

FUNDACIONES SOBRE PILOTES DE GRAN DIÁMETRO

CONEXIÓN VIAL ROSARIO – VICTORIA

Ing. Oscar A. Vardé

Vicepresidente de la Academia Nacional de Ingeniería Argentina
Presidente de Vardé y Asociados S.A.

Resumen

La Conexión Vial Rosario – Victoria es una de las más importantes obras de Ingeniería del Transporte construidas en la República Argentina.

El proyecto, prácticamente concluido en la actualidad, es parte vital de la red caminera proyectada para vincular a los países del Mercosur con Chile en la denominada Ruta Interoceánica.

La zona involucrada del proyecto por su naturaleza compleja ha requerido importantes estudios básicos en las áreas de topografía, hidrología, hidráulica y geotecnia.

En el presente artículo, el autor, quien tuvo a su cargo los temas ligados a la Mecánica de Suelos y el Proyecto de Fundaciones, describe en forma sucinta los aspectos preponderantes desarrollados y las conclusiones obtenidas durante los diseños, la construcción y el comportamiento de 650 pilotes de gran diámetro, de 1,80 y 2,00 m, que se encuentran fundados en arcillas miocénicas existentes por debajo de las arenas Puelchenses en el valle del río Paraná.

El conocimiento logrado en esta obra de las propiedades ingenieriles de las arcillas duras, involucradas por primera vez como material de fundaciones de pilotes de gran diámetro en Argentina, es de suma importancia, no sólo a nivel local, sino internacional, por el aporte que implica a la Ingeniería Geotécnica.

1. Descripción del Proyecto

Las obras fueron contratadas por el Sistema de Concesión por Peaje, con aportes parciales de fondos del Estado Nacional Argentino y de las provincias de Santa Fe y Entre Ríos, con un valor original del orden de los 350 millones de dólares americanos.

El Consorcio Contratista, denominado Puentes del Litoral, fue integrado por las empresas Impregilo-Iglys, Hochtief, Benito Roggio, Sideco-Iecsa y Techint.

Actuaron como firmas subcontratistas las empresas Boskalis – Ballast Nedam, de Holanda, en la construcción de terraplenes, y la empresa Pilotes Trevi, de Argentina/Italia, en la ejecución de los pilotes.

Los sondeos de investigación de Mecánica de Suelos fueron efectuados por la firma Torres y Vercelli, de Argentina, y Pilotes Trevi.

Los ensayos especiales in situ, los ensayos de laboratorio, la coordinación y supervisión de los estudios, la elaboración de los informes técnicos para el diseño de las fundaciones y el seguimiento del comportamiento de las obras fueron llevados a cabo por la firma Vardé y Asociados.

Los proyectistas a cargo del diseño estructural de los puentes fueron: Leonhardt, Andrä und Partner, de Alemania, quienes diseñaron el puente principal y los viaductos de acceso, y la firma Inco Ingegneri Consulenti, de Italia, que diseñó los puentes de la zona de islas.

La obra, que conecta las ciudades de Rosario, en la provincia de Santa Fe, y Victoria, en la provincia de Entre Ríos, cruza el valle de inundación del río Paraná, formado por el cauce principal y una zona de islas con cursos de agua permanentes y transitorios (Figura N° 1).

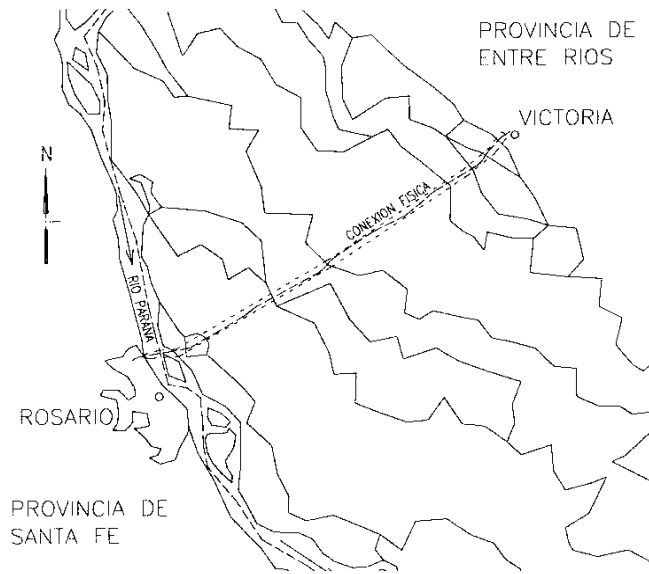


Figura N° 1: Ubicación de la Obra

La longitud total entre ambas cabeceras es del orden de 60 kilómetros. La ubicación de los puentes y viaductos se indica en la

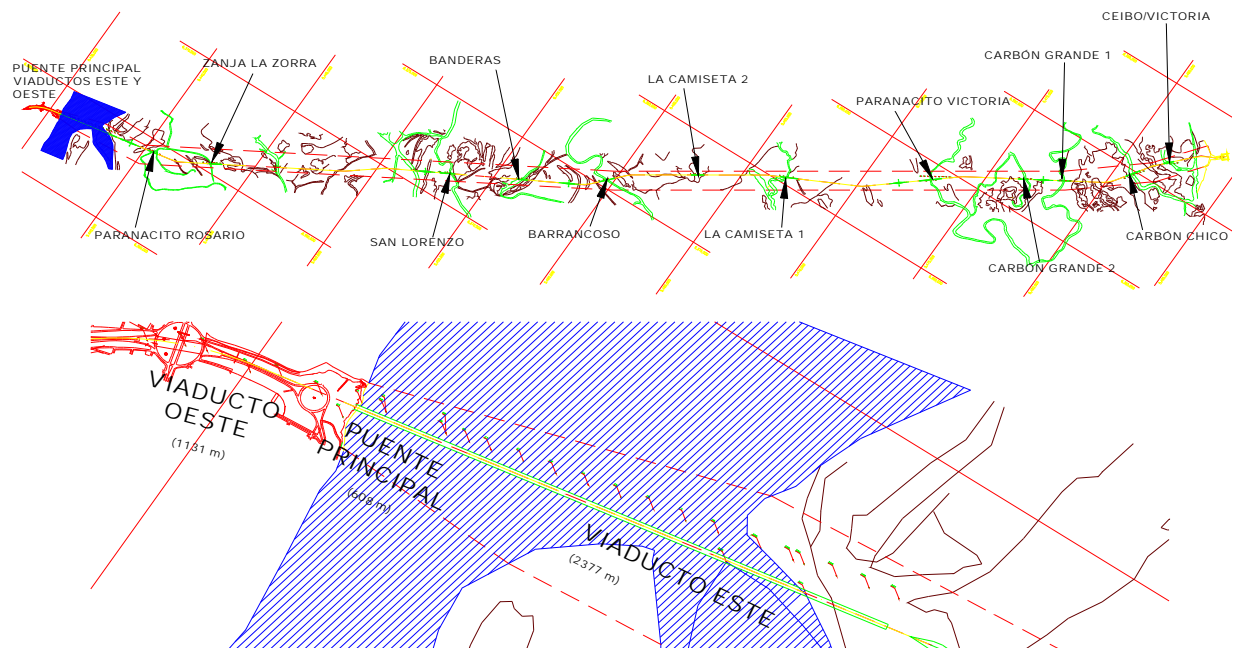


Figura N° 2.

Figura N° 2: Ubicación de Puentes y Viaductos

Sobre la barranca del río Paraná, en su margen derecha, se encuentra el Viaducto Oeste, el cual vincula la Av. de Circunvalación de la ciudad de Rosario con el Puente Principal. El Viaducto Oeste

tiene una longitud de 1.130 m y se encuentra cimentado mediante fundaciones directas que apoyan en los limos toscos cementados de la Formación Pampeana.

