

## *Comportamiento de pilotes sometidos a acciones laterales en arenas densas del río Paraná*

J. Ramoneda

*jorgeduram@gmail.com*

Universidad Tecnológica Nacional, Facultad Regional Santa Fe y Dirección Nacional de Vialidad, 7mo Distrito Santa Fe. 27 de Febrero 2199. Santa Fe (3000), Argentina

M. Zeballos

*marcelo.zeballos@unc.edu.ar*

Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Area de Geotecnia. Vélez Sarsfield 1601. Córdoba (5000), Argentina

C. Gerbaudo

*ingroup@ingroup-op.com.ar*

Universidad Nacional de Córdoba, Facultad de Ciencias Exactas, Físicas y Naturales, Area de Geotecnia. Vélez Sarsfield 1601. Córdoba (5000), Argentina.

RESUMEN: La ejecución de pilotes de grandes diámetros en suelos sedimentarios fluviales de la Cuenca del Río Paraná es una alternativa válida de cimentación de puentes viales en Santa Fe, Argentina. El perfil geotécnico sobre el cual se implantan se caracteriza, en su mayoría, por arenas de compacidad media a densas. Si bien los pilotes tienen solicitaciones predominantemente axiales, las fuerzas horizontales, derivadas de estados constructivos, constituyen acciones de interés en diversos escenarios de carga. La definición de la reacción horizontal es importante en la valoración de la respuesta tenso-deformacional. En el presente trabajo se utiliza la información generada a partir de la construcción del puente sobre el Río Colastiné, RN Nº 168. Durante su construcción bajo la modalidad de puente lanzado, el tablero ha realizado un recorrido de 523m desde la playa de lanzamiento al estribo opuesto, deslizándose sobre un sistema de apoyos especiales, transfiriendo esfuerzos horizontales por fricción a la pila. Como consecuencia se registraron desplazamientos horizontales en las cabezas de pilas, las cuales han sido empleados como información de base para una revisión de las hipótesis, parámetros adoptados de diseño, aplicabilidad de ecuaciones empíricas de uso corrientes, estableciendo parámetros de uso cierto para obras similares.

Palabras clave: PILOTES – MODULO DE REACCION – DEFLEXION HORIZONTAL

ABSTRACT: As a foundation for road bridges, in fluvial sedimentary soils of the Paraná River Basin, the construction of piles of large diameters is frequent. This is a usual practice in the Province of Santa Fe, Argentina. The geotechnical profile on which these bridges are supported is characterized by the

existence of sands, of medium to dense compactness. The predominant forces on the piles are axial, however, in some states of load, horizontal forces can occur. In particular, some constructive states can produce these forces. The tensile-deformational behavior of the pile depends on the horizontal soil-pile interaction. This paper uses the information generated from the construction of the bridge over the Colastiné River, RN N° 168. The bridge was built by sliding from the east abutment to the west. The east end of the bridge has been displaced over a length of 523 meters, from the launch station. The bridge deck has been sliding on a special support system, transferring horizontal friction forces to each intermediate support point. During this construction, horizontal displacements were recorded in the pile heads. These data have been used as basic information for a review of the design parameters adopted and the calculation hypotheses. The application of empirical equations of current use is evaluated, making recommendations of parameters for its use in similar works.

KEY WORDS: PILE – REACTION MODULE – HORIZONTAL DISPLACEMENT.

## 1 INSTRODUCCION

La planicie aluvional del río Paraná muestra una dinámica fluvial muy importante, con erosiones y deposiciones de suelos de granulometrías variables, desde las arenas medias y finas a las arcillas. Dentro de este ambiente, el Puente sobre el río Colastiné se localiza sobre un brazo principal del sistema Paraná Medio. En este sitio, correspondiente a un valle aluvional del Río Paraná el perfil geotécnico se conforma con suelos granulares, finos y densos.

La ejecución de un segundo puente sobre el Río Colastiné (2do río de mayor caudal en el país), en la Ruta Nacional 168, Provincia de Santa Fe, se produjo en forma adyacente al puente existente en servicio. Este puente tiene una longitud del orden de los 523 metros, con vanos de 52 metros. La ubicación de la obra se muestra en la Figura 1.

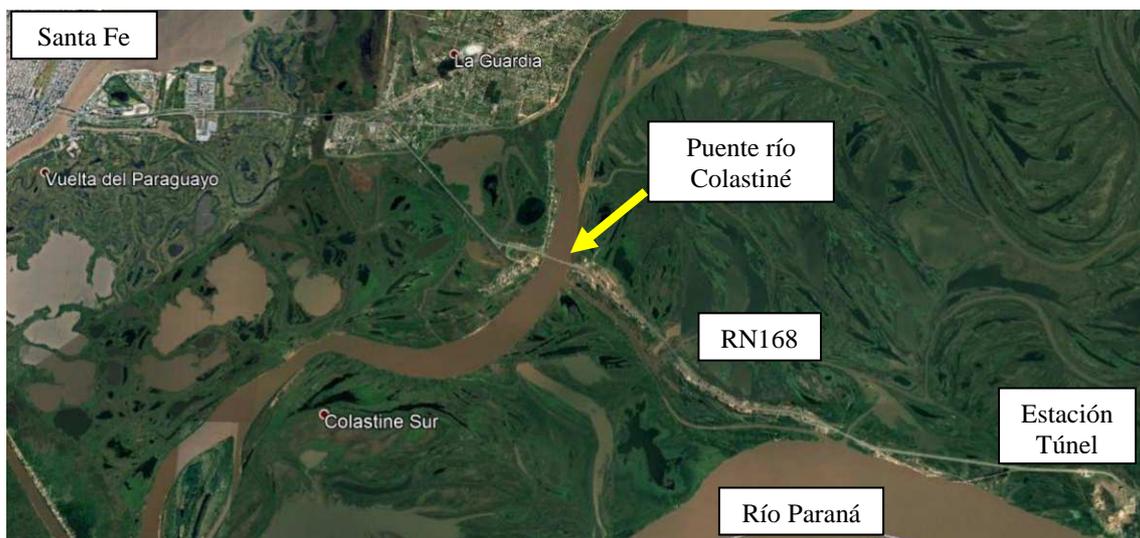
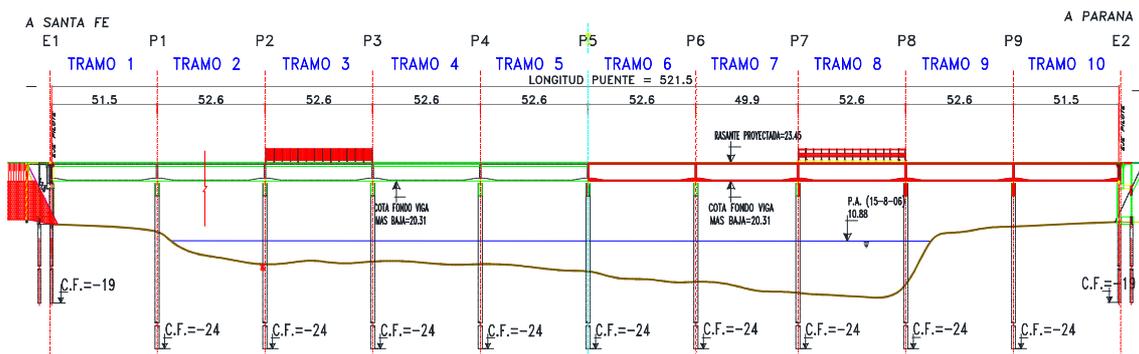


