

Aspectos constructivos de las cimentaciones del Puente Atirantado de Pattullo (Canadá)

Main construction challenges for the construction of the foundation of the stay cable bridge Pattullo (Canada).

José Ignacio Díaz de Argote ^a, Alberto Soto Núñez ^b, Choon Hua Chan ^c, José Carlos Seixas Do Santos Oliveira, ^d Nuno Matos ^e

^aIngeniero de Caminos , ACCIONA, Engineer Manager. ^bIngeniero de Caminos , ACCIONA, Design Manager FCCGP. ^cIngeniero de Caminos , ACCIONA, Design Manager FCCGP. ^dIngeniero de Caminos , ACCIONA, Director de Proyecto, ^eIngeniero de Caminos , ACCIONA, Jefe de Obra.

RESUMEN

El proyecto de sustitución del Puente de Pattullo, en Vancouver, Canadá (Pattullo Replacement Bridge) es un proyecto de diseño y construcción adjudicado en enero de 2020 al consorcio formado por ACCIONA y la empresa canadiense AECON. La estructura más significativa es un puente atirantado sobre el río Fraser, con una luz principal de 332 m y una longitud total de 777 m. Se han empleado pilotes hincados metálicos circulares de diámetros comprendidos entre los 2 y 2.5 m y espesores de camisa entre 30 y 52 mm. Estos pilotes van rellenos de hormigón armado hasta cierta profundidad.

ABSTRACT

The Pattullo Replacement Bridge project in Vancouver, Canada, is a design and construction initiative awarded in January 2020 to the consortium formed by ACCIONA and the Canadian company AECON. The most significant structure is a cable-stayed bridge over the Fraser River, featuring a main span of 332 meters and a total length of 777 meters. Circular steel driven piles with diameters ranging from 2 to 2.5 meters and casing thicknesses between 30 and 52 mm have been employed.

PALABRAS CLAVE: Pattullo, Puente Atirantado, Cimentación pilotes metálicos 2.5m, Método Constructivo, martillos de hinca.

KEYWORDS: Pattullo, Stay cable, Foundation, 2.5m steel pile diameter, Construction Method, Hammers

1. Introducción

Fraser Crossing Partners, el consorcio formado por ACCIONA y AECON, está construyendo el nuevo puente de Pattullo que tendrá una longitud total de 770 metros, de los cuales 578 serán atirantados, con un vano principal de 332 metros. Con 29 metros de ancho, el puente contará con cuatro carriles (dos en cada sentido) para automóviles y vehículos comerciales - aunque su diseño permite una futura ampliación a seis-, dos carriles para bicicletas y dos espacios para peatones.

La parte atirantada del puente estará formada por 80 tirantes y, el vano principal de esta sección estará construido por 20 dovelas de 13,5 metros de longitud cada una y un peso máximo de estructura metálica de 100 toneladas.

Además de la construcción del puente atirantado, el contrato incluye la ejecución de un viaducto de aproximación sur, con una longitud de más de 460 metros, varias pasarelas peatonales así como las conexiones con las carreteras existentes tanto en la “City of New Westminster” como en Surrey.