El viaducto Este tiene una longitud de 2.400 m (

Figura N° 2).

El puente sobre el río Paraná, de tipo atirantado, tiene un gálibo libre entre pilas principales de 350 m (gálibo de navegación de 300 m) y una altura libre del orden de 50 m sobre la cota +11,00 m I.G.M. por razones de navegación, con una longitud total de 608 metros (590 m entre ejes de pilas de anclaje).

En la Figura N° 3 se muestran la planta y vista del puente sobre el Paraná, con dos pilas principales y dos pilas de anclaje, fundadas sobre pilotes de 2 metros de diámetro que penetran en las arcillas duras a cotas ubicadas por debajo de la cota -50,00 m I.G.M. La pila principal oeste está fundada sobre 26 pilotes.

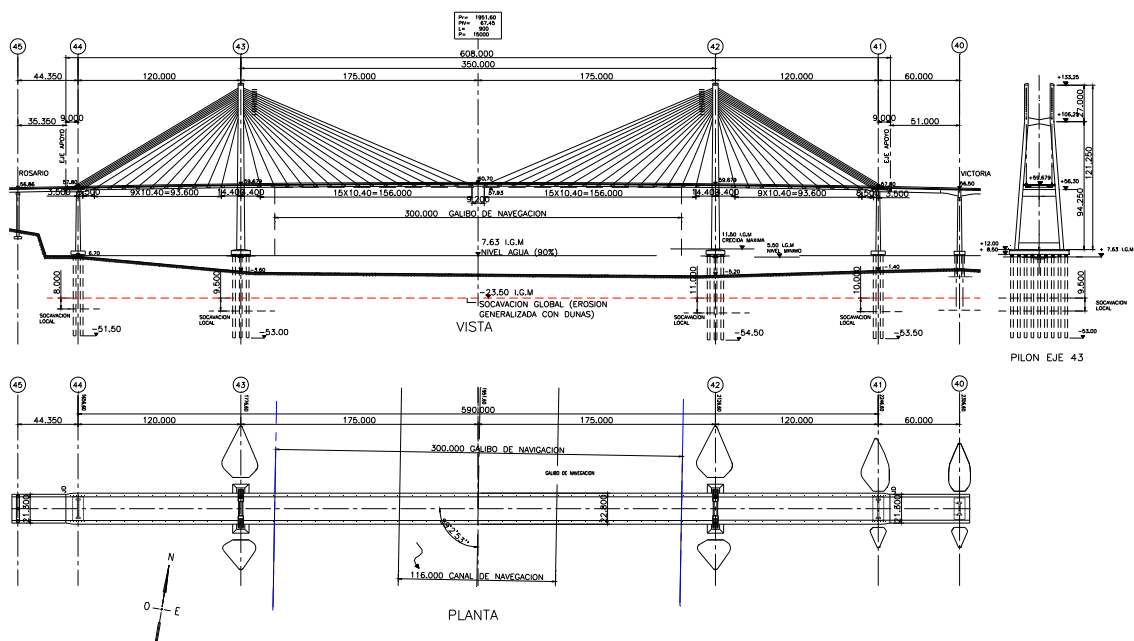


Figura N° 3: Puente Principal

Los puentes en la zona de islas, en un total de 12, suman una longitud de 8.200 metros (Tabla N° 1).

Tabla N° 1: Puentes en Zona de Islas

Puente	Nombre del Puente	Progresiva eje cauce (m)	Longitud del puente (m)	Longitud de transparencia	
				bruta (m)	neta (m)
ZA	Puente Ceibo/Victoria	56.527,40	512,00	503,34	487,34
ZB	Puente Carbón Chico	54.640,15	752,00	743,50	719,50
ZC	Puente Carbón Grande 1	51.294,32	632,00	613,90	593,90
ZD	Puente Carbón Grande 2	49.375,61	512,00	503,34	487,34

Puente	Nombre del Puente	Progresiva eje cauce (m)	Longitud del puente (m)	Longitud de transparencia	
				bruta (m)	neta (m)
ZE	Puente Paranacito Victoria 1	44.926,00	1.112,00	1.101,72	1.065,72
ZG	Puente La Camiseta 1	37.659,84	872,00	863,34	835,34
ZH	Puente La Camiseta 2	33.313,48	632,00	623,34	603,34
ZI	Puente Barrancoso	28.812,30	752,00	743,50	719,50
ZJ	Puente Banderas	24.784,49	512,00	503,34	487,34
ZK	Puente San Lorenzo	21.193,82	752,00	732,02	708,02
ZN	Puente Zanja La Zorra	9.650,15	632,00	623,34	603,34
ZO	Puente Paranacito Rosario	6.537,57	512,00	484,78	468,78
		Total	8.184,00	8.039,46	7.779,46

La longitud hidráulica actual del valle sobre la traza es de 57.292 m. La relación de transparencia del proyecto es del orden del 18,8 % (relación entre la sección libre de escurrimiento y secciones ocupadas por terraplenes y hormigones), lo cual es un rasgo muy significativo por su influencia en los niveles de socavación previstos y su consecuencia sobre el diseño de las fundaciones.

Los terraplenes construidos por refulado con arenas locales tienen un volumen neto de 25 millones de metros cúbicos, a los que deben sumarse los volúmenes de destape del orden de 11 millones de metros cúbicos. Los terraplenes están fundados sobre suelos compresibles de espesores variables entre 5 y 20 metros.

La altura media de estos terraplenes es del orden de 7 a 8 metros, con alturas máximas que superan los 15 metros en correspondencia con los estribos de los puentes.

Los estudios de fundaciones, la previsión de los asentamientos de estas obras fueron de suma importancia, no sólo técnica sino económica.

2. Información Básica

2.1 Aspectos Geotécnicos

La Figura N° 4 incluye el perfil geotécnico simplificado obtenido mediante las investigaciones llevadas a cabo para el Puente Principal y el Viaducto Este que muestran las características del subsuelo.

