

# Optimización del diseño de pilas de cimentación con pruebas de carga en las rocas sedimentarias de Monterrey Nuevo León

Design optimization of foundation piles with load tests in the sedimentary rocks of Monterrey, Nuevo Leon

Claudia PINEDA<sup>1</sup>, Walter I. PANIAGUA Z<sup>1</sup> y José A SEGOVIA P<sup>1</sup>

1Pilotec S.A. de C.V.

**RESUMEN:** Monterrey Nuevo León es una ciudad en expansión y con la constante construcción de edificios de mediana altura, cuya cimentación en muchos casos se ha resuelto mediante pilas, apoyadas en las lutitas de la región. El cálculo de la capacidad de carga con los criterios tradicionales se fundamenta en los resultados de penetración estándar y con valores de resistencia obtenidos a partir de algunas muestras de laboratorio de especímenes de rocas recuperados en sitio y correlaciones de estudios previos en la zona; la complejidad para realizar los muestreos, la calidad de las muestras obtenidas y en general las condiciones geológicas de la zona, dan lugar a incertidumbres que pueden ser disipadas realizando un ensayo a escala natural, con la ejecución de una prueba de carga se puede llegar a obtener valores que permitan optimizar la geometría de los elementos ensayados, situación que se refleja directamente en un beneficio económico para cada proyecto. En este artículo se presenta la comparativa en el diseño de pilas de cimentación a partir de métodos analíticos y cuatro pruebas de carga, de proyectos desarrollados en Monterrey, Nuevo León.

**ABSTRACT:** Monterrey Nuevo Leon is a city in a continuous growing. Construction of medium height buildings is new tendency, frequently these buildings are founded in the sedimentary shale rocks of the locality. Bearing capacity of the piles are customarily estimates on analytic criteria based on standard penetration tests correlations or in a compressive strength of rock cores. This paper presents the advantages of perform load test to define the design capacity.

## 1 GEOLOGÍA DE MONTERREY NUEVO LEÓN

Monterrey Nuevo León se ubica en el flanco norte de la Sierra Madre Oriental, región que se caracteriza por la presencia predominante de rocas sedimentarias del mesozoico plegadas, que descansan sobre un basamento paleozoico y precámbrico. El rasgo fisiográfico más significativo lo constituye la flexión que sufre a la altura de Monterrey, al norte de esta flexión, los elementos orográficos se vuelven más espaciados y las estructuras geológicas menos estrechas; además el relieve disminuye gradualmente al oriente, hasta constituirse en la Llanura Costera del Golfo.

En general, las crestas más altas de esta sierra están constituidas por calizas de las formaciones conocidas como Cupido y Aurora, que protegen de la erosión, a la formación llamada La Peña, constituida principalmente por lutitas.

El valle de Monterrey es una gran cuenca de rocas sedimentarias cubiertas por depósitos aluviales del cuaternario provenientes de las sierras vecinas. En general, se tiene la siguiente estratigrafía, Fig. 1:

- Limos carbonatados en color café claro amarillento con pocas gravas y boleos cementados.
- Limos carbonatados en color café claro amarillento, semejante al anterior con la excepción

de no contener suelo granular y en ocasiones presenta una plasticidad moderada.

- Conglomerado. Formado por fragmentos redondeados de caliza y lutita en una matriz calcárea y limosa con diferentes grados de cementación. Una característica sobresaliente es su permeabilidad alta debido a la tubificación y a la presencia de lentes de grava y boleos sueltos.

- Gravas y boleos empacados en limo arenoso. Este material se excava fácilmente, pero localmente es inestable, principalmente cuando se encuentra saturado o cuando el contenido de suelo fino disminuye. Otra característica de importancia en esta unidad es su alta permeabilidad.

- Lutitas y calizas de mala a excelente calidad.



Figura 1 Plano geológico de Monterrey

## 2 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS

Debido a la naturaleza de los suelos y rocas de Monterrey, los estudios geotécnicos se realizan con técnicas muy tradicionales de exploración.

Se realizan sondeos con máquinas perforadoras del tipo rotarias; utilizando para el avance de la perforación barrenas helicoidales sólidas y huecas y brocas tricónicas; los muestreos se efectúan en forma alterada mediante un tubo partido siguiendo el método de penetración estándar de acuerdo a la norma establecidas y el muestreo en roca se realiza empleando barriles doble giratorios con brocas de diamante o tungsteno.

La mayor parte del muestreo alterado se recuperaron de manera discrecional, es decir, realizando un muestreo selectivo dependiendo de la naturaleza de los materiales, pero en general se puede considerar que no es un muestreo continuo. En algunos pocos casos y donde la resistencia de los materiales lo permite, se recuperan muestras inalteradas con tubos de pared delgada (tubo Shelby).

En cuanto al muestreo de rocas, la recuperación de núcleos se realiza con barriles doble giratorios, pero al igual que en el muestreo alterado, la obtención de núcleos se efectúa de manera discrecional, es decir no se tiene un perfil continuo de suelos.

En general las muestras obtenidas regularmente presentan recuperaciones regulares y RQD bajos (*Rock Quality Designation*), en especial cuando el muestreo se realiza en las lutitas, por lo tanto las lutitas se clasifican como rocas de mala calidad. Muchas veces se puede atribuir este hecho a una mala práctica en la calidad del muestreo, figura 2.