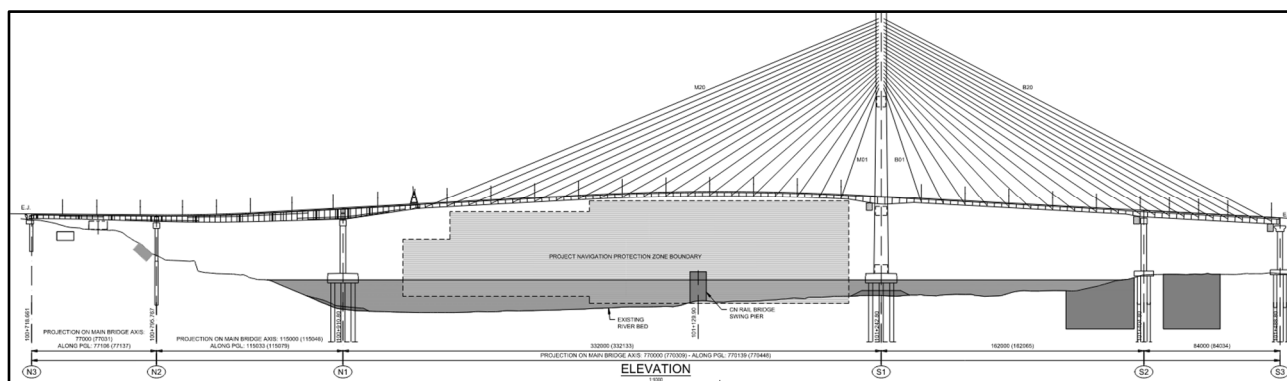


Figura 1. Alzado longitudinal del Puente. Pilas S1-S2-S3 (Surrey)-N1-N2-N3 (City of New Westminster)

2. Condicionantes geotécnicos

2.1. Perfil geotécnico

La secuencia estratigráfica general que subyace en el área del Segmento 1, en orden de mayor profundidad, es la siguiente:

- Unidad A - Suelos Superficiales: Se encontró un relleno granular predominantemente de 1 a 4 metros de espesor en la mayoría de las áreas terrestres pilas (pila S1 al SA), subyaciendo capas de madera en descomposición y limo arcilloso con materia orgánica en algunas ubicaciones.

- Unidad B - Depósitos Fluviales: Sedimentos aluviales compuestos generalmente de arena de grano fino suelta a compacta, con capas de limo y/o arcilla/limo presentes en profundidad. Este depósito se encontró tanto debajo de las áreas terrestres como de las áreas fluviales (pilas N1 a SA), con un espesor total del orden de 30 a 40 metros; el material era típicamente de suelto a compacto, volviéndose más denso con la profundidad.

- Unidad C - Arcilla/Limo Marino: Intercalaciones de arcilla limosa y limo arcilloso de hasta aproximadamente 20 metros de espesor, generalmente más delgadas debajo del río y más gruesas en el extremo sur del.

- Unidad D - Arena y Grava: Debajo de la arcilla/limo marino, se encontraron depósitos de arena de media a gruesa, grava subangular a subredondeada de fina a gruesa, con algunos cantos rodados presentes en algunas áreas. El espesor encontrado varió de aproximadamente 5 a 15 metros, excepto hacia el extremo norte (al norte del Pilar S1), donde se redujo a cero. Los depósitos eran generalmente densos a muy densos, aunque había algunas zonas compactas esporádicamente.

- Unidad E - Limos/Arenas/Arcillas: Depósitos glaciales de limos y arenas densos a muy densos, y arcillas rígidas a muy rígidas, típicamente generalmente intercaladas y a menudo semejantes a "till" (material de origen morreneico-glaciario). Se encontró que este depósito era más grueso cerca del extremo norte (aproximadamente 25 metros de grosor) y se vuelve más delgado hacia el extremo sur del puente atirantando (aproximadamente 10 metros de grosor) volviendo a aumentar de espesor en el vano de aproximación sur. Cabe destacar que el depósito se encontró ligeramente más superficial en la ubicación S1.

- Unidad F - Suelos tipo "Till": Depósitos glaciales (suelos tipo till) se encontraron debajo de la arena y limo muy densos hacia el sur de la pila S1, con un espesor de hasta 9 metros. Estos suelos generalmente consistían en arena limosa-

gravosa muy densa, arena arcillosa y limo arenoso duro/denso, en algunas ubicaciones que contenían capas de arcilla limosa dura o limo arcilloso.

3. Descripción de las cimentaciones.

3.1 Condicionantes de diseño más significativos

Las cargas que han gobernado el diseño de las cimentaciones del puente de Pattullo han sido fundamentalmente las cargas de sismo y el impacto de barco.

3.1.1. Sismo.

El área del proyecto se encuentra situada en una región de gran actividad sísmica. El contrato especificaba que el diseño de la estructura debía contemplar dos escenarios sísmicos:

- Un sismo con periodo de retorno de 975 años, ante el cual la estructura debía mantener su nivel de servicio con daños mínimos.
- Un sismo con periodo de retorno de 2475 años, para el cual la estructura debía garantizar un servicio reducido y presentar daños reparables.