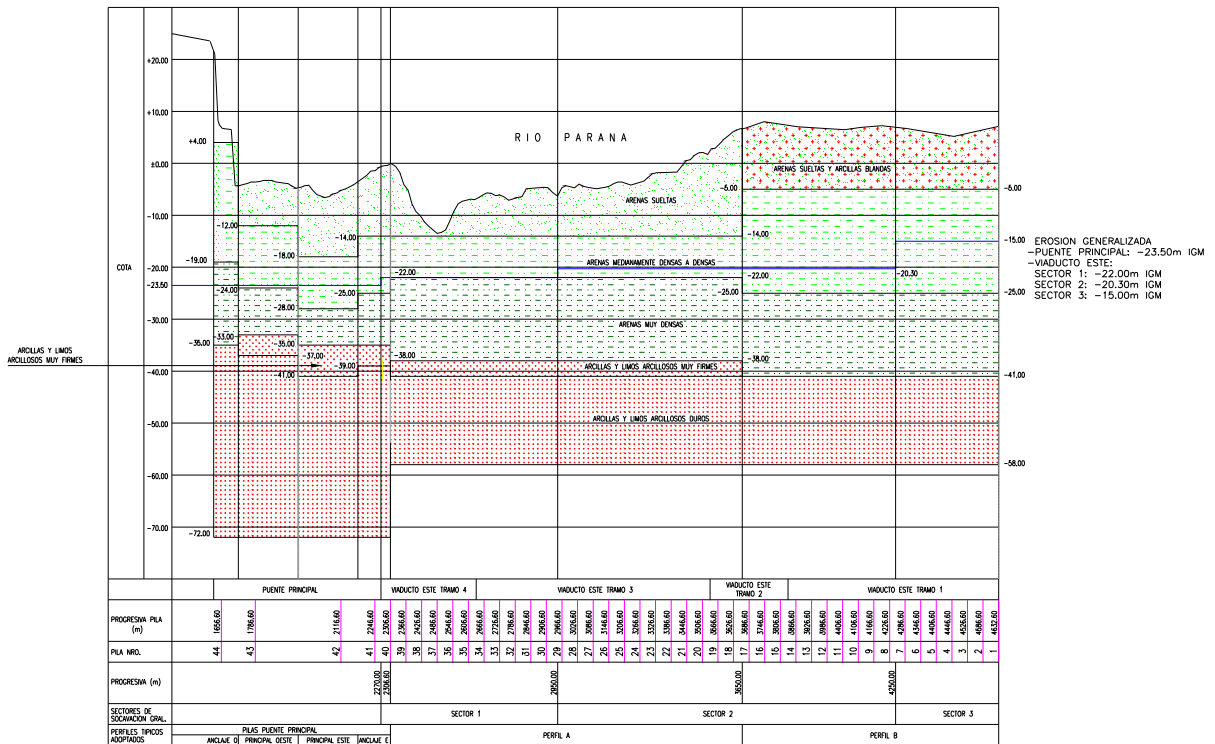


Figura N° 4: Puente Principal y Viaducto Este – Perfil Geotécnico Adoptado

Se puede ver la secuencia estratigráfica típica que comienza con una capa superior de arenas sueltas, apoyadas en arenas medianamente densas a densas.

Por debajo de estos estratos se encuentran las arenas muy densas correspondientes a la Formación Puelchense, con espesores del orden de 15 metros y, finalmente, los estratos de arcillas duras correspondientes a la Formación Paraná (Mioceno), donde necesariamente se fundan los pilotes, debido a los niveles potenciales de socavación definidos como se detalla más adelante.

Como caso típico se incluyen en la Figura N° 5 parte de las fundaciones del puente Ceibo/Victoria, con pilotes de 1,80 m de diámetro, incluyendo también los niveles previstos de socavaciones generalizadas de recurrencias centenaria y milenaria.

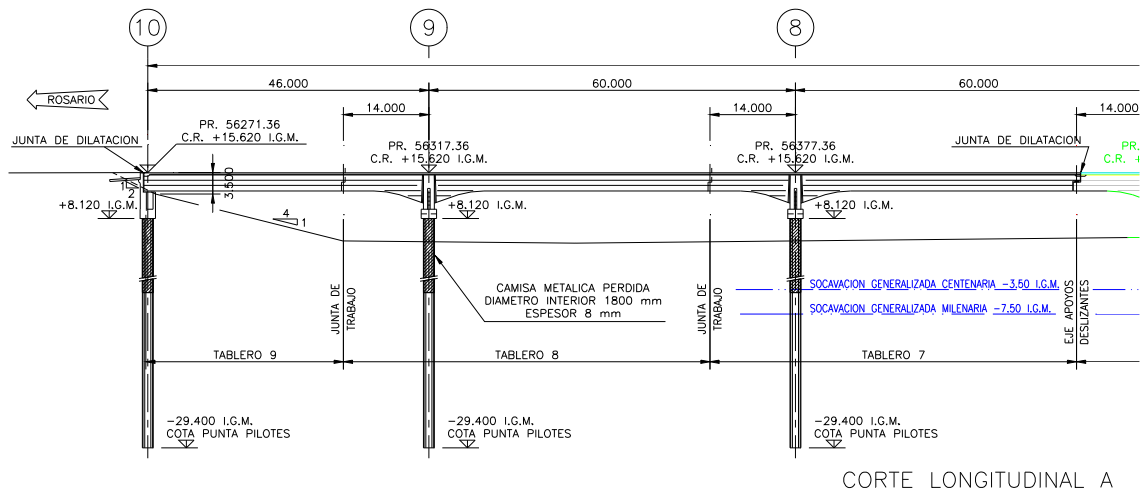


Figura N° 5: Puente Ceibo/Victoria – Detalle

La

Figura N° 6 muestra el perfil simplificado del suelo con una secuencia estratigráfica similar a la detectada en el Puente Principal, aunque con cotas superiores.

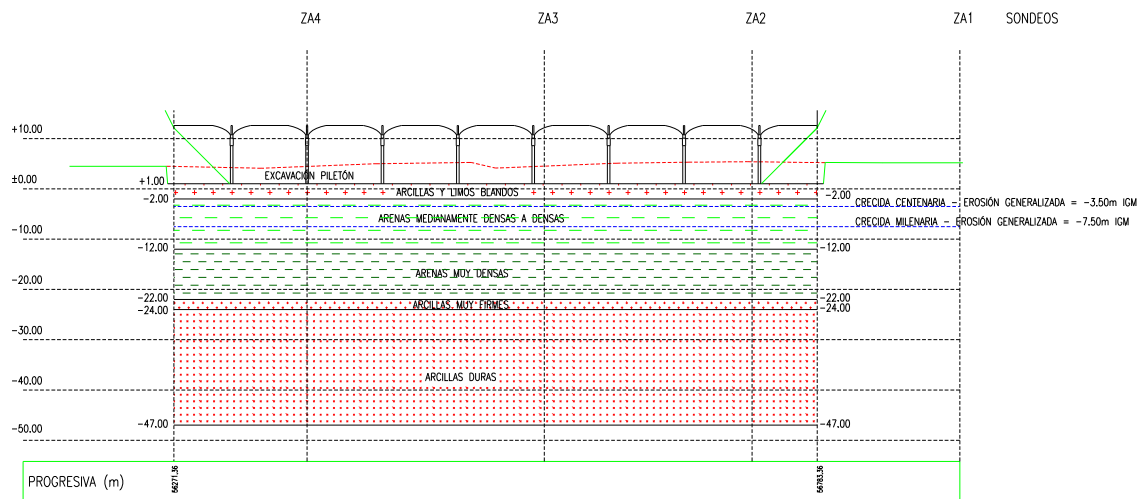


Figura N° 6: Puente Ceibo/Victoria – Perfil Geotécnico Adoptado

2.2 Aspectos Hidrológico-Hidráulicos

En la definición de las condiciones de socavación probables para el diseño de las fundaciones se tuvieron en cuenta las informaciones hidrológicas que definen los caudales de las crecidas del río Paraná con recurrencias de 100, 500 y 1.000 años y los caudales de pico correspondientes en el cauce principal.

a) Caudales de Diseño

- Crecida Centenaria: 60.000 m³/s
- Crecida Milenaria: 75.000 m³/s
- Crecida 500 años: 70.000 m³/s

b) Caudales en el Cauce Principal en pico de crecida

- Crecida Centenaria: 27.600 m³/s
- Crecida Milenaria: 32.500 m³/s
- Crecida 500 años: 31.700 m³/s

Con estos datos, utilizando las determinaciones topo-batimétricas específicamente realizadas para este fin y un modelo matemático desarrollado por el estudio especializado Serman y Asociados, de Argentina, se definieron los niveles de socavación generalizada para crecidas de recurrencias centenaria y milenaria.

A estos niveles se adicionaron, en cada caso, los valores definidos para la erosión localizada que corresponden al efecto puntual que provoca la existencia misma de los pilotes de fundación sobre la corriente incidente.

Estos valores fueron determinados mediante modelos matemáticos y verificados experimentalmente en modelos físicos realizados por I.N.A., Instituto Nacional del Agua, de Argentina.

