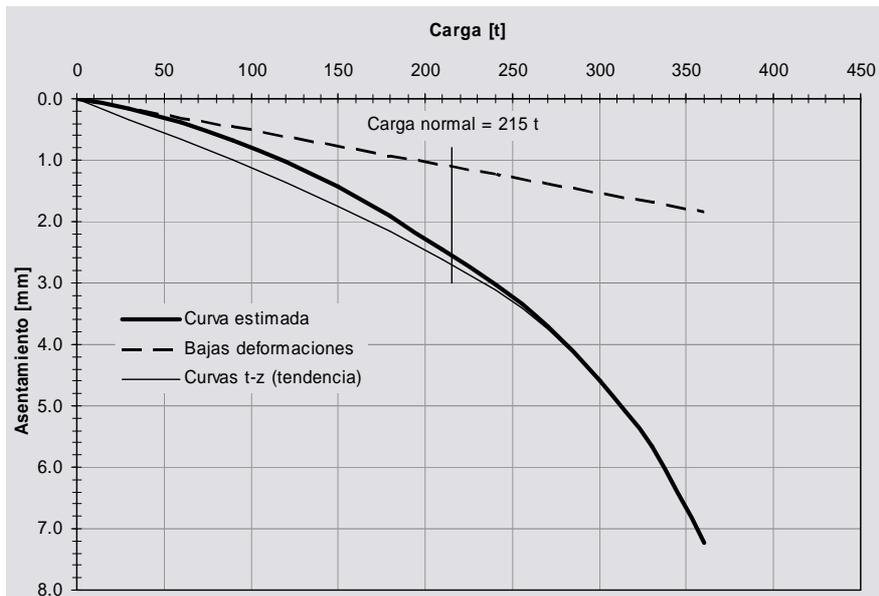
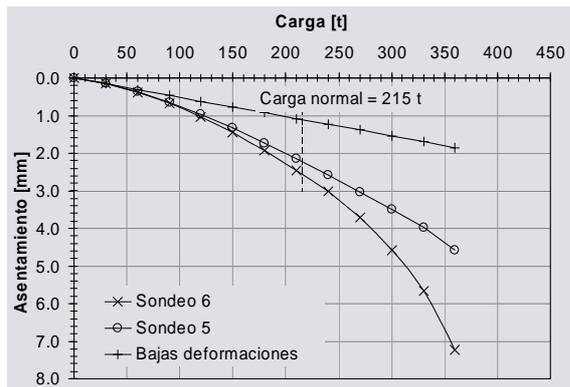
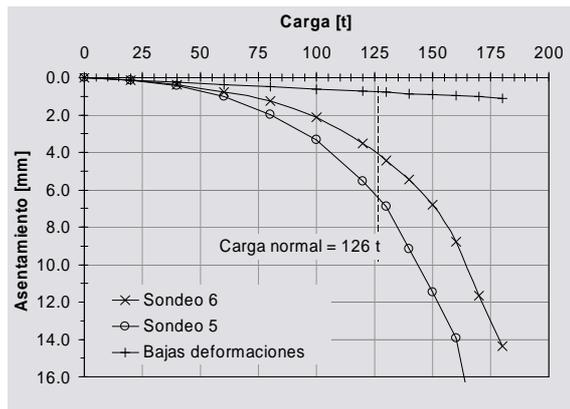


Figura 7. Curva carga deformación típica (Pila principal, sondeo 6)

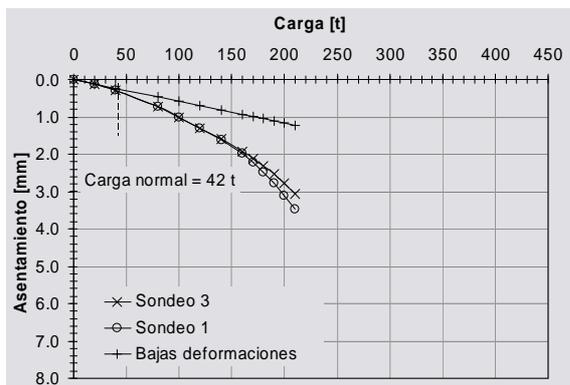
La Figura 8 muestra las curvas carga deformación estimadas para las ubicaciones indicadas en la Tabla 1, en las que se indican dos estimaciones, en base a los parámetros resistentes obtenidos de distintos sondeos, siendo los sondeos 1 y 5 representativos de las condiciones en margen izquierda y los 3 y 6 en margen derecha.