La presencia de suelos susceptibles a la licuefacción en la ladera sur y en el sustrato del lecho del río hizo necesario el cálculo de las fuerzas cinemáticas, lo que resultó en un incremento de las sollicitaciones sísmicas en los pilotes. Este fenómeno requirió un análisis más detallado y un diseño más robusto de la cimentación para garantizar la estabilidad de la estructura en condiciones sísmicas.

3.1.2. Impacto de barco

La carga de impacto de barco se determinó mediante un análisis probabilístico siendo 60MN para la torre S1 y de 37MN para la pila N1

3.2. Descripción de las cimentaciones.

El presente artículo se enfoca en el análisis de las cimentaciones profundas realizadas mediante

pilotes hincados. En el puente de Pattullo se ha empleado este tipo de cimentaciones en las pilas del río y en todas las pilas de los vanos de aproximación del sur (Zona Surrey)

La cimentación de la pila norte (N1) está compuesta por 15 pilotes de 2.5 m de diámetro y con una profundidad variable llegando al máximo de 61 m (medidos desde cota inferior de encepado). Las dimensiones del encepado son de 18 m x 33.20 m. Los dos espesores de chapa utilizados en las camisas son de 52 mm y 35 mm.

La cimentación de la pila S1 (torre del puente atirantado) está compuesta por 27 pilotes de 2.5 m de diámetro y con una profundidad variable llegando al máximo de 77 m (medidos desde cota inferior de encepado). Las dimensiones del encepado son de 19 m x 54.4 m: los dos espesores de chapa utilizados en las camisas son de 38 mm y 50 mm.

La cimentación de las pilas S2 y S3 (Pila compartida común para el puente atirantado y el puente de aproximación sur) están compuestas por 6 y 8 pilotes de 2.0 m de diámetro respectivamente, teniendo los encepados unas dimensiones de 12 x 25.85 m y 12.90 x 25.85 m: la profundidad de diseño de los pilotes es de 85 m y 87.50 m. Los dos espesores de camisa utilizados son de 52 mm y 35 mm.

El resto de cimentaciones del puente de aproximación sur y la rampa de acceso a la autovía “highway 17” están formadas por pilas pilote, con un número variable de fustes. En este caso, los espesores de las camisas fueron de 30 mm constantes.

A continuación, se incluye una tabla con las características fundamentales de todos los pilotes hincados ejecutados en el Puente de Pattullo.

Tabla 1. Tabla de características de los pilotes.

PILA	D(m)	Nº Pilotes	Espesor camisa (mm)		L. Pil. (m)
			Superior	Inferior	
S1	2.5	27	50	38	77
N1	2.5	15	52	35	61
S2	2.0	6	48	35	93

S3	2.0	8	52	35	100
S4	2.0	3	30	30	101
S5	2.0	4	30	30	103
S6	2.0	5	30	30	104
S7	2.0	3	30	30	106
S8	2.0	3	30	30	106
SA	2.0	4	30	30	105
SR1	2.0	2	30	30	105
SR2	2.0	2	30	30	115
SR3	2.0	1	30	30	114
SR4	2.0	1	30	30	114
SR5	2.0	1	30	30	115
SR6	2.0	1	30	30	114
SRA	2.0	1	30	30	114.

La estrategia de diseño para los pilotes del puente atirantado se centró en la optimización del espesor de la camisa, dividiéndola en dos tramos diferenciados:

- Un tramo superior con un espesor de camisa mayor, diseñado para resistir los momentos flectores más elevados.

- Un tramo inferior con un espesor reducido, adaptado a las menores solicitaciones en esta zona.

Esta aproximación permitió una distribución eficiente del material, mejorando la relación costo-eficiencia sin comprometer la integridad estructural del pilote.

En el caso de los pilotes del puente de aproximación sur y la rampa de acceso se optó por espesor constante de 30 mm. Este espesor venía condicionado por el diseño y por condicionantes mínimos de hincada de los pilotes

3.3 Esquema resistente de los pilotes

En el proyecto Pattullo, los pilotes hincados utilizan una camisa colaborante. La estructura del pilote se caracteriza por una sección superior, adyacente al encepado, donde se hormigona un tramo de longitud variable entre 10 y 30 metros. Este tapón de hormigón tiene como función transmitir las cargas provenientes del encepado a través del hormigón del tapón a la camisa. La transferencia se realiza en la parte superior del pilote, asegurando la transferencia a rasante

mediante la disposición de unos anillos de cortante.