Finalmente, la socavación localizada varía entre 2,25 veces el diámetro del pilote en los puentes en zona de islas, con pilas fundadas sobre dos pilotes, hasta 5,50 veces el diámetro de los pilotes en las pilas principales del puente sobre el río Paraná.

3. Criterios de Diseño

3.1 Criterios Básicos

Sobre la base de los estudios básicos geotécnicos e hidráulicos y los estados de carga de las estructuras se definieron los siguientes criterios de diseño:

- Uso de pilotes excavados de gran diámetro, 1,80 m y 2,00 m.
- Penetración mínima de 3 diámetros en las arcillas duras
- Embebimiento mínimo de los pilotes en suelos competentes:
 1. Por debajo de socavación centenaria más la socavación localizada: 10 diámetros
 2. Por debajo de socavación milenaria más la socavación localizada: 8 diámetros en puentes en zona de islas, 10 diámetros en el Puente Principal y Viaducto Este.

3.2 Evaluación de la Capacidad de Carga

3.2.1 Capacidad de Carga por Punta

Para el cálculo de la capacidad de carga de punta se utilizaron los resultados obtenidos de ensayos de laboratorio (ensayos de compresión triaxial y de consolidación) sobre muestras obtenidas de los sondeos, con especial evaluación de las determinaciones realizadas sobre muestras "inalteradas"

extraídas con sacamuestras Denison y empleando las fórmulas tradicionales de Brinch Hansen (Tabla Nº 2) y Caquot – Kerisel (

Tabla Nº 3). Se consideran más apropiados los valores obtenidos con la fórmula de Brinch Hansen.

Tabla Nº 2: Fórmula de Brinch Hansen

$$q_u = s_c \cdot d_c (c \cdot N_c + q \cdot N_q)$$

donde:

- q_u : tensión última de punta
- s_c : factor de forma
- d_c : factor de profundidad
- $s_c \cdot d_c = 1,95$ (se adopta este valor como promedio inferior conservativo)
- N_c y N_q : factores de capacidad de carga
- c : cohesión
- q : sobrecarga debido al suelo en el nivel de punta del pilote, se adopta un valor de 20 tn/m²

a) Parámetros No Drenados (cohesión: c_u ; y ángulo de fricción interna: ϕ_u)

c_u (kg/cm ²)	ϕ_u (°)	tg(ϕ_u)	N_q	N_c	q_u (tn/m ²)
1,90	17	0,3057	4,77	12,34	643
2,50	14	0,2493	3,59	10,37	645
1,70	24	0,4452	9,60	19,32	1.015
1,80	23	0,4245	8,66	18,05	971
2,20	16	0,2867	4,34	11,63	668
1,70	23	0,4245	8,66	18,05	936
2,40	15	0,2679	3,94	10,98	667
1,80	19	0,3443	5,80	13,93	715
2,10	16	0,2867	4,34	11,63	645
1,80	21	0,3839	7,07	15,81	831

b) Parámetros Drenados (cohesión: c' ; y ángulo de fricción interna: ϕ')

c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	tg(ϕ')	N_q	N_c	q_u (tn/m ²)
0,25	27	0,5095	13,20	23,94	631
0,40	27	0,5095	13,20	23,94	702
0,20	28	0,5317	14,72	25,80	675
0,30	28	0,5317	14,72	25,80	725
0,25	29	0,5543	16,44	27,86	777
0,30	28	0,5317	14,72	25,80	725
0,30	26	0,4877	11,85	22,25	593
0,35	26	0,4877	11,85	22,25	614
0,20	29	0,5543	16,44	27,86	750
0,25	28	0,5317	14,72	25,80	700

Tabla Nº 3: Fórmula de Caquot - Kerisel

$$q_u = c \cdot N_c + q \cdot N$$

- y $N = s_2 \cdot s'_2$, si $h = 0$
 $N = N'_q$ si $0 < h < h_0$
 $N = N_q$ si $h > h_0$

donde:

- q_u : tensión última de punta
- N_c y N_q , N_q' : factores de capacidad de carga
- h_0 : ficha crítica
- h : penetración en arcillas duras
- $s_2 \cdot s'_2$ y s_5 : coeficientes de cálculo
- c : cohesión
- q : sobrecarga debido al suelo en el nivel de punta del pilote, se adopta un valor de 20 tn/m²

a) Parámetros No Drenados (cohesión: c_u ; y ángulo de fricción interna: ϕ_u)

c_u (kg/cm ²)	ϕ_u (°)	$tg(\phi_u)$	$sen(\phi_u)$	N_q	h_0	$h - h_0$	N_c	$s_2 \cdot s'_2$	s_5	N_q'	q_u (tn/m ²)
1,90	17	0,3057	0,2924	8,5	2,1	3,9	24,5	4,91	2,29	-4,2	636
2,50	14	0,2493	0,2419	5,7	1,6	4,4	19,0	3,66	1,95	-9,9	588
1,70	24	0,4452	0,4067	22,6	4,0	2,0	48,4	10,21	3,41	19,4	1.275
1,80	23	0,4245	0,3907	19,5	3,6	2,4	43,6	9,16	3,21	15,1	1.175
2,20	16	0,2867	0,2756	7,4	1,9	4,1	22,5	4,45	2,17	-6,4	643
1,70	23	0,4245	0,3907	19,5	3,6	2,4	43,6	9,16	3,21	15,1	1.132
2,40	15	0,2679	0,2588	6,5	1,7	4,3	20,6	4,03	2,06	-8,3	625
1,80	19	0,3443	0,3256	11,1	2,5	3,5	29,4	6,02	2,55	1,0	753
2,10	16	0,2867	0,2756	7,4	1,9	4,1	22,5	4,45	2,17	-6,4	621
1,80	21	0,3839	0,3584	14,7	3,0	3,0	35,7	7,40	2,86	7,4	935

b) Parámetros Drenados (cohesión: c' ; y ángulo de fricción interna: ϕ')

c' (kg/cm ²)	ϕ' (°)	$tg(\phi')$	$sen(\phi')$	N_q	h_0	$h - h_0$	N_c	$s_2 \cdot s'_2$	s_5	N_q'	q_u (tn/m ²)
0,25	27	0,5095	0,4540	35,4	5,4	0,6	67,5	14,30	4,12	35,1	877
0,40	27	0,5095	0,4540	35,4	5,4	0,6	67,5	14,30	4,12	35,1	978
0,20	28	0,5317	0,4695	41,3	6,0	0,0	75,9	16,05	4,39	41,3	978
0,30	28	0,5317	0,4695	41,3	6,0	0,0	75,9	16,05	4,39	41,3	1.054
0,25	29	0,5543	0,4848	48,4	6,6	-0,6	85,5	18,06	4,70	48,1	1.177
0,30	28	0,5317	0,4695	41,3	6,0	0,0	75,9	16,05	4,39	41,3	1.054
0,30	26	0,4877	0,4384	30,4	4,9	1,1	60,2	12,76	3,86	29,4	788
0,35	26	0,4877	0,4384	30,4	4,9	1,1	60,2	12,76	3,86	29,4	819
0,20	29	0,5543	0,4848	48,4	6,6	-0,6	85,5	18,06	4,70	48,1	1.134
0,25	28	0,5317	0,4695	41,3	6,0	0,0	75,9	16,05	4,39	41,3	1.016

También se utilizaron como elemento comparativo los resultados de las determinaciones efectuadas con el presiómetro Ménard en 3 sondeos. Los valores de capacidad de carga obtenidos con este método sobre la base de la norma francesa DTU – 13.2 (Tabla N° 4) resultaron sustancialmente mayores que los anteriores, por lo cual no fueron tomados en cuenta como elementos determinantes para el diseño.