Figura 1. Ubicación de la obra en Río Colastiné

En vista de la posición de esta obra y de las disponibilidades de espacios de trabajo, la metodología de construcción adoptada ha sido la correspondiente a un “puente lanzado”. Bajo esta forma de construcción, luego de materializada la infraestructura hasta el nivel de viga cabecera de las pilas, se procede al “lanzamiento del tablero”. En consecuencia, el extremo del tablero, formado por dovelas tipo cajón, se desplazó en una longitud total de 523 metros. Se empleó un sistema de empuje sucesivo de las dovelas, hormigonadas in situ en un parque de prefabricación fijo, que se ubicó al pie del estribo lado Paraná. Durante este recorrido, las dovelas se apoyaron en los puntos intermedios entre los estribos, materializados por las pilas con sus respectivas vigas de soporte. La vista longitudinal del puente es la indicada en la Figura 2.



**Figura 2.** Perfil longitudinal del puente sobre el río Colastiné

La formulación de un proyecto en las condiciones geotécnicas indicadas, así como singularidad y complejidad del sistema constructivo adoptado, derivaron en la necesidad de complementar los análisis previos del proyecto ejecutivo con la toma de datos durante la construcción. Teniendo en consideración que las dovelas deslizan sobre apoyos friccionales transitorios ubicados en cada viga cabecera de pila, se instalaron instrumentos y sistemas de control que permitan el registro de las deflexiones en algunas de ellas. Por lo tanto, la aplicación de los controles, llevados a cabo en las pilas P4 y P7 de un conjunto de nueve apoyos intermedios, tuvo un doble propósito. Por una parte, la generación de los registros permita la revisión de las tendencias de comportamiento, alertando respecto de anomalías. Por otra parte, permite la validación, o revisión, de las hipótesis formuladas en la etapa de proyecto, actuando como elemento indicativo de la respuesta tenso - deformacional real de las arenas densas de la Formación Ituzaingó.

Esta última acción es considerada, en este trabajo, como una contribución al conocimiento respecto del comportamiento deformacional de los suelos afectados, especialmente en el aspecto relacionado con la reacción horizontal. Se presentan los resultados de las mediciones efectuadas y las mismas han sido utilizadas para el retro cálculo de la interacción suelo pilote. Estos resultados han servido para establecer una revisión de los valores de módulo de reacción obtenidos, respecto de los derivados de la bibliografía específica. Se considera que la correlación entre los valores calculados y los reales es adecuada para que los valores finalmente adoptados, a nivel de módulos de reacción, puedan resultar una referencia de aplicación en obras futuras que se vean afectadas por esta formación estratigráfica.

## 2. CARACTERIZACION GEOLOGICA GEOTECNICA

### 2.1. Marco geológico regional.

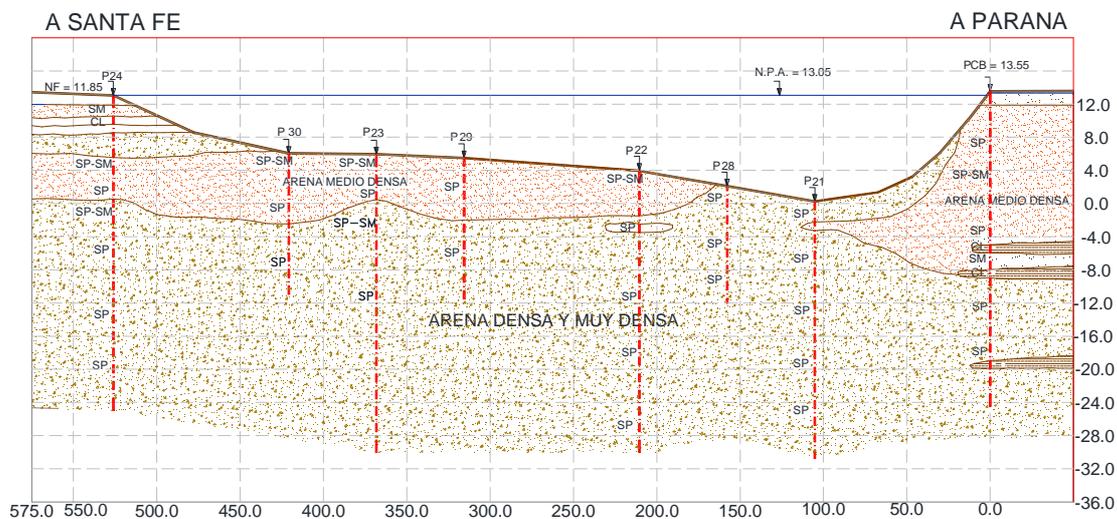
La geología de la cuenca del río Paraná está dominada por una dinámica de erosión y sedimentación, propia de los cursos de gran caudal y baja pendiente. La estratigrafía superior de la zona, o secuencia superior, está formada por las siguientes unidades estratigráficas: Formación Ituzaingó y Formación Paraná.

A nivel superficial se puede identificar un sustrato de la Formación Ituzaingó (en algunos casos bajo la denominación de Puelche), cuyo espesor puede variar hasta el orden de 40 m. El nivel superior de la Formación, especialmente en sus 10 metros superiores tiene gran influencia en la obra vial. La Formación se corresponde con un depósito fluvial de edad Pliocena, constituido por arenas ocráceas con estratificación diagonal y limos grises, que en el caso de los ríos y arroyos del sistema dominan en una menor potencia. Las arenas y areniscas son, fundamentalmente, de grano fino a medio con intercalaciones de grava fina. Su composición mineralógica es, predominantemente, cuarzosa con cantidades menores de feldespatos micas, magnetita y otros máficos. Esta unidad presenta en el curso del Río Colastiné diverso grado de compacidad, desde denso a muy denso.

La Formación Paraná, aparece a unos 40 metros de profundidad, aproximadamente. La constituyen arcillas compactas castaño verdosas, con intercalaciones de arenas grises de grano fino a mediano, con coloración variable en función de los agentes de cementación actuantes. En este proceso de sedimentación se aprecian con lentes y mantos delgados de arcilla verde, densas a muy densas.

## 2.2. Geotecnia de la zona del Río Colastiné

Las investigaciones geotécnicas a lo largo del emplazamiento de la obra han sido realizadas en través de estudios específicos para los puntos de implantación de cada una de las pilas, que conformaron un total de nueve sondeos. El perfil geotécnico en el cauce del Río Colastiné, indicado en la Figura 3.