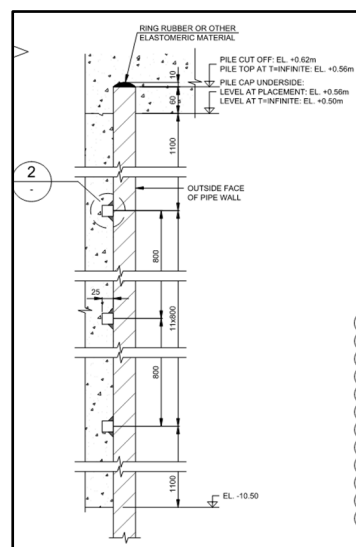


Figura 2. Esquema de anillos de cortante.

4 Trabajos previos

Los trabajos previos necesarios para diseñar una cimentación con pilotes hincados son los siguientes:

4.1 Campaña geotécnica

En el caso del proyecto de Pattullo existía una campaña previa geotécnica (fase de oferta), la cual se complementó con una campaña adicional realizada en fase de proyecto en la que se realizaron sondeos, CPT (Cone Penetration Test), CPT sísmicos y presiómetros.

4.2 Pilote de prueba

Con objeto de comprobar las condiciones de hincado se realizó también un pilote de prueba cuyos principales objetivos fueron:

- Confirmar la posibilidad de hincar un pilote de 2000 mm de diámetro y 25 mm de espesor, (mínima camisa estructural posible) con unos martillos Diesel APE D-180-42 y D220-42.
- Evaluar la capacidad última del pilote de prueba, para poder confirmar las hipótesis

asumidas en el cálculo de los pilotes y poder de este modo ser empleadas en el cálculo del resto de pilotes de la obra.

- Evaluar la distribución de los parámetros geotécnicos de los distintos tipos de terreno y confirmar las resistencias de cálculo consideradas.
- Reducir los coeficientes de seguridad empleados en las resistencia geotécnica a compresión de forma que se pudiera usar un coeficiente de 0.7 (tracción) y 0.55 (compresión) tal y como permite la normativa canadiense “BC supplement to CAN/CSA-S6”.
- Calibrar la resistencia de los pilotes utilizando la herramienta de PDA y CAPWAP análisis.
 - Evaluar la capacidad del martillo IHC S-800 durante la re-hinca del pilote.

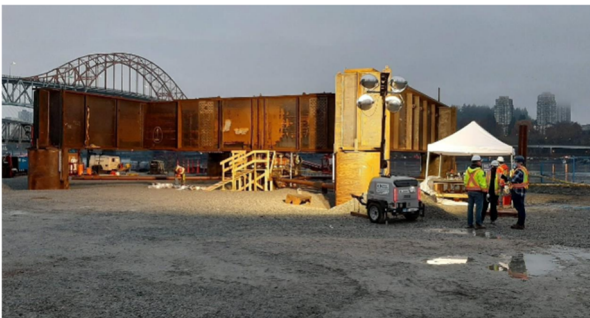


Figura 3. Esquema de pilote de prueba en el centro con los cuatro pilotes de reacción.

El pilote de prueba se diseñó para una capacidad última de 50 MN. Los gatos y los pilotes de reacción se dimensionaron para llegar al 120% de la carga de diseño (60 MN).

Como estructura de reacción, fue necesario realizar cuatro pilotes de 2000 mm de diámetro y 25 mm de espesor de camisa.

Para la interpretación del pilote de prueba se dispusieron medidas de instrumentación en el pilote que consistieron en :

- Galgas de deformación de cuerda vibrante
- Dos varillas de referencia para medir deformaciones (Telltale rods)



Figura 4. Galgas de deformación.



Figura 5. Varillas de referencia (Telltale rods) con su protección.

Los martillos usados para el pilote de prueba fueron D180-42 Diesel, Martillo D220-42 Diesel y Martillo S-800 Hidráulico (empleado para la rehinca del pilote).



Figura 6. Rehinca del pilote con el martillo S-800.