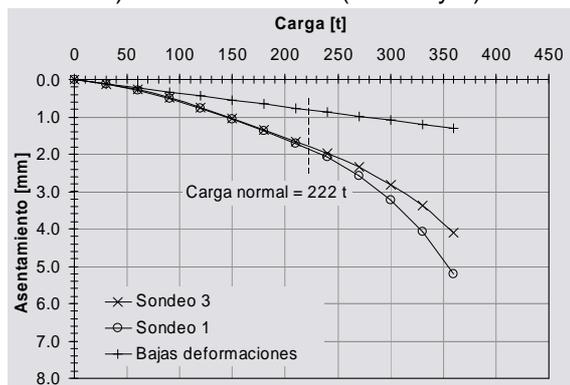
a) Pila principal (Pilas 5 y 6)



b) Pilotes auxiliares (Pilas 5 y 6)



c) Pila de retención extrema



d) Pila de retención intermedia

Figura 8. Curvas carga deformación estimadas

Cabe destacar que durante el diseño no se consideró el ensanche o acampanamiento de la punta de los pilotes, lo que se encuentra implícito en las curvas t-z utilizadas para la estimación de las curvas de carga deformación. Sin embargo, durante la etapa de construcción se decidió realizar el ensanchamiento de la punta de los pilotes auxiliares y de las pilas de retención, por lo que las curvas estimadas en etapa de diseño son un límite superior para los asentamientos esperables.

Verificación experimental y numérica de las curvas carga-deformación

Una vez construidos los pilotes, se realizó una verificación experimental de la rigidez a bajas deformaciones mediante ensayos dinámicos. Estos ensayos fueron realizados por el Centro de Vinculación de Ensayos No Destructivos de la Universidad Nacional de Córdoba mediante una técnica desarrollada por Caballero y otros ⁴.

La técnica utilizada consiste en ajustar un modelo numérico no-lineal con propiedades de suelo estimadas, en base a los resultados de los ensayos a bajas deformaciones, los cuales determinan con gran precisión la rigidez inicial de los pilotes. El modelo ajustado es luego utilizado para estimar la curva carga deformación para el rango no-lineal. Otras ventajas del método es que, una vez calibrado el modelo, puede ser utilizado para estimar curvas carga deformación bajo otras condiciones diferentes a las del ensayo, por ejemplo, evaluación de la respuesta del pilote con socavación.

La medición de la rigidez inicial es realizada mediante el registro de la respuesta dinámica del pilote a una carga aplicada en el nivel superior mediante un martillo instrumentado, cuya disposición puede ser observada en la Figura 9. Mediante un análisis en el dominio de las frecuencias de la respuesta y carga dinámicas registradas, es posible determinar con gran precisión la rigidez estática inicial como la rigidez dinámica para el caso en que la frecuencia tiende a cero.

Los ensayos fueron realizados en las ubicaciones indicadas en la Tabla 2, donde se indican también los resultados obtenidos en términos de rigidez medida a bajas deformaciones. En la Figura 10 se presenta el esquema de ensayo estático de carga del Pilote 8 de la Pila Principal 6 realizado mediante una viga de reacción anclada en dos pilotes adyacentes y un gato hidráulico mostrado en la Figura 11.



Figura 9. Ensayo dinámico del pilote

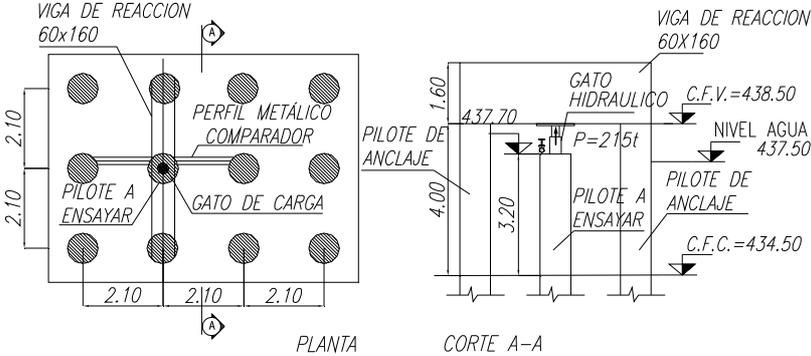


Figura 10. Esquema de ensayo estático de carga en la Pila principal 6



Figura 11. Viga de reacción y gato hidráulico utilizado en el ensayo de carga estático del Pilote N°8

En función de las predicciones de la rigidez vertical del pilote y la rigidez estática inicial de los pilotes determinados con los ensayos dinámicos es posible extraer las siguientes conclusiones:

Pila principal

Se observa que la rigidez estimada para la pila principal es en promedio un 28% inferior a la medida, lo que puede ser explicado por la reducción de $2/3$ de la rigidez a bajas deformaciones considerada en el análisis. De esta manera se considera que los pilotes presentan un comportamiento altamente satisfactorio, con rigidez superior a la prevista.