Tabla N° 4: Ensayos Presiométricos

$$q_u = K_p \cdot P_l$$

donde:

- q_u : tensión última de punta
- K_p : factor que depende del tipo de pilote y de suelo
- P_l : presión límite, obtenida del ensayo presiométrico

E_m (MPa)	P_1 (MPa)	q_u (tn/m ²)
193	8,6	1.376
92	6,7	1.072
93	6,3	1.008
138	5,1	816
135	7,5	1.200
211	9,7	1.552
203	10,9	1.744
173	7,7	1.232
208	10,2	1.632
149	9,6	1.536
171	10,9	1.744
464	11,6	1.856
107	9,7	1.552
87	5,1	816
116	6,6	1.056
155	8,3	1.328
85	6,3	1.008

Se adoptó como valor último ponderado, $q_u = 600 \text{ tn/m}^2$.

3.2.2 Capacidad de Carga por Fricción

Como valores últimos de resistencia a fricción se adoptaron, en principio los indicados a continuación:

- arenas medianamente densas a densas: 8 tn/m^2
- arenas muy densas: 15 tn/m^2
- arcillas muy firmes y duras: 15 tn/m^2

En los pilotes correspondientes a los estribos se evaluó el efecto de la fricción negativa.

3.2.3 Coeficientes de Reacción Horizontal

Para la verificación del comportamiento de las fundaciones frente a esfuerzos horizontales se utilizaron los siguientes valores del coeficiente de reacción horizontal (k_h).

a) Arenas

Para todas las arenas se utilizaron valores de k_h linealmente variables con la profundidad.

- Diagrama básico

En primer lugar se define un diagrama denominado "básico" de k_h que varía linealmente en función de la profundidad, adoptando un valor nulo en el nivel adoptado de socavación generalizada.

Los incrementos de k_h por metro de profundidad para las arenas se indican a continuación:

Material	Δk_h (kg/cm ³ /m de profundidad)
Arenas medianamente densas a densas	0,20
Arenas muy densas	0,40

- Diagrama de uso incluyendo la socavación localizada

Se definió, sobre la base del diagrama "básico", adoptando un valor nulo (0 kg/cm^3) al nivel de la erosión localizada y uniendo este punto con el diagrama básico a una profundidad igual a 2,5 diámetros por debajo de dicho nivel, mediante una ley lineal.

b) Arcillas

Para las arcillas se utilizaron valores constantes de k_h :

Material	k_h (kg/cm ³)
Arcillas muy firmes	4
Arcillas duras	5

3.3 Cargas de Trabajo

Con los valores definidos anteriormente y empleando los factores de seguridad usuales se estimaron cargas de trabajo del orden de 1.000 tn para los pilotes solicitados por solicitaciones permanentes y sobrecargas de servicio.

4. Fundaciones sobre Pilotes

4.1 Métodos Constructivos

Los pilotes fueron efectuados desde plataformas flotantes, excavados con el uso de lodos bentoníticos.

Se utilizó un tramo superior de camisa de acero perdida de 8 a 9,5 mm de espesor que penetraba en los suelos de baja consistencia, sellando la perforación, y que alcanzaba unos 6 metros de profundidad por debajo del nivel del lecho.

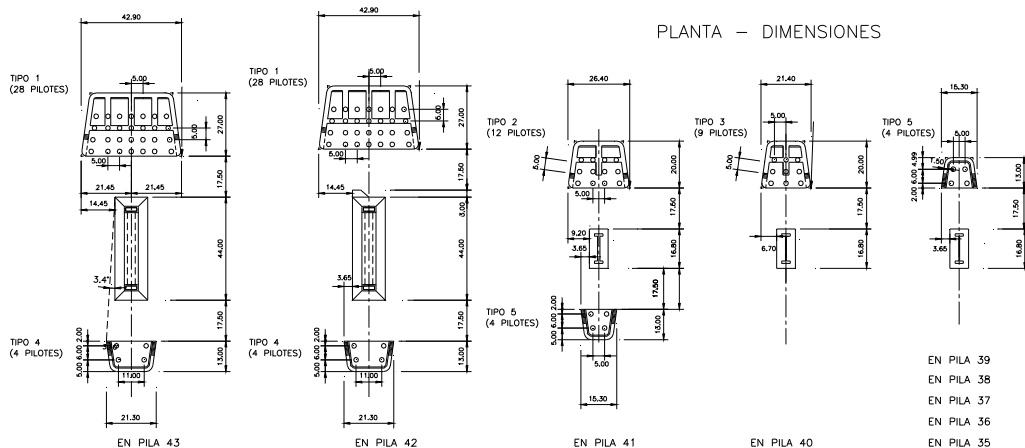
Durante las excavaciones se efectuó un control riguroso de la calidad y estabilidad de los lodos bentoníticos y de las tareas de colocación de armadura y hormigonado bajo agua.

Posteriormente al hormigonado se efectuó un control riguroso de integridad de cada pilote mediante el uso de métodos ultrasónicos, registrando la velocidad de la onda de corte, "cross-hole test", entre 4 a 5 conductos ubicados previamente a lo largo del fuste del pilote.

Este sistema resultó de gran eficiencia para determinar posibles anomalías de los pilotes. En el presente caso, los datos relevados mostraron una excelente calidad del hormigón.

4.2 Sistema de Defensa

El método de defensa contra el choque de embarcaciones en el puente principal está constituido por un sistema de plataformas fundadas sobre pilotes ubicados aguas arriba y abajo de las estructuras del puente (Figura N° 7). Las defensas están fundadas sobre 110 pilotes de 2 metros de diámetro, provistas con camisas de acero estructural para soportar el impacto. Las camisas fueron de 1" de espesor y una longitud promedio del orden de 50 metros, alcanzando la formación de arcillas duras. Su instalación se realizó colocando las mismas en perforaciones de diámetro muy ajustado en el terreno para lograr un buen contacto acero-suelo y garantizando la reacción inmediata horizontal del sistema. Dado el peso total de las camisas, de 60 toneladas, el descenso se efectuaba en tramos sucesivos, soldados entre sí en los tres niveles de unión.



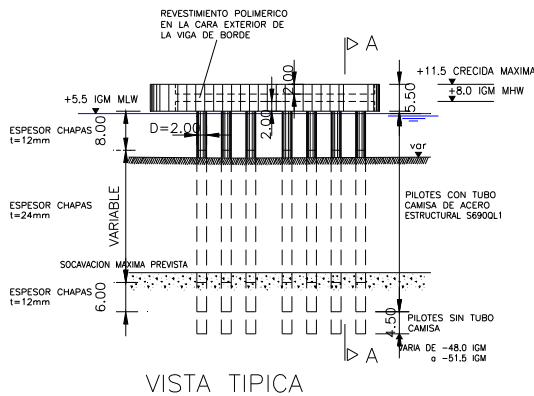


Figura Nº 7: Defensas contra Impacto de Embarcaciones

Las protecciones se previeron hasta una distancia de 655 metros desde el eje del canal de navegación hacia el Este y unos 175 m hacia el Oeste. Hay 9 estructuras de protección localizadas agua arriba y 3 estructuras agua abajo.

Las estructuras de protección son sacrificiales y deben ser reemplazadas después de un impacto más allá de los límites de la elasticidad.

Los sistemas de defensa con pilotes absorben la energía de un impacto por las articulaciones plásticas con desplazamientos de las plataformas que alcanzan varios metros. Por ello, los cabezales de las protecciones se ubican a una distancia libre de 17 metros de las fundaciones del puente.

4.3 Ensayos de Carga

En esta obra se tomó la decisión de realizar los ensayos de carga por medio de un sistema no convencional.