**Figura 3.** Perfil estratigráfico Río Colastiné

La composición estratigráfica general es la siguiente:

- Suelos Arenos Limosos Superiores. Localizados en los niveles superiores, con un espesor variable entre los 5.0 y 15.0 metros. Estos suelos corresponden a las clasificaciones SM, SP-SM o SP. Son de color grisáceo o castaño, con una densidad de suelta a densa. El porcentaje de pasante # 200 varía entre 2% y 20% (en los estribos). El piso de este estrato disminuye lentamente desde el lado Santa Fe, hacia el lado Paraná, mostrando su menor nivel de desarrollo (hasta prácticamente anularse) en proximidades del estribo Paraná. En este último sector, en forma previa al contacto con la

formación inferior se detecta la presencia de intercalaciones de lentes arcillosos de densidad media. SPT registrado se encuentra en el rango de 20- 40 golpes.

- Arenas Medianas Amarillentas. Son arenas limpias, mal graduadas: con bajo contenido de material pasante del tamiz 200 (entre 1 y 5%). Responden a una clasificación SP, siendo arenas medianas a finas. La densidad relativa es alta a muy alta (superior a 40 golpes s/SPT). Estos materiales han sido registrados hasta el final de todas las perforaciones realizadas.

Algunos elementos complementarios a esta caracterización pueden encontrarse en Ramoneda et al. (Ref [1]).

### 3. SOLUCION ESTRUCTURAL DE LA CIMENTACION.

#### 3.1. *Criterios adoptados en la definición de la cota de fundación.*

Establecido el perfil geotécnico del emplazamiento, valorando los niveles del río en los distintos períodos del año y realizando las correspondientes verificaciones hidráulicas vinculadas con los procesos de erosión, se concluyó en la conveniencia de ejecución de una cimentación de tipo profunda. A partir de esta definición, la selección de las cotas de fundación del puente fue establecida en función de los siguientes criterios de diseño:

- Identificación de una capa rígida de apoyo. El concepto de capa rígida de suelo demanda una variedad de significados en su definición. Considerando que en los perfiles observados se registró un predominio de las formaciones y depósitos de suelos friccionales, se adoptó una condición básica de definición de la capa rígida como aquella cuyo valor del ensayo SPT supera los 30 golpes, es decir, penetrando en los niveles de arenas de compacidad mediana a densa. A partir de alcanzar el nivel de estrato rígido se requirió una ficha de empotramiento mínimo de 5 diámetros de pilote.
- Empotramiento mínimo del pilote por debajo de la cota de máxima socavación. Esta condición fue establecida por el requerimiento de contar con una cota de apoyo ubicada como mínimo 8 diámetros de pilote por debajo de las condiciones de erosión máxima esperada.
- Continuidad del plano o cota de fundación para los elementos de cimentación pertenecientes a un mismo sistema estructural. Este criterio permite la materialización de elementos de fundación con condiciones de rigidez uniforme para los elementos de un mismo sistema estructural. Para este proyecto se consideró recomendable utilizar un único plano de fundación para todas las pilas del puente, y una cota de fundación diferenciada para los estribos.

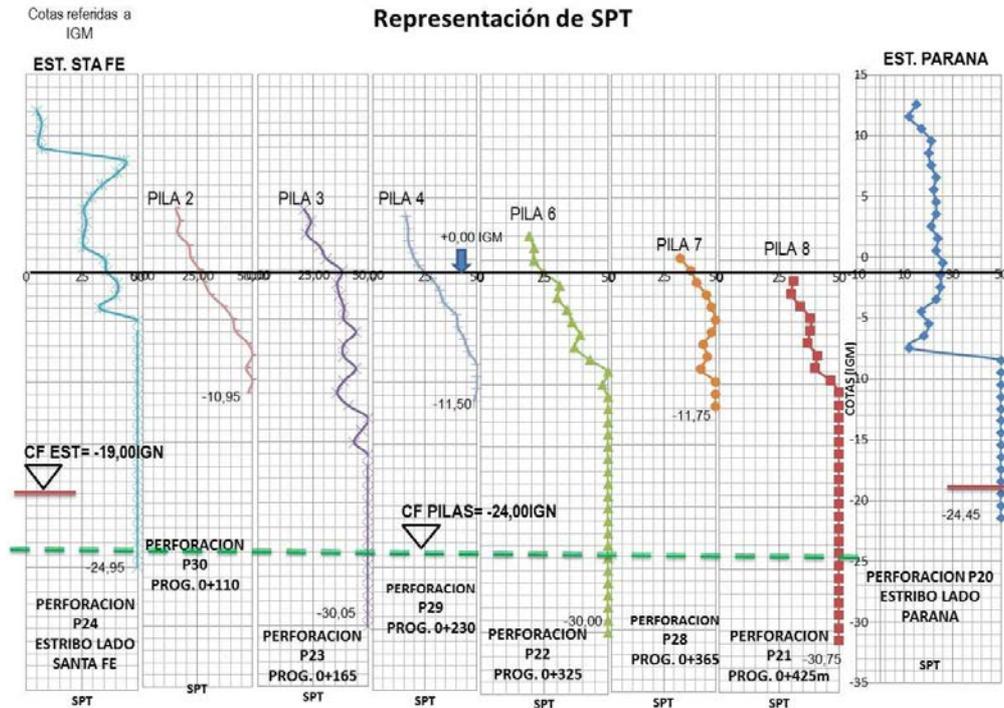
Por último, la longitud de los pilotes se definió a partir de la evaluación de la capacidad geotécnica de la fundación frente a las cargas solicitantes, cumpliendo el requerimiento de empotramiento mínimo del pilote definido según los criterios de diseño antes mencionados. Las fundaciones adoptadas para el puente consisten en pilotes excavados y colados in situ, con cota de fundación de -19 m IGN para los estribos y -24 m IGN para todas las pilas del puente. La Figura 4 muestra la localización de los planos de cimentación en relación con los resultados de los ensayos de penetración en los distintos sondeos efectuados.

#### 3.2. *Diseño de pilotes y pilas.*

Las características generales de composición del puente han sido presentadas por Gerbaudo y Cocco (Ref [2]).

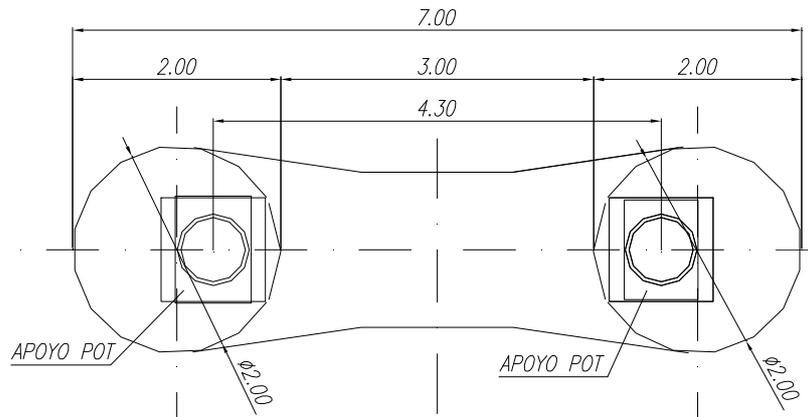
Las pilas del puente presentaban requerimientos estructurales relacionados, por un lado, con su función de apoyo del tablero y transferencia de cargas a las fundaciones y, por otro lado, con los requerimientos de resistencia lateral necesarios para soportar distintos escenarios de carga. En este último caso, y por el

sistema constructivo dispuesto el paso del tren de dovelas por sobre cada una de las pilas determina una sollicitación horizontal sobre el nivel superior de la pila.