Pila de retención extrema

La rigidez estimada para este pilote es considerablemente inferior (un 41%) al valor medido, lo que puede ser parcialmente debido a la reducción en $2/3$ para la rigidez inicial de los suelos y al efecto del ensanche o acampanamiento de la punta del pilote que no fue contemplado en el análisis. Se considera que los pilotes presentan un comportamiento satisfactorio, con rigidez muy superior a la prevista.

Pila de retención intermedia

Para esta pila, la rigidez estimada para este pilote es un 28% inferior a la medida. Esta situación es similar al caso de la pila de retención extrema, aunque la diferencia es menor. De todas maneras, se considera que los pilotes presentan un comportamiento satisfactorio, con rigidez superior a la prevista.

Pilotes auxiliares

Se observa que la rigidez estimada para la pila principal es en promedio de un 12 a un 30% inferior a la medida, lo que puede ser explicado por la reducción de $2/3$ de la rigidez a bajas deformaciones considerada en el análisis y al efecto del acampanamiento en la punta. De esta manera se considera que los pilotes presentan un comportamiento satisfactorio, con rigidez superior a la prevista.

Tabla 2. Ensayos de rigidez vertical a bajas deformaciones

Ubicación	Diámetro [m]	Rigidez estimada (sin bulbo), Kv_0 [tn/m]	Rigidez medida, Kv_0 [tn/m]
Pila principal (Pila 6, pilotes 7 y 8)	0.80 sin bulbo	195,000	277,000 266,000
Pila de retención extrema (Pila 3, pilote 6)	0.80 c/campana 1.20	172,000	293,100
Pila de retención intermedia (Pila 7, pilote 1)	1.20 c/campana 1.60	276,000	387,500
Pilote auxiliar (Pilas 1 y 15)	0.90 c/campana 1.30	150,000 180,000	170,200 257,500

Ensayo de carga estática de un pilote de la pila principal

Como un complemento a las mediciones dinámicas a bajas deformaciones, se realizó un ensayo de carga estático en el pilote N° 8 de la Pila principal 6 del puente. El ensayo se realizó mediante la aplicación de una carga estática provista por la acción de un gato hidráulico sobre una viga de reacción de hormigón armado anclada a dos pilotes de tracción del mismo cabezal de pila (Figuras 10 y 11). El sistema de reacción fue diseñado para soportar cargas del orden de 260 toneladas.

El ensayo se realizó con saltos de presión de 50 kg/cm^2 , lo que se traduce en saltos de carga de aproximadamente 23.6 t, para los primeros dos intervalos. Para los intervalos sucesivos se utilizó un salto de presión de 40 kg/cm^2 , es decir un intervalo de carga de 18.8 t, con la excepción de dos saltos que fueron de 60 kg/cm^2 . La carga máxima alcanzada fue de 282.7 t, a partir de la cual se realizó un ciclo de descarga.

En cuanto a los efectos de grupo en la capacidad de carga de un pilote, cabe destacar que la reducción de su resistencia en estado límite último se debe en mayor medida a la descarga del suelo debido a la excavación de los pilotes adyacentes, según Reese y O'Neill. Al momento de realizarse el ensayo de carga estática ya se encontraban ejecutados todos los pilotes del grupo, por lo que se considera que los valores medidos son representativos de la capacidad última reducida por efecto de grupo.

Los asentamientos del pilote fueron medidos en la cabeza del pilote mediante dos flexímetros referenciados a una viga metálica apoyada sobre puntos fijos fuera de la zona perturbada por el ensayo. Las medidas de asentamientos fueron tomadas en forma instantánea y en un intervalo de tiempo de 10 minutos para el rango inicial de cargas y de hasta 20 minutos en las cargas máximas, a fines de obtener un valor aproximadamente estable de la medición.

Respecto a los efectos de grupo en las medidas de asentamientos, es importante destacar que el ensayo de un pilote aislado no representa los fenómenos de

interacción elástica que se manifiesta cuando todos los pilotes del grupo se encuentran cargados, por lo que se espera que los desplazamientos del grupo de pilotes cargados simultáneamente serán mayores al pilote individual para un mismo nivel de carga por pilote.

Dado que el rango de cargas aplicado alcanza sólo el 65% de la capacidad última estimada, se utiliza la metodología propuesta por Chin ⁵ para la interpretación del ensayo a fines de determinar la carga última en forma experimental. La Figura 12 muestra los resultados obtenidos y el ajuste mediante el método de Chin, que permite obtener valores estimativos de la rigidez inicial y la capacidad geotécnica última neta del pilote (es decir, menos el peso del pilote), valores que en este caso resultan iguales a 263200 t/m y 476 t, respectivamente.