En un ensayo convencional, la carga se aplica en la cabeza del pilote contra un sistema de reacción (Figura Nº 8). El valor medido es el de la carga total, como suma de sus dos componentes, fricción y punta. Este sistema tiene el problema de que, salvo que se disponga de una instrumentación colocada a lo largo del pilote, no se puede conocer la distribución de cargas en función de la profundidad, ni distinguir el valor de la carga de punta.

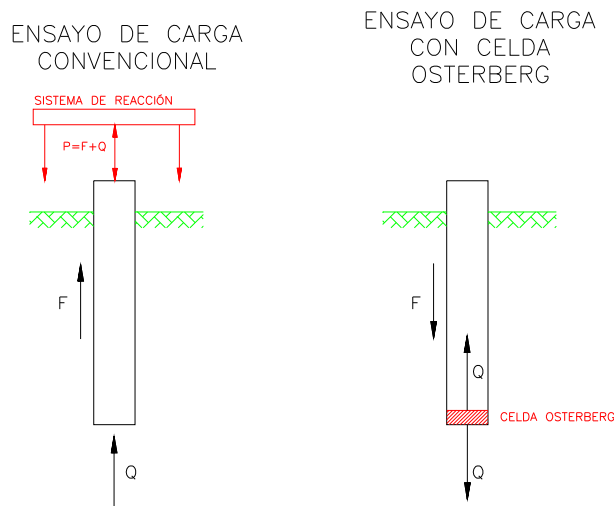


Figura Nº 8: Comparación entre Ensayos de Carga Convencional y con Celda Osterberg

Además, como la carga de fricción en un pilote de la longitud del presente caso es muy importante bajo la carga del ensayo, es prácticamente imposible definir la resistencia de punta.

En el caso particular de esta obra donde existen espesores considerables de suelos susceptibles de ser erosionados por socavación, pero que están actuando durante el ensayo, ese factor es aún más importante.

Por esta circunstancia, se decidió implementar un método en el cual la carga se aplica por medios hidráulicos en una celda que se coloca en el fondo del pilote ligada a la armadura (Figura N° 9).

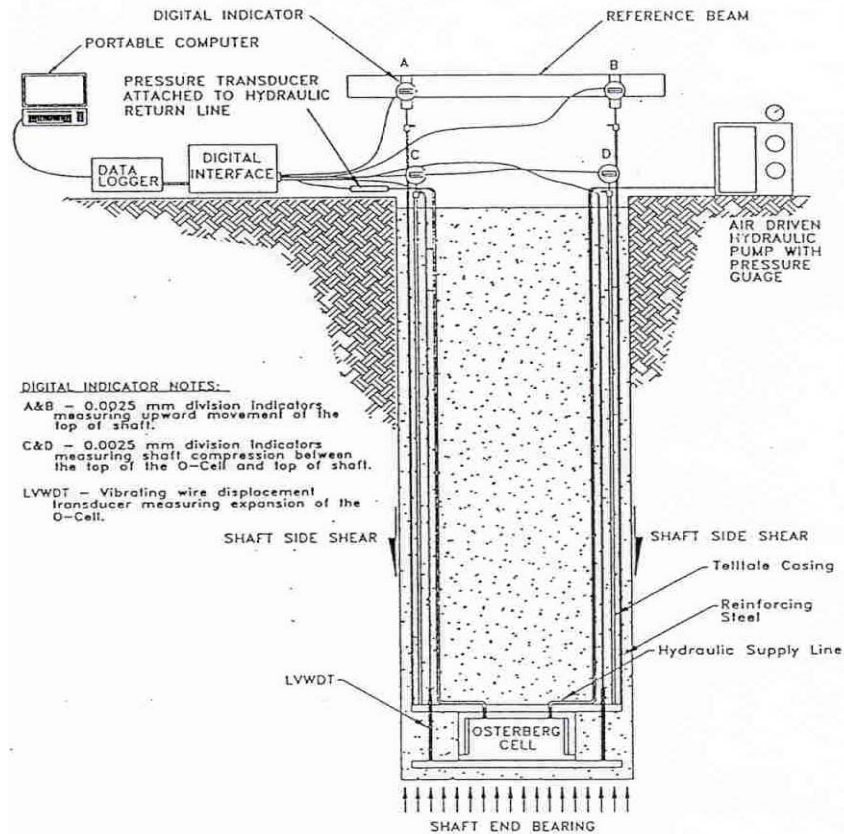


Figura N° 9: Instrumentación Típica en Ensayo con Celda Osterberg

La celda, denominada Osterberg, el nombre del especialista que la diseñó, se expande y permite medir la reacción de una carga Q en sentidos vertical superior e inferior.

De ese modo, se puede separar totalmente la fricción de la punta, permitiendo definir los niveles de carga que conducen a agotar primero a alguna de las dos componentes.

En este método es necesario, para conocer la carga total, realizar una integración respecto a la distribución de la carga, por lo cual es recomendable instrumentar el pilote a lo largo del fuste.

Se efectuaron 3 ensayos de carga: sobre un pilote del puente Ceibo/Victoria (ZA 9.1), un pilote del puente Carbón Chico (ZB 12.1) y un pilote del Viaducto Este (E 8.2). En el pilote ZA 9.1 no se alcanzó la rotura porque se produjo una pérdida hidráulica en el circuito.

La Figura N° 10 muestra una sección esquemática del ensayo del pilote E 8.2, donde se puede ver la ubicación de la celda y los niveles instrumentados con captadores del tipo cuerda vibrante, que se llevan hacia la parte superior mediante conducciones. El control y registro de las medidas se efectúa mediante un sistema de adquisición de datos, que permite obtener en tiempo real los valores de presión actuante en cada nivel.