La fuerza máxima que finalmente se alcanzó en el pilote de prueba fue de 42.1MN, distribuidas en 20.6 MN de resistencia de fuste y 21.5 MN de resistencia por punta.

El test se paró debido a la incapacidad de seguir introduciendo carga en el pórtico de reacción debido a su poca rigidez, lo que no permitió llegar a la capacidad última del pilote.

Adicionalmente, los ensayos dinámicos realizados en el pilote (PDA y CAPWAP) no consiguieron movilizar toda la resistencia del pilote, llegando a justificar un máximo de 24.7

MN de resistencia por fuste y 9.1 MN por punta (un total de 33.8MN).

Con objeto de conocer exactamente el perfil geotécnico en el que se realizó el pilote de prueba, se realizó un sondeo a posteriori cuyos resultados confirmaron que la punta del pilote de prueba alcanzó la areniscas o estrato rocoso. Este hecho explicó la imposibilidad de movilizar con los martillos toda la capacidad del pilote durante la rehinca.

Con todos estos datos, las principales conclusiones del pilote de prueba fueron:

- Confirmación y en algunos casos leve mejora de las características resistentes de los diferentes estratos.
- Bajada de los coeficientes de seguridad de la normativa pudiéndose aplicar un coeficiente de reducción de la resistencia por fuste para pilotes sometidos a compresión a 0.7 (en lugar de 0.55) y un coeficiente de seguridad para la resistencia punta de 0.7 para pilotes con la punta en sustrato rocoso, y 0.55 en caso de la punta localizada en una arena densa (very dense till).
- Se verificó la posibilidad de usar pilotes con camisas de 25 mm de espesor, y su idoneidad para la hinca (espesor mínimo de camisa).
- Se validó el uso de los martillos empleados en el pilote de prueba.

5. Fase de diseño de los pilotes

5.1 Informe geotécnico de interpretación

Una vez completada la fase de estudios previos, se procedió al cálculo de los pilotes, mediante el informe geotécnico de interpretación. En este informe se resumen las características del terreno obteniéndose las curvas de capacidad de los pilotes y su longitud estimada final en base a las cargas proporcionadas por los proyectistas de las estructuras. A continuación, se presenta una tabla resumen con las cargas de diseño últimas

de cada pilote (no hay cargas de tracción en los pilotes).

Tabla 2. Cargas (ELU) estimadas en los pilotes.

	D (m)	Nº Pilotes	Cargas máximas Pilotes (MN)	
			Compresión	Tracción
S1	2.5	27	58.0	24
N1	2.5	15	42.6	13
S2	2.0	6	42.0	25
S3	2.0	8	41.1	23
S4	2.0	3	46.8	-
S5	2.0	4	44.8	-
S6	2.0	5	39.4	-
S7	2.0	3	39.4	-
S8	2.0	3	33.4	-
SA	2.0	4	15.1	-
SR1	2.0	2	30.0	-
SR2	2.0	2	30.4	-
SR3	2.0	1	26.4	-
SR4	2.0	1	26.4	-
SR5	2.0	1	12.7	-
SR6	2.0	1	12.7	-
SRA	2.0	1	12.6	-

5.2 Realización de los estudios de rechazo para todos los pilotes.

El contrato requería la realización de dos ensayos dinámicos por cada encepado, con objeto de demostrar que se había alcanzado la capacidad última del pilote.

Por ello, además del informe de interpretación geotécnica era necesario por contrato presentar un estudio de hinca “Refusal criteria” en el cual se definieran los criterios de hinca de los pilotes. En este informe se incluía la profundidad estimada de hinca (consistente con la longitud mínima requerida según el informe de interpretación), la energía mínima necesaria y el criterio de rechazo (número de golpes por cada 250 mm de penetración del pilote).

Para la realización del estudio de hinca se utilizó el programa GRPWEAP que permite realizar una simulación de la hinca de un pilote modelando el comportamiento del pilote bajo

impacto. Para ello es necesario introducir en el programa la características físicas de los pilotes (material, longitud, diámetro y espesor de la camisa), las propiedades del suelo y las características del equipo de hincia. Con esta información de partida, el programa calculó la energía transferida al pilote y la capacidad del pilote después del hincado, así como las tensiones a las que se ve sometida la camisa en el proceso de hincia. Este análisis permite estimar la capacidad del martillo necesario, la profundidad estimada del pilote y el criterio de rechazo del pilote.