El análisis de los resultados del ensayo estático muestra que la rigidez inicial determinada mediante Chin resulta prácticamente idéntica a la medición a bajas deformaciones, mientras que la capacidad geotécnica última neta del pilote según Chin de 476 t es ligeramente superior a la capacidad de carga última estimada en etapa de diseño de 447 t según Zeballos ⁶, teniendo en cuenta el factor de eficiencia de grupo de 0.67, por lo que se considera que el comportamiento del pilote N° 8 de la Pila principal 6 es altamente satisfactorio y conforme a las previsiones de proyecto.

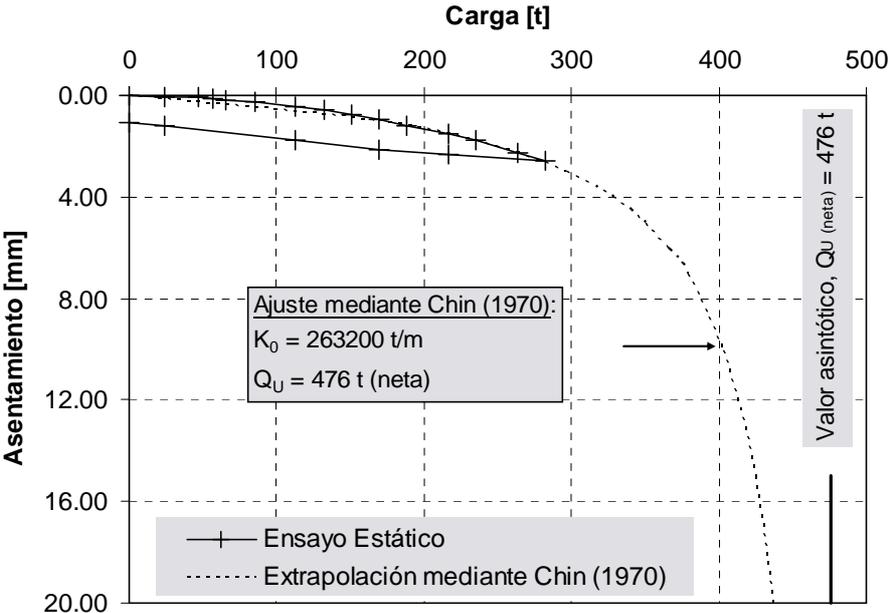


Figura 12. Resultados de ensayo de carga estático y curvas de ajuste

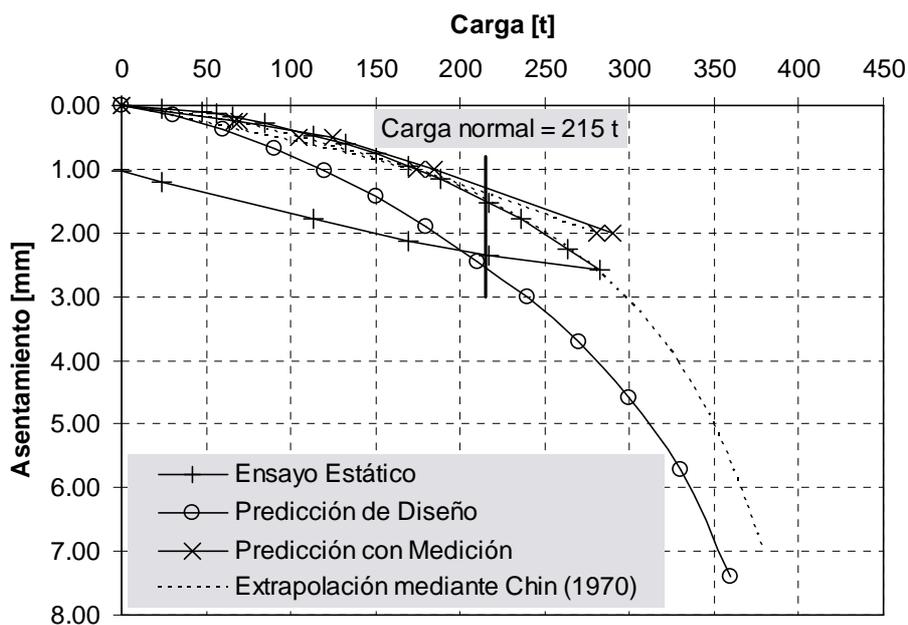


Figura 13. Predicciones vs. resultados de ensayo de carga estático

Los resultados del ensayo estático muestran que el asentamiento para el nivel de carga normal de servicio (215 t) es de 1.5 mm, mientras que la predicción era de 2.5 mm. Sin embargo se destaca que el valor medido no representa los efectos de interacción elástica de grupo que estarán presentes cuando todos los pilotes reciban carga ni posibles efectos de asentamientos diferidos (consolidación) los cuales pueden incrementar los asentamientos en función del tiempo.