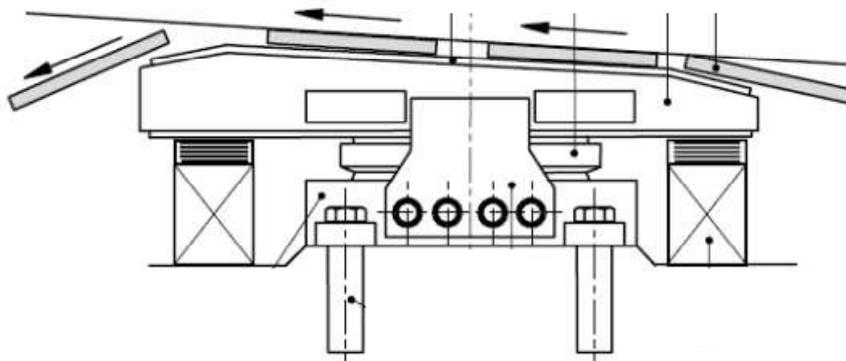
**Figura 4.** Cota de fundación sistema de pilas y estribos en función de la profundidad y ensayos SPT. Cada cuadro representa 5 golpes del ensayo SPT.

La idea conceptual del diseño de la pila se basó en realizar una estructura con una geometría simple, que facilitara el proceso constructivo en agua y en altura y, al mismo tiempo, suficientemente resistente y rígida para soportar las sollicitaciones de servicio y las inducidas durante la etapa constructiva. Consecuentemente, se optó por un diseño compuesto por dos pilotes columnas de 2,00 metros de diámetro, vinculados transversalmente en su parte superior por medio de una viga dintel de 1,70 metros de altura y ancho variable de 2,00 metros en su intersección con las columnas a 1,50 metros en el centro del tramo. En la Figura 5 se puede observar la planta de una pila típica del puente.



**Figura 5.** Planta de pila típica

Los apoyos especiales del puente son del tipo POT, provistos con deslizador superior con cobertura de acero inoxidable para el lanzamiento del tablero. Estos se colocaron directamente sobre las columnas de la pila de manera de transmitir las solicitaciones en forma directa y reducir las solicitaciones adicionales por introducción de cargas localizadas. Además se colocaron en cada columna de pila las guías laterales para el centrado del tablero durante el proceso de lanzamiento. Las Figuras 6 muestran la composición esquemática del apoyo y una imagen del mismo en operación.



a. Esquema del sistema de apoyo.



b. Imagen del sistema de apoyo durante la construcción.

**Figura 6.** Apoyo tipo POT con deslizador superior

La composición de este tipo de sistema de apoyo determina una capacidad máxima de giro del orden 1 mm/m, valor que se ha tomado como una restricción para el adecuado funcionamiento del mismo durante la operación de construcción.

### 3.1. Método constructivo y solicitaciones

Para materializar el procedimiento constructivo se tuvieron en cuenta las siguientes características del puente:

- El puente está fundado sobre 9 pilas de hormigón. La localización longitudinal de las mismas se procuró establecer en coincidencia transversal con la posición correspondiente a las pilas del puente preexistente, a fin de procurar la menor perturbación hidrodinámica sobre el sector. Esto trajo como consecuencia la conformación de vanos con longitudes irregulares.
- El peso estimado del puente es del orden de 8.700 tn, es decir unas 16,50 tn por metro lineal.
- Para el desarrollo de la maniobra de lanzamiento del conjunto del puente se estableció de instalación de una "nariz frontal metálica". La misma es una estructura metálica de tipo reticulada, adosada a la parte frontal de la primera de las dovelas fabricada. La pieza tiene una longitud 37,00 metros, y su peso es del orden del 10% del correspondiente a cada vano, es decir, aproximadamente 67 tn. La función de esta pieza es la de servir de guía para el conjunto de estructuras de hormigón en su paso de un punto de apoyo a otro, permitiendo el adecuado posicionamiento del tren de dovelas en su recorrido desde el estribo de fabricación hasta la posición final.
- Para realizar el lanzamiento se dispusieron dos unidades de empuje de 500 tn de capacidad cada una. Estas unidades se instalaron en posición horizontal en la parte frontal del estribo del lado Paraná. Para esto se construyó una estructura diseñada para absorber la fuerza horizontal producida durante el lanzamiento.
- El su conformación final el puente lanzado resultó de una longitud total de 523 metros. Se encuentra compuesto por 10 tramos con luces parciales de 52,33 metros, cinco vanos de 52,63 metros, un vano de 49,93 metros, dos vanos de 2 x 52,63 metros y uno de 52,33 metros, que respetan la longitud total y alineación de las pilas del puente existente.

En relación a la secuencia de construcción empleada, y a partir de la configuración de cimentación y composición longitudinal del puente se establecieron las condiciones generales de avance del puente. El avance se producía en la medida que la ejecución de las dovelas, en el obrador destinado en uno de los estribos, alcanzaba una resistencia a la compresión simple de 30 MPa. Alcanzado ese valor se procedía a empujar el puente mediante los gatos hidráulicos.

Esta metodología de desplazamiento, y las características típicas de los sistemas de apoyo transitorios empleados, trajo aparejado esfuerzos horizontales por fricción sobre la planchas de apoyo en el coronamiento de la pila, por lo que uno de los escenarios de carga en la etapa de construcción contemplaba este tipo de situación. Estos esfuerzos se traducían en una carga lateral de fricción entre la superestructura y el dintel de apoyo de 180 kN. Por lo tanto, bajo estas condiciones de bordes estipuladas a nivel de proyecto, se procedió a auscultar dos de las pilas durante el proceso de empujado, P4 y P7, a los efectos de verificar y corroborar que las deflexiones laterales no superaran los límites máximos definidos.

## 4. CARACTERIZACION DEL MODELO DE REACCION.

El tratamiento de los problemas de pilotes sometidos a cargas horizontales presenta diversas referencias de interés. Algunas de las consultadas en este estudio han sido Reese et al (Ref [3]); Reese y O'Neill (Ref [4]); Wang y Reese (Ref [5]); Garassino et al (Ref [6]); Macalvica Rojas (Ref [7]); Maktabipour y Motahari (Ref [8]); Barounis y Armaos (Ref [9]).

#### 4.1. Referencias de Aplicación.

Para el tratamiento del problema planteado se han considerado diversas referencias bibliográficas de aplicación. En tal sentido, en la etapa de desarrollo del proyecto ejecutivo se ha empleado el Bowles (Ref [10]), el cual tiene la forma indicada a continuación:

$$K_h = A + B \cdot \left( \frac{z}{D} \right)^n \quad (1)$$

Donde:

$K_h$  es el módulo de reacción horizontal, variable en profundidad.