Este informe de rechazo se realizó para todos los pilotes de la obra. A continuación, se presenta un ejemplo de las conclusiones de este análisis.

Pier	Pile Diameter (mm)	Wall Thickness (mm)	Est. Pile Tip Elevation at Effective refusal (25blow/25mm) *	Max. Compr. Stress (MPa)	Required Transf. Energy (kJ)
S1	2500	50/38	-67m to -74.5m	168 to 211	446
N1	2500	52/35	-46 to -55.0m	195 to 211	445

Figura 7. Criterio de rechazo para los pilotes del río pilas N1 y S1.

El Informe de rechazo incluía también un diagrama de flujo en el que se explicaba detalladamente cuáles eran los pasos a seguir para la aprobación de la hincia de un pilote en obra.

6. Fase de construcción e hincia de los pilotes

6.1 Hincia de los pilotes

Una vez alcanzada la profundidad del pilote requerida o el criterio de rechazo del pilote, era necesario certificar que la capacidad del pilote se había alcanzado. Para ello, se realizaban los análisis dinámicos de hincia (PDA) en los pilotes representativos (dos por encepado). Estos dos tests son los que validaban el procedimiento de ejecución.



Figura 8. Foto durante la hincia de los pilotes de la cimentación del pilono S1.

Este ensayo dinámico analiza los registros de onda y aceleración obtenidos durante la hincia y proporciona una estimación inicial de la carga anticipando si se puede confirmar que el pilote ha adquirido la carga requerida por el diseño. El ensayo PDA es un test rápido, que se puede ir haciendo a medida que el pilote se va hincando, con objeto de conocer en tiempo real las resistencias del terreno.

Sin embargo, para la evaluación y aprobación final del pilote representativo, se realizaba un estudio más detallado de la hincia, mediante el análisis pormenorizado de los registros que proporciona el PDA. Este análisis es el denominado CAPWAP. Las principales diferencias con el PDA son las siguientes;

- Es un análisis que requiere un post- proceso utilizando los registros de la onda de tensión y aceleración obtenidos del ensayo PDA para simular el comportamiento del pilote y el suelo en un software avanzado. Este análisis ajusta un modelo de resistencia y rigidez del suelo para igualar las observaciones registradas.
- Proporciona una valor más detallado de la resistencia del suelo a lo largo del pilote, distribución de resistencia por fuste y resistencia en punta, amplitud y tiempo de las ondas en el pilote.
- Permite diferenciar entre las resistencias debidas a la fricción y a la punta del pilote.

Estos ensayos se debían realizar en los pilotes representativos. Una vez validados los

resultados del CAPWAP por el “Enginner of Record” (EoR), se establecen los criterios de rechazo del resto de pilotes del mismo encepado definiendo:

- Criterio de rechazo. Asociado el número de golpes por 250 mm de penetración de hinca.
 - Energía aportada por el martillo durante la hinca.
 - Profundidad de la punta del pilote alcanzada
- Con estos criterios se hincaban el resto de pilotes y se validaban.

6.2 Problemas durante la hinca del pilote

Variabilidad del terreno. En la zona del río, el estrato rocoso estaba ubicado a una profundidad variable, descendiendo en cota hacia el lado sur. La variabilidad del estrato de roca fue mayor de la esperada, llegando a registrar diferencias en cota significativas de la punta de los pilotes en un mismo encepado. A continuación, se muestra un ejemplo de esta variabilidad.

Se puede observar que las mayores diferencias de longitud entre pilotes del mismo encepado se han producido en las pilas en las que la punta del pilote alcanzaba el estrato rocoso variable, existiendo diferencias de longitud de hasta 16 m

En cambio, en los pilotes en los que no se alcanzaba el sustrato rocoso, las diferencias entre pilotes del mismo encepado son menores, aunque se observa una aumento de longitud con respecto a la longitud de diseño.