La Figura 13 muestra una comparación entre los resultados del ensayo de carga estático, las predicciones de diseño, y los resultados del ensayo a bajas deformaciones con la predicción no-lineal. Cabe destacar que existe un excelente ajuste entre los resultados del ensayo estático y la predicción no-lineal hasta el rango de carga normal, mientras que la predicción de diseño arroja valores de desplazamiento un 60% superiores. Esta diferencia puede ser explicada por la reducción de 2/3 de rigidez inicial realizada en etapa de diseño a fines de considerar las incertidumbres asociadas a los efectos de instalación de los pilotes y al hecho de que se utilizaron los resultados de ensayos SASW ajenos al sitio de implantación del puente.

Conclusiones

El diseño de las fundaciones y estructura del Nuevo Puente Sobre El Río Cuarto requiere de una adecuada caracterización de las curvas carga-deformación de los pilotes, tanto los utilizados para configurar los apoyos definitivos del puente como los construidos para materializar los apoyos temporarios durante la fase constructiva. A este fin, se realizaron predicciones de diseño a partir de la información aportada por los estudios de suelo de campo y laboratorio convencionales realizados en la etapa de proyecto.

Una vez construidos los pilotes, se realizó una campaña de ensayos dinámicos a bajas deformaciones con el objeto de obtener una verificación experimental del

comportamiento carga deformación en el rango inicial de cargas, con una extrapolación no-lineal realizada mediante un modelo numérico calibrado. Los resultados mostraron que la rigidez de los pilotes construidos supera a la estimación de proyecto, en parte debido a cierto grado de conservadurismo que presentan los métodos prácticos de diseño, y por otra parte, en el caso de los pilotes con ensanchamiento de la punta, el aporte efectivo a la rigidez vertical del acampanamiento del pilote que fue despreciado en las predicciones.

Finalmente, se realizó un ensayo de carga estático hasta una carga ligeramente superior a la de servicio sobre un pilote correspondiente a la Pila principal 6 del puente atirantado. Los resultados del ensayo estático prácticamente coinciden con los valores estimados mediante el modelo no-lineal en el rango de cargas de servicio. El asentamiento medido para la carga normal de 215 t fue de 1.5 mm, mientras que las previsiones de cálculo arrojaban un valor estimado de 2.5 mm. Además, se pudo corroborar que la capacidad geotécnica última del pilote calculada en etapa de proyecto de un valor de 447 t concuerda aproximadamente con el valor de 476 t determinado mediante el método de Chin a partir de las mediciones experimentales.

A partir de los ensayos experimentales se pudo comprobar que el comportamiento medido de los pilotes de las fundaciones del puente es altamente satisfactorio, y además se pudo corroborar los diseños realizados en la etapa de proyecto.

Referencias

- 1 Reese, L C. y O'Neill, M. W. (1988) "Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods," U.S. Department of Transportation, FHWA-HI-88-042, Dallas, TX, EEUU.
- 2 Randolph, M. F. y Wroth, C. P. (1978). "Analysis of Deformation of Vertically Loaded Piles," Journal of the Geotechnical Engineering Division, ASCE, New York, NY, Vol 104, No. GT12, pp. 1465-1488.
- 3 Sabatini, P.J., Bachus, R.C., Mayne, P.W., Schneider, J.A., y Zettler, T.E. (2002); "Geotechnical Engineering Circular No. 5 – Evaluation of Soil and Rock Properties". Report No. FHWA-IF-02-034. Federal Highway Administration, EEUU.
- 4 Caballero, C. R., Pinto, F., Prato, C. A. (2003); "Load-deflection curve of drilled shafts by small strain dynamic tests coupled with nonlinear numerical model", 12th Panamerican Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering / Soil and Rock America 2003, Cambridge, Massachusetts, EEUU, pp.1809 –1816.
- 5 Chin, F. K. (1970); "Estimation of the ultimate load of piles from tests not carried to failure". Proceedings of the 2nd Southeast Asian Conference on Soil Engineering, Singapur, pp. 91-90.
- 6 Zeballos, M. (2006), "Informe Geotécnico del Nuevo Puente sobre el Río Cuarto", Ingrop Oficina de Proyectos, Córdoba, Argentina.