A, B, n son coeficientes de contribución. Estos valores pueden ser estimados a partir de considerar criterios de capacidad de carga similares a los de aplicación para sistemas de cimentaciones sometidos a cargas verticales.

z es la profundidad a la que se calcula el módulo de reacción.

D es el diámetro del pilote

Complementariamente con esta definición, en la instancia de evaluación del comportamiento observado en función de los desplazamientos registrados, se han empleado otras referencias de aplicación. En este punto se citan las relaciones en las que se considera que el material tiene un comportamiento fricción, sin cohesión, para las cuales la expresión de definición es la siguiente:

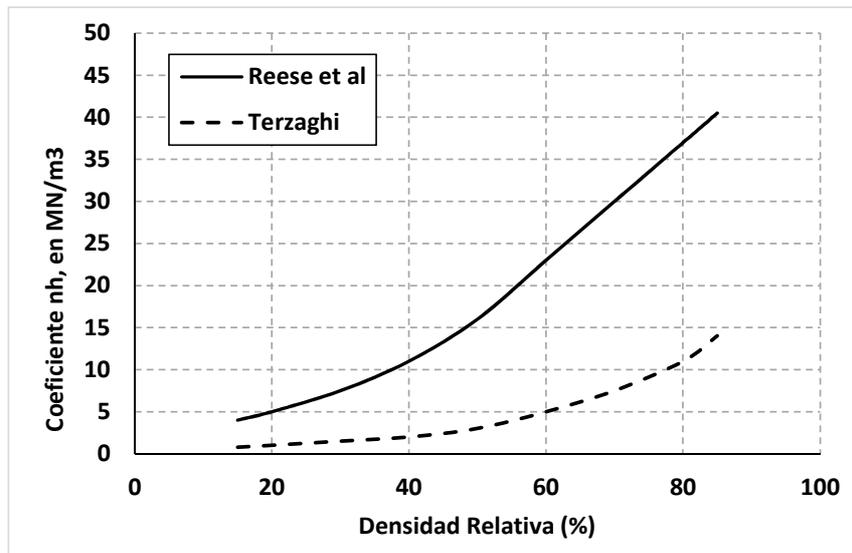
$$K_h = n_h \cdot \left( \frac{z}{D} \right) \quad (2)$$

En la ecuación anterior, la variable  $n_h$  puede ser identificada de distintas formas. Las expresiones de referencia empleadas fueron las siguientes:

$$n_h = \left[ \frac{(N_1)_{60}}{(N_1)_{60} \cdot 0,18 + 0,22} \right]^{1,50} + 0,80 \quad (3)$$

La relación anterior es presentada en estudios de recopilación de Leoni, correspondiente a derivaciones de estimaciones efectuadas por Terzaghi (Ref [11]).

Igualmente este valor puede ser establecido según un entorno de valores recomendados por Terzaghi y Reese et al, según los presenta Tomlinson (Ref [12]). Los valores presentados son los indicados en la Figura 7.



**Figura 7.** Valores de  $n_h$ , según la densidad relativa de suelos friccionales.

Por otra parte, se tomaron como referencia valores y ecuaciones contenidas en la Federal Highway (Ref [13]). Los valores recomendados son los indicados en la Tabla 1.

**Tabla 1.** Valores de  $K_h$  ( $\text{kN/m}^3$ ), recomendados en ref [4].

Densidad del Suelo	Sobre el nivel freático	Bajo el nivel freático
Baja	1.900	1.086
Media	8.143	5.429
Densa	17.644	10.857

#### 4.2. Aplicaciones a los perfiles de referencia.

El análisis que se presenta en este estudio se ha concentrado sobre el comportamiento correspondiente a las cimentaciones en las Pilas 4 y 7. Los resultados de los correspondientes ensayos de penetración se muestran en la Figura 7. Los mismos muestran que la 4, presenta sus niveles de mayor proximidad a la superficie del terreno afectado por arenas medias. Por debajo de los 5 metros, respecto del nivel de terreno, las arenas se presentan en forma compacta. En el caso de la Pila 7, la misma se encuentra afectada fundamentalmente por arenas muy compactas.

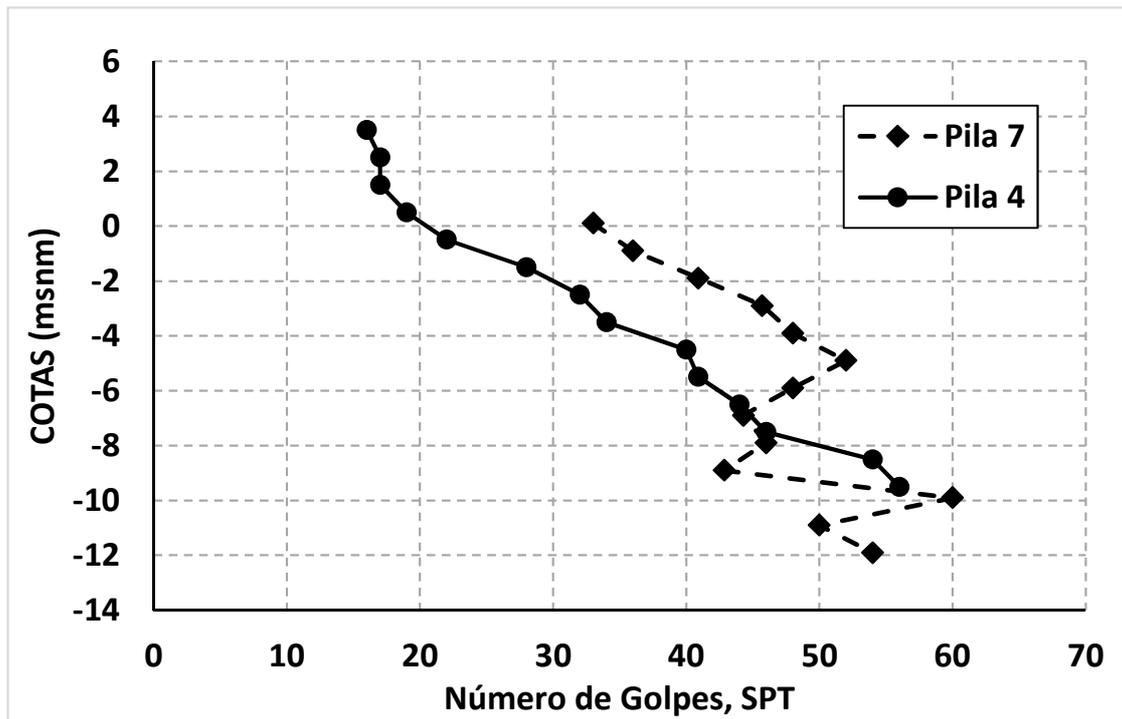


Figura 7. Resultados de ensayos de penetración en Pila 4 y 7.