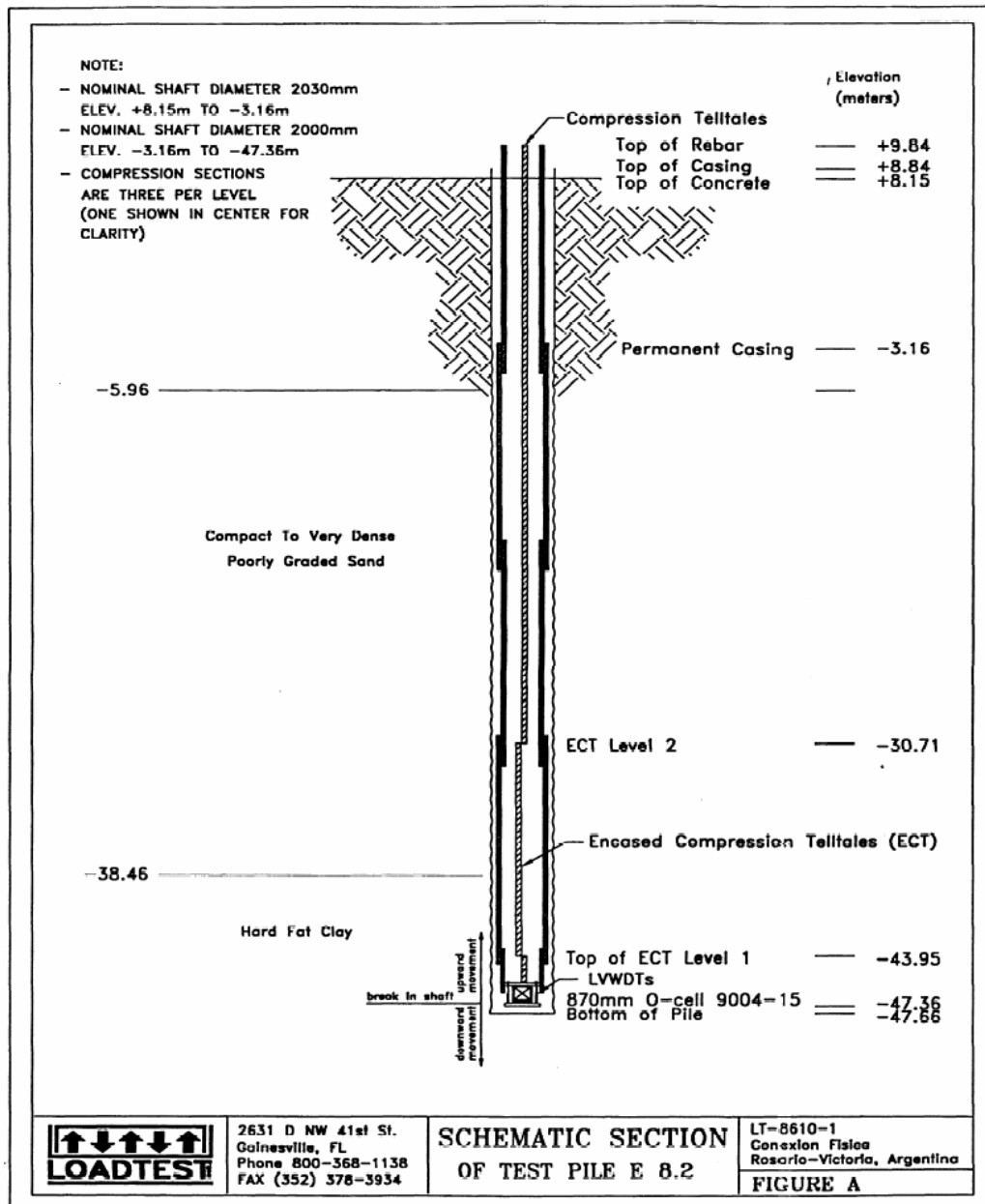


Figura Nº 10: Esquema de Ensayo en Pilote E 8.2

Recordar que la punta del pilote, a cota -47 m I.G.M., se encuentra embebida en las arcillas duras, siguiendo los criterios de diseño.

La Figura Nº 11 incluye las curvas carga-asentamiento para las componentes superior, fricción, e inferior, punta.

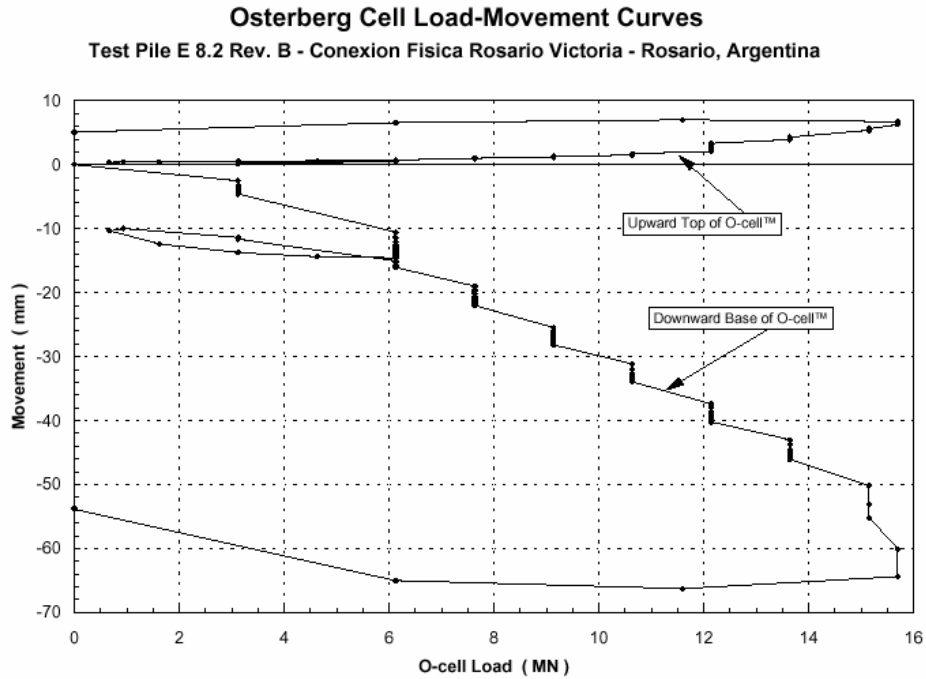


Figura N° 11: Curvas Carga – Asentamiento en sentidos superior e inferior

Como puede apreciarse, la resistencia de punta se agotó para una carga de 1.570 toneladas, mientras que la fricción, para la misma carga, con deformaciones de 6 mm, estaba lejos de llegar a la falla.

En la Figura N° 12 se incluye la distribución de la carga de fricción en profundidad, pudiéndose verificar que las arcillas inferiores absorben gran parte de la carga por fricción.

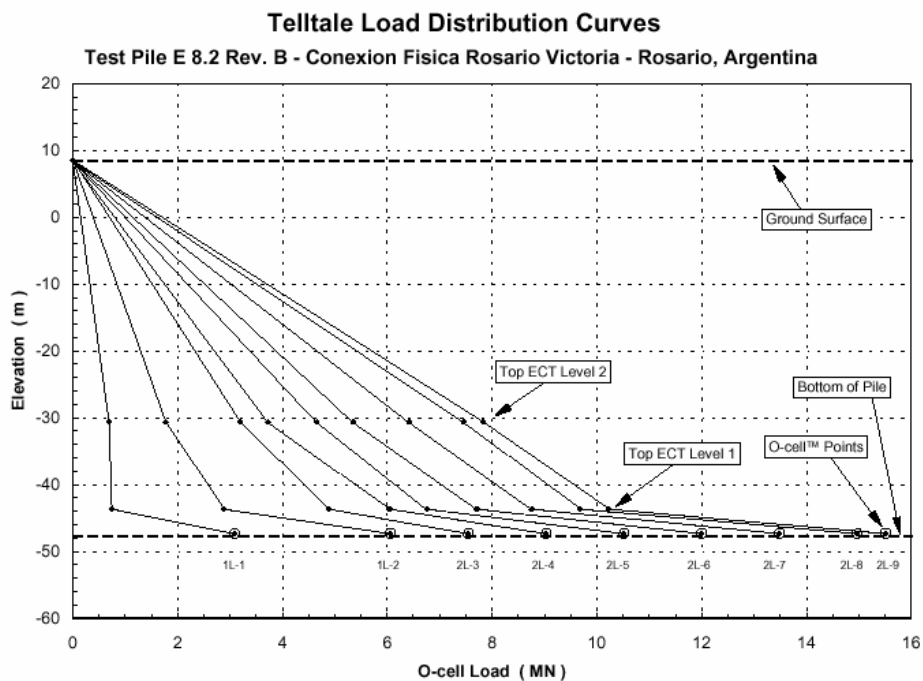


Figura N° 12: Distribución de Esfuerzos de Fricción

La Figura N° 13 contiene un ejemplo del cálculo de la curva integrada de ambas componentes que, como puede verse, suma las cargas de fricción y de punta para una misma deformación.