Tabla 3. Comparativa de longitudes de pilote en encepados (Diseño, máxima y mínima)

PILA	D(m)	Nº Pilotes	L pilote total diseño (m)*	L pilote final real máxima en obra (m)	L pilote final real mínima en obra (m)
S1	2.5	27	77	70	65
N1	2.5	15	61	69	51
S2	2.0	6	93	88	86
S3	2.0	8	100	95	91
S4	2.0	3	101	97	96
S5	2.0	4	103	101	101
S6	2.0	5	104	107	104

S7	2.0	3	106	108	106
S8	2.0	3	106	113	109
SA	2.0	4	105	117	116
SR1	2.0	2	105	108	108
SR2	2.0	2	115	110	110
SR3	2.0	1	114	114	114
SR4	2.0	1	114	117	117
SR5	2.0	1	115	117	117
SR6	2.0	1	114	122	122
SRA	2.0	1	114	123	123

En los pilotes en los que la longitud fue significativamente baja comparada con la obtenida en los cálculos, fue necesario realizar ensayos PDA y CAPWAP adicionales para justificar la capacidad axil de estos pilotes, debiendo movilizar de nuevo los martillos para realizar estas pruebas. Al estar la punta en roca, tal y como sucedió en el pilote de prueba, fue difícil movilizar la resistencia por punta durante la ejecución de los ensayos dinámicos. En estos casos se aseguró que el análisis del CAPWAP alcanzara la capacidad por fuste requerida por el diseño, produciéndose la aprobación del pilote y asumiendo, que tal y como pasó en el pilote de prueba, no era posible movilizar la resistencia por punta.

En el caso de los pilotes del puente principal (N1, S1, S2 y S3) las diferencias de nivel de rechazo supusieron un problema adicional en los pilotes que se quedaron cortos, al tener las camisas espesor variable ya que la zona “gruesa” de la camisa se quedó alta, siendo necesario justificar este hecho con una análisis más detallado.

Además, los elementos de transmisión de los axiles del acero de la camisa al hormigón (anillos de cortante) también fueron afectados, al quedar en la zona de transición (tapón de hormigón) menos elementos con capacidad a fricción de los inicialmente considerados en el cálculo.

7 Conclusiones

Principales conclusiones obtenidas de la realización de los pilotes del puente de Pattullo:

- Es necesario estudiar el terreno detalladamente antes de decidirse por una solución de pilotes hincados de gran diámetro. Si fuera posible, se debería realizar una prueba de hinca previa, antes de realizar el diseño final.

Antes de proceder a la hinca de los pilotes debe hacerse un estudio de hinca detallado con los programas de cálculo existentes en el mercado, analizando los distintos martillos disponibles.

- Es recomendable tener cierta holgura en la capacidad del martillo. La disponibilidad de los martillos de gran capacidad es reducida, por lo que, si esta capacidad es menor de la que finalmente se necesita en obra, se puede producir un retraso como consecuencia de los largos periodos de movilización de los martillos.

- Es recomendable no usar pilotes con espesor de camisa variable, y si se opta por esta opción, asegurar siempre un exceso de camisa más gruesa para manejar posibles desviaciones en obra por las incertidumbres existentes. Se debe tener cierta flexibilidad, y poder cambiar los tramos de camisa que forman los pilotes, una vez hincado el primero, de forma que se pueda adaptar las longitudes a las condiciones reales del terreno. De esta forma se puede asegurar que lo que realmente se ejecuta en obra corresponde con el diseño, evitando por tanto paradas por recálculos.

- En caso de que se use un mecanismo de transmisión de la carga axial en la zona de conexión de la camisa metálica con el hormigón, se deberá asegurar tener un cierto extra de longitud en el último tramo de la camisa con objeto de tener flexibilidad en caso de que los pilotes queden cortos.

- Es necesario acordar el criterio de rechazo del pilote previo a la hinca con el diseñador, y establecer un criterio de aprobación basado en número de golpes, energía del martillo

y profundidad esperada. Una vez acabado el pilote, el diseñador, o la persona responsable de aprobar la hinca del pilote, debe certificar el pilote, para evitar re-movilizaciones del martillo.

Agradecimientos.

Aprovechamos esta apartado para agradecer su colaboración a las siguientes empresas: HATCH, LAP y EXP, como parte del equipo de diseño, a FHECOR como revisor independiente y a nuestro Cliente Transportation Investment Corporation.