En función de perfil geotécnico correspondiente a cada uno de los casos se han establecido valores de característicos para la identificación de los módulos de reacción según las distintas fuentes de referencia consideradas. La Tabla 2 muestra los valores adoptados en cada uno de los casos considerados.

Tabla 2. Valores de referencia de  $n_h$  y  $k_h$  de aplicación en Pila 4 y 7.

Variable	Unidad	Pila 4	Pila 7
<b>Modelo de Bowles</b>			
As	$\text{kN/m}^3$	10.000	15.000
Bs	$\text{kN/m}^4$	4.000	4.000
n		1,00	1,00
<b>Modelo FWHA</b>			
Arenas Medio Densas	$\text{kN/m}^3$	8.500	17.500
<b>Modelo Terzaghi</b>			
$n_h$ , Según SPT	$\text{kN/m}^3$	1922	2441
$n_h$ , Según Dr	$\text{kN/m}^3$	7,308	10,954
<b>Modelo Resse et al</b>			
$n_h$	$\text{kN/m}^3$	26,898	35,328

## 5. MODELOS DE PREDICCIÓN DE DESPLAZAMIENTOS

Las evaluaciones de verificación fueron realizadas según dos tipologías de modelación. En primer término se realizó la aplicación del procedimiento de evaluación de comportamiento recomendado por la Federal Highway, los resultados del mismo han sido tomados como referencia para una modelación discreta. El procedimiento de análisis seguido es el indicado a continuación.

Las condiciones generales a reproducir son las indicadas en la Tabla 3.

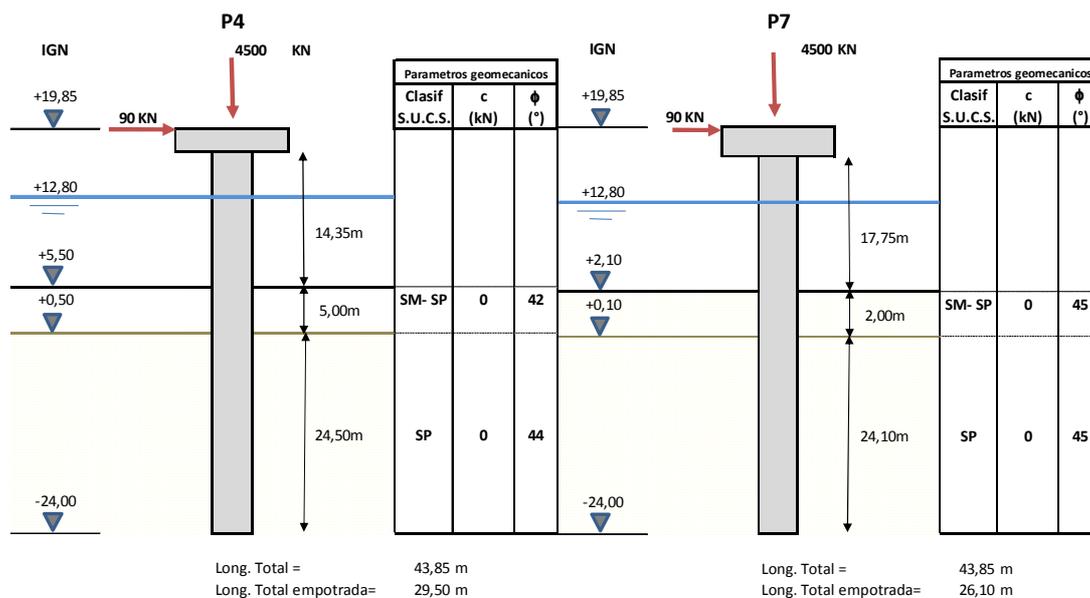
**Tabla 3.** Condiciones de contorno en Pila 4 y 7.

Variable	Unidad	Pila 4	Pila 7
Longitud libre	mts	14,35	17,75
Longitud enterrada	mts	29,50	26,50
Fuerza Vertical	kN	4.500	4.500
Fuerza Horizontal	kN	90	90
Desplazamiento en Extremo de Pila	mm	9	14

### 5.1. Modelos simplificados.

En la etapa de proyecto, y como parte de la revisión general del comportamiento de los casos de referencia se aplicó el modelo de Broms (Ref [14]). El modelo separó el análisis en casos de pilas cargadas lateralmente que están empotradas en suelos cohesivos y en suelos sin cohesión. También sugirió diferentes procedimientos para la predicción de pilas cargadas lateralmente bajo cargas de trabajo y para la evaluación de la resistencia máxima de la pila. Este autor supuso que bajo cargas menores que entre la mitad y un tercio de la resistencia lateral final, las deflexiones de una sola pila aumenta linealmente con la carga aplicada. Posteriormente, la reacción del suelo,  $p$ , que actúa sobre una pila cargada lateralmente aumenta en proporción al lateral a la deflexión  $y$ .

La Figura 8, muestra el esquema general de aplicación para cada uno de los casos considerados.



**Figura 8.** Esquema de cálculo para Pila 4 y 7.

#### 4.2. Modelo discreto.

El modelo de cálculo empleado para la obtención de los esfuerzos y desplazamientos está basado en un análisis elástico, el cual considera la tensión del terreno, determinada por el producto del módulo de reacción y la deformación a lo largo de la longitud del pilote. Esta tensión elástica no debe superar el empuje pasivo que se pueden desarrollar en frente del pilote.

Este método de aproximación fue desarrollado por Reese y Matlock (Ref [15]), adoptando para la resolución matemática del modelo que las deformaciones son lo suficientemente pequeñas para considerarse dentro del rango elástico, y de esta manera aplicar el principio de superposición. Este permite considerar por separado los efectos de la aplicación de una carga horizontal  $Q_G$  y del momento flector  $M_G$ .

El comportamiento del pilote se puede analizar por medio de la siguiente ecuación:

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{k_h y}{EI} = 0 \quad (4)$$

Cuya solución general es:

$$y = f(x, T, L, k_h, EI, Q_G, M_G) \quad (5)$$

Donde:

- $x$  = Profundidad a partir de la superficie del terreno
- $y$  = Desplazamiento horizontal del pilote a la profundidad  $x$
- $T$  = Factor de rigidez relativa en suelos no cohesivos o  $R$  en suelos cohesivos
- $L$  = Longitud del pilote
- $k_h$  = Módulo de reacción horizontal de la subrasante
- $B$  = Ancho del pilote de sección rectangular o diámetro en caso de sección circular
- $EI$  = Rigidez del pilote
- $Q_G$  = Carga lateral aplicada en el cabezal del pilote
- $M_G$  = Momento flector aplicado en el cabezal del pilote