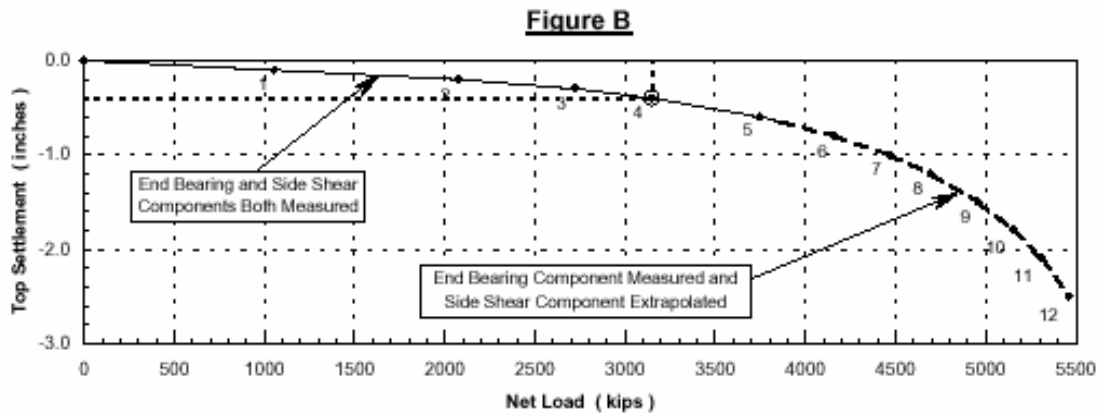
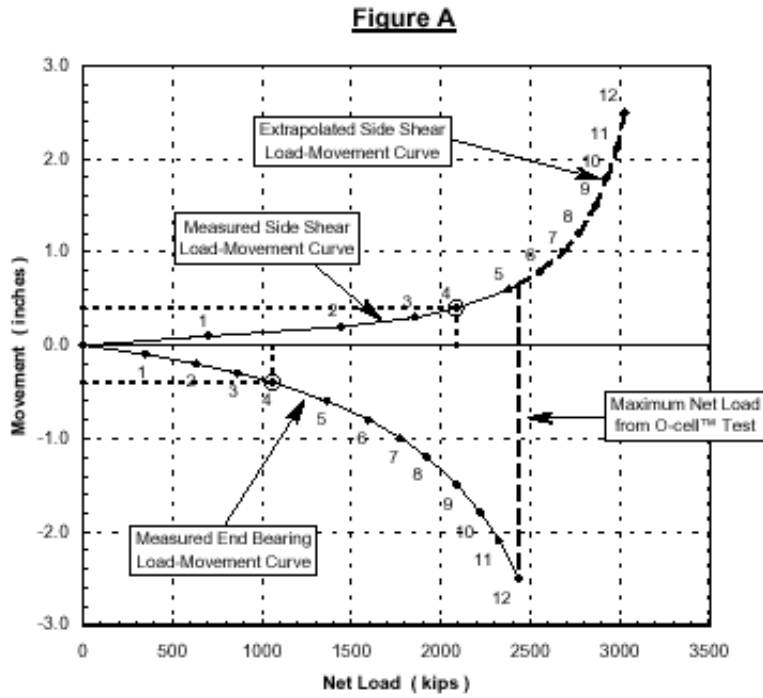


Figura N° 13: Ejemplo de Integración de Cargas de Fricción y Punta

La curva integrada correspondiente al ensayo se muestra en la Figura N° 14, donde se han realizado ajustes para tomar en cuenta la compresión del pilote.

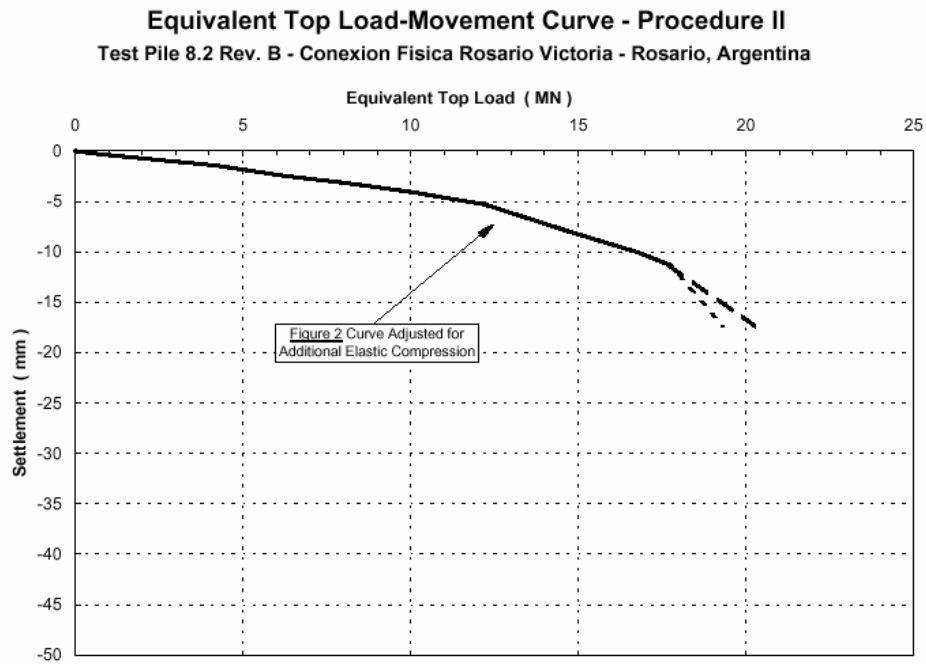


Figura Nº 14: Curva Integrada Equivalente

La carga total alcanzada, del orden de 2000 toneladas, está limitada por el agotamiento de la resistencia de punta, pero lejos de alcanzar la falla en el suelo, con una deformación del orden de los 17 mm, inferior al 1 % del diámetro del pilote. La tensión cercana a la falla de la resistencia de punta resultó del orden de los 50 kg/cm², cercana a los valores previstos.

Como criterio derivado de estos ensayos se decidió tomar como tensión de trabajo de punta de los pilotes el valor de 16 kg/cm², en función de la deformación que está prácticamente en el valor de la carga de preconsolidación de la arcilla.

4.4 Evaluación de las Cargas Admisibles

Con los resultados obtenidos de los análisis precedentes y de los ensayos de carga, se procedió a la evaluación de las cargas admisibles de los pilotes para los diferentes estados de sollicitación.

Como ejemplo, se incluye la verificación efectuada para un pilote de la pila este del puente principal.

a) Datos del Pilote:

- Diámetro: 2 metros
- Área transversal: 3,14 m²
- Perímetro: 6,28 m²/m de longitud
- Cota de Punta: -54,50 m I.G.M.

b) Niveles de Sollicitación

- Estado 1: Peso Propio + Sobrecarga de Servicio
- Estado 2: Peso Propio + Sobrecarga de Servicio + Viento

c) Perfil del Suelo

- Cota de socavación generalizada: -23,50 m I.G.M.
- Socavación Localizada: 11 m
- Cota de socavación total: -34,50 m I.G.M.

d) Cargas admisibles para los Estados 1 y 2

	Cota	Estado 1		Estado 2	
		Tensiones	Cargas	Tensiones	Cargas
	(m I.G.M.)	(tn/m ²)	(tn)	(tn/m ²)	(tn)
Arenas muy densas	-34,50 a -35,00	7,5	23,55	10,0	31,40
Arcillas	-35,00 a -54,50	7,5	918,45	11,25	1.377,68
Fricción			942,00		1.409,08
Punta		160	502,40	240	753,6
Total			1.444,44		2.162,68

Estos valores son superiores a las cargas de trabajo definidas por el cálculo estructural.

5. Conclusiones

- Los estudios realizados para la construcción de las fundaciones de la obra mediante pilotes excavados de gran diámetro han permitido lograr un importante conocimiento de las propiedades de las arcillas duras y de la interacción suelo-pilote.
- Los métodos empleados en los ensayos de carga, instalando celdas hidráulicas en la punta del pilote, han tenido una utilidad relevante en la definición de la carga última de punta y las relaciones tensión – deformación de las arcillas de fundación.
- Las evaluaciones para el dimensionado de los pilotes con el empleo de métodos habituales de la Ingeniería Geotécnica y el uso de criterios aplicados para el tipo de fundación involucrada dieron resultados satisfactorios.