La solución explicada a continuación solo es válida cuando las deflexiones son pequeñas con respecto a las dimensiones del pilote y los materiales se deformen dentro del rango elástico. Por notación, la fuerza  $Q_G$  genera a la profundidad  $x$  una deformación  $y_A$  y el momento  $M_G$  una deformación  $y_B$ , por lo tanto, la deflexión total a la profundidad  $x$  es:

$$y_x = y_A + y_B \quad (6)$$

Donde:

$$\frac{y_A}{Q_G} = f_1(x, T, L, kh, EI) \quad (7)$$

$$\frac{y_B}{M_G} = f_2(x, T, L, kh, EI) \quad (8)$$

Ambas funciones  $f_1$  y  $f_2$  contienen los mismos términos y ambas pueden determinarse los siguientes términos adimensionales:

$$\frac{y_A EI}{Q_G T^3} = A_y \quad (9)$$

$$\frac{y_B EI}{M_G T^2} = B_y \quad (10)$$

Reemplazando los coeficientes de deflexión en la Ecuación 3 se obtiene:

$$y_x = y_A + y_B = A_y \frac{Q_G T^3}{EI} + B_y \frac{M_G T^3}{EI} = 0 \quad (11)$$

## 5.2. Resultados obtenidos.

En la definición de los resultados obtenidos a partir del modelo de Broms, se calculó la proporción del desplazamiento en el plano de contacto respecto del desplazamiento en el coronamiento de la pila que permite, bajo los parámetros característicos adoptados, la reproducción de la carga horizontal aplicada. Los resultados obtenidos son resumidos en las Tablas 4 y 5.

**Tabla 4.** Modelo de Broms, para el cálculo de desplazamientos en Pila 4.

Variable	Símb	Bowles	FWHA	Terzaghi		Reese	Un
				según N	según Dr		
Módulo Reacción	Kh	22.000	8.500	5.766	21.925	80.695	kN/m3
% Desplaz Superior		20%	33%	41%	20%	10%	
Desplazamiento en NT	$\Delta$	0,0018	0,0030	0,0055	0,0018	0,0009	mts
Factor de longitud	$\eta D$	7,21	5,96	5,51	7,44	9,66	

**Tabla 5.** Modelo de Broms, para el cálculo de desplazamientos en Pila 7.

Variable	Símb	Bowles	FWHA	Terzaghi		Reese	Un
				según N	según Dr		
Módulo Reacción	Kh	27.000	17.500	7.322	32.862	105.985	kN/m3
% Desplaz Superior		18%	23%	36%	17%	9%	
Desplazamiento en NT	$\Delta$	0,0025	0,0032	0,0050	0,0023	0,0013	mts
Factor de longitud	$\eta D$	8,40	7,70	6,47	9,03	11,78	

Para el establecimiento de la composición estructural de mayor representatividad en el análisis efectuado se ha tomado en consideración los resultados correspondientes al modelo discreto. El mismo muestra que los desplazamiento ocurridos a nivel de la superficie del sistema pilote – pila, son del orden de un 10% a 15% de los registrados en la cabeza de la pila.

A partir de la información generada la modelación global del comportamiento de los sistemas pila – pilote, se ha efectuado el ajuste en la modelación mediante la representación discreta. Los resultados han logrado una adecuada representación de la situación observada según los siguientes valores medios del módulo de reacción en el sector de influencia de los desplazamientos:

- Pila 4. Módulo de reacción kh 35 a 40 MN/m<sup>3</sup>, desplazamiento en el coronamiento de la pila 10 mm.
- Pila 7. Módulo de reacción kh 40 a 45 MN/m<sup>3</sup>, desplazamiento en el coronamiento de la pila 15 mm.

A modo de ejemplo de los resultados obtenidos en el empleo del modelo discreto, se presentan las Figuras 9 y 10, las cuales son explicativas de la deformación del sistema y la distribución de esfuerzos. Cabe señalar que los modelos lineales de Bowles y Terzaghi ajustaron en el orden del 25% superior.

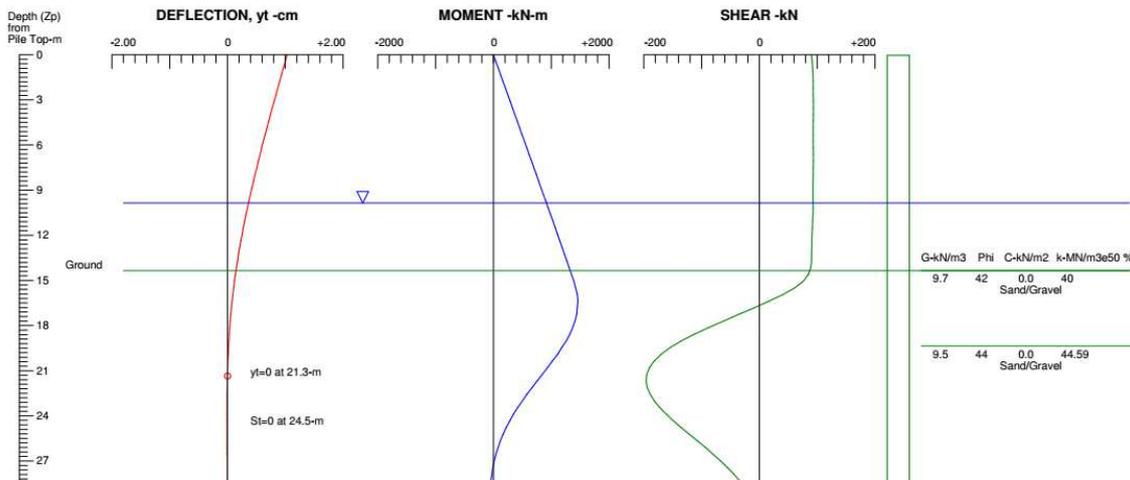


Figura 9. Ejemplo de diagramas obtenidos con modelo discreto en Pila 4.

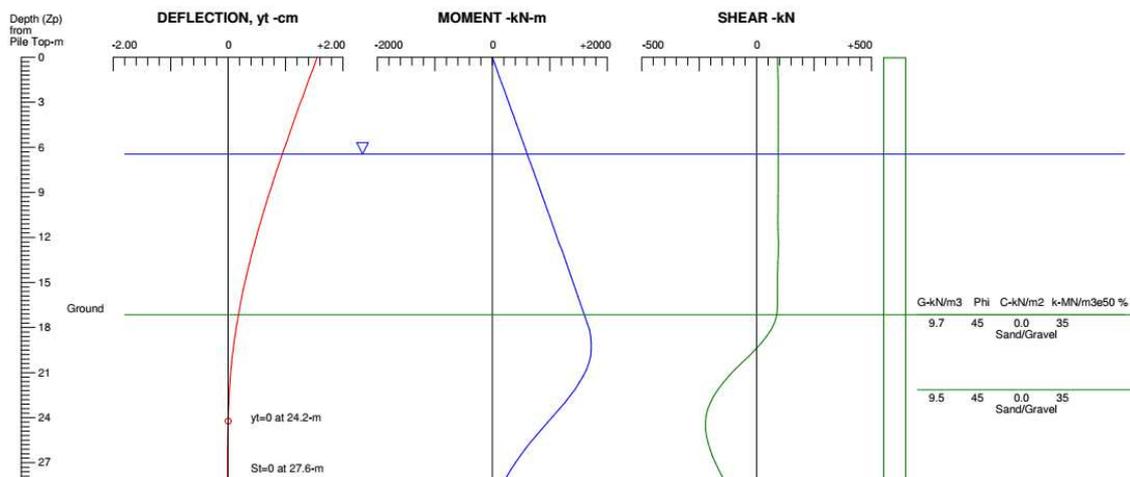


Figura 10. Ejemplo de diagramas obtenidos con modelo discreto en Pila 7.

## 6. CONCLUSIONES

A partir de los estudios y análisis realizados, se pueden extraer las siguientes conclusiones y líneas de trabajo para futuras aplicaciones e investigaciones:

- 1) La estabilidad de una pila de gran altura empotrada mediante una determinada ficha de pilote en un suelo, tanto en la etapa constructiva como la etapa de servicio del puente, depende en gran medida del grado de empotramiento logrado en dicho suelo. Este efecto, en los modelos de cálculo, se representa mediante un sistema de interacción suelo-estructura, asignando valores de reacción horizontal a las diferentes capas que configuran el suelo de fundación. Por lo tanto, la adecuada valoración de los módulos de reacción horizontal del suelo y la elección correcta del modelo de

interacción suelo-estructura juega un rol fundamental en el diseño de la infraestructura de un puente sobre el cauce de un río fundado en arenas densas del río Paraná.

- 2) En el caso de las cimentaciones en arenas de mediana compacidad a muy densas, se aprecia que el área de influencia específica en la resistencia al desplazamiento horizontal alcanza a entre 3 y 4 diámetros del pilote, dependiente de la geometría del mismo. Por debajo de esta profundidad, se interpreta que los efectos de confinamiento que ejerce el suelo sobre el pilote, permiten su consideración como un elemento prácticamente “empotrado” a los fines de la representación numérica de este comportamiento. En consecuencia, los mayores esfuerzos de caracterización del suelo para este fin deben establecerse en los niveles superiores.
- 3) A nivel de los factores de aplicación considerados más representativos del comportamiento observado puede considerarse que el modelo de Reese et al presenta las mejores condiciones de aproximación. Según este, el factor de crecimiento de la resistencia en función de la profundidad ( $n_h$ ) es del orden de 27 MN/m<sup>3</sup> para las arenas de media densidad y 35 MN/m<sup>3</sup> para las más compactas y densas. Estos valores son sensiblemente superiores a los recomendados por la Federal Highway, considerando que estas normativas establecen valores de referencia con un criterio conservador para su uso. Un orden de aproximación más cercano a lo observado puede lograrse con el empleo de las ecuaciones de Bowles o las derivadas por las relaciones de Terzaghi vinculadas con tanto con la densidad relativa del material como por el número de golpes SPT, que ajustaron por encima del modelo de Reese.
- 4) Surge del análisis efectuado la importancia de contar en la etapa constructiva de puentes de medianas y grandes luces, con modelos de comportamiento de pilas que permitan realizar los controles en obra para garantizar que la estructura se comporta según los diseños realizados, o en caso de diferencias entre las predicciones y las medidas de obra, recalibrar los modelos para tomar las medidas de acción necesarias para asegurar el éxito del proceso constructivo. Para este fin, será necesario valorar correctamente la interacción suelo-estructura a en la fundación de las pilas del puente.
- 5) Se han aportado algunos valores referenciales que pueden ser complementados en el futuro para una mejor caracterización de la reacción lateral en este tipo de materiales.

## 7. AGRADECIMIENTO.

Los autores del estudio agradecen a la Dirección Nacional de Vialidad por su disposición a la difusión de la información generada en la obra con la intención de contribuir a la mejora en el conocimiento esta área de la ingeniería. Igualmente, se agradece a la Empresa Chediack, por el aporte de información vinculada con los detalles del sistema constructivo y de control aplicados.

## 8. REFERENCIAS

- 
- [1] Ramoneda, J.; Zeballos M.; Reche J.; Restano P. (2016). “Terraplenes refulados sobre suelos limo arcillosos. Revisión del comportamiento posterior a la construcción”. CAMSIG 2016 (Congreso Argentino de Mecánica del Suelo e Ingeniería Geotécnica). Santa Fe.

- 
- [2] Gerbaudo, C. y Cocco L., (2010). "Puente Lanzado sobre el Río Colastiné". 21º JAIE (21º Jornadas Argentinas de Ingeniería Estructural. Buenos Aires.
- [3] Reese, L. C., Colley LA., y Radhakrishnan N. Wild. (1984). West Software. Laterally Loaded Piles and Computer Program COM624P. Technical Report K-84-2 US Army Engineer Waterways Experiment Station, Vicksburg, 1984.
- [4] 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.
- [5] Wang S. and Reese L. C. (1993). COM624P Laterally Loaded Pile Analysis Program for the Microcomputer, Version 2.0. U. S., Publication No FHWSA-91-048. Department of Transportation Federal Highway Administration Office of Research, Washington.
- [6] Garassino, A., Jamiolkowski, M., and Pasqualini, E. (2008). Soil modulus for laterally-loaded piles in sands and NC clays. Proceedings of the 6th European Conference, ISSMFE, Vienna, 1976, Vol. I, No. 2, pp. 429–34. En Tomlinson M. y Woodward J. (2008). Pile Design and Construction Practice. 5º edición.
- [7] Macalvica Rojas, N. (2014). Estudio Teórico Experimental de un Pilote Bajo Acción de Carga Lateral. Universidad Nacional de Ingeniería, Lima, Perú.
- [8] Maktabipour, M.R.; Motahari, M.R. (2015). Analysis of Laterally Loaded Piles using Analytical and Numerical Methods. Current World Environment. Vol. 10(Special Issue 1), 1043-1051 (2015).
- [9] Barounis, N.; Armaos, P. (2016). Sensitivity analysis of the vertical modulus of subgrade reaction, as estimated from CPT for the design of foundations and for comparison with values from SPT for a site in Christchurch. NZSEE, Conference.
- [10] Bowles, J.E. (1997). Foundation analysis and design, 5th Edition. New York: McGraw-Hill.
- [11] Leoni, A. Apuntes de Coeficiente de Balasto. Laboratorio de Mecánica de Suelos. Facultad de Ingeniería. Universidad Nacional de La Plata.
- [12] Tomlinson, M.; Woodward, J. (2008). Pile Design and Construction Practice. 5º edición.
- [13] Federal Highway. (1998). Design and Construction of Driven Pile Foundations. NHI Course N 13221. Publication N° FHWA HI 97-013.
- [14] Broms, B. B. (1964). Lateral Resistance of Piles in Cohesionless Soils. Proceedings of the American Society of Civil Engineers, Journal of the Soil Mechanics and Foundations Division, vol. 90 SM3.
- [15] Reese, L.C. and Matlock, H. (1956). Non-dimensional solutions for laterally-loaded piles with soil modulus assumed proportional to depth. Proceedings of the 8th Texas Conference on Soil Mechanics and Foundation Engineering, Austin, Texas, pp.1-41.