Figura 2. Núcleos de roca deficientemente recuperados

## 3 CRITERIOS ANALÍTICOS DE CÁLCULO

Criterio analítico 1. Cálculo de la capacidad por fricción en pilas cimentadas en roca, utilizando factores de reducción aplicados a la resistencia a la compresión simple. Con mucho, el método más comúnmente utilizado. Para el cálculo se emplea la ecuación (1):

$$q_{sr} = \alpha q_u \quad (1)$$

donde:  $q_{sr}$  = resistencia unitaria por fricción;  $\alpha$  = factor de reducción (adimensional) y  $q_u$  = resistencia a la compresión simple

En la figura 3 se presenta la curva para obtener el factor de reducción a partir de  $q_u$ .

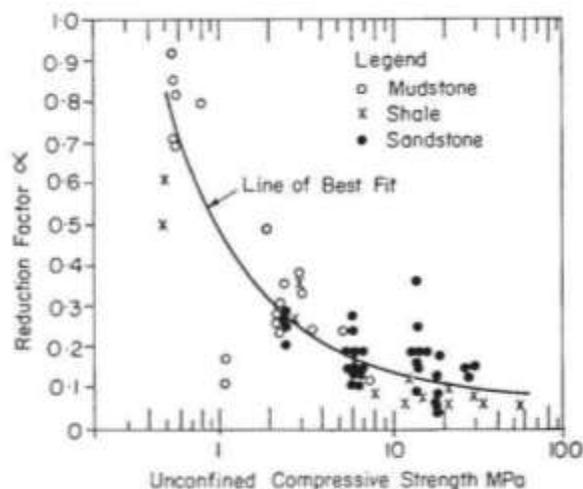


Figura 3 Factor de reducción para resistencia lateral en rocas.

Criterio analítico 2. Cálculo de la capacidad lateral de la pila. Considerando el módulo de elasticidad de la masa de roca. Con este método la resistencia lateral en rocas se define a partir de las características geométricas del elemento así como el material con el que es construido y las características del material donde se aloja el socket, a partir de las ecuaciones (2) y (3), se tiene:

$$Q_{sr} = \pi D_r L_r q_{sr} \quad (2)$$

$$q_{sr} = 0.65 (\alpha_E)(P_a)\left(\frac{q_u}{P_a}\right)^{0.5} < 0.65 (P_a)\left(\frac{f'c}{P_a}\right)^{0.5} \quad (3)$$

donde:  $D_r$  = diámetro de la roca perforada (socket);  $L_r$  = longitud de la roca perforada;  $q_{sr}$  = resistencia unitaria por fricción de la roca;  $q_u$  = resistencia a la compresión simple de núcleos de roca;  $P_a$  = presión atmosférica;  $\alpha_E = E_M/E_i$  = factor de reducción para considerar las juntas en las rocas, donde,  $E_M$  es el módulo de elasticidad de la masa de roca y  $E_i$  es el módulo de elasticidad de la roca intacta y  $f'c$  = resistencia a la compresión del concreto a 28 días.

**Criterio analítico 3. Resistencia por punta para pila desplantada en roca.** Utilizando la resistencia de núcleos de roca y longitud de empotre de la pila en roca (*Socket*). La compresión simple de núcleos de roca, basada en el método desarrollado por la Canadian Geological Society, en 1978.

Su valor es calculado en función de la resistencia al corte de la roca, tomando en cuenta la longitud de pila empotrada en el estrato de roca y las discontinuidades que existen en un mismo estrato de material, con las siguientes expresiones:

$$Q_p = q_u K_{sp} d A_p \quad (4)$$

en la que:

$$d = 1.0 + \frac{0.4 D_b}{B} \leq 3 \quad (5)$$

donde:  $Q_p$  = capacidad de carga ultima en la base (punta);  $q_u$  = resistencia a la compresión no confinada, promedio, de núcleos de roca;  $K_{sp}$  = coeficiente empírico que depende del espaciamiento y abertura de las discontinuidades de la roca;  $d$  = factor de profundidad;  $A_p$  = área de la base de la pila;  $D_b$  = penetración de la pila en la formación de roca; y  $B$  = diámetro de la perforación en el empotramiento

El coeficiente  $K_{sp}$  toma en cuenta el efecto de escala y la respuesta de discontinuidades; su valor se estima con:

$$K_{sp} = \frac{3 + \frac{S_d}{B}}{\frac{10}{3} \sqrt{1 + 300 \frac{t_d}{S_d}}} \quad (6)$$

donde:  $S_d$  = espaciamiento de las discontinuidades;  $t_d$  = apertura de las discontinuidades

**Criterio analítico 4. Resistencia por punta para pila desplantada en roca.** Utilizando el índice de calidad de la roca "RQD", (*SMMS, 2001*). La presión de contacto admisible en rocas sin meteorizar basada en la resistencia inherente de la roca intacta y en la influencia que en ella pudieran tener defectos como juntas, zonas de corte (*Peck, 1982*).

Si la capacidad de carga se revisa con base en el índice de calidad de la roca (*RQD*), se trata de un criterio simplista, pero de uso frecuente para estimaciones preliminares de la presión de contacto admisible en rocas, utilizando el concepto de Índice de Calidad o RQD por sus siglas en inglés (*Rock Quality Designation*).

Por medio de la tabla 1, se determina una presión de contacto admisible tentativa de rocas fisuradas,  $q_a$ , para el RQD obtenido en su muestreo. Los valores de  $q_a$  están establecidos con base en asentamientos permisibles, estos valores se basan en la limitación de asentamiento, por ello, no deberán aumentarse aun si la cimentación está muy bien empotrada en la roca.

Si este valore excede la resistencia a la compresión no confinada de las muestras intactas de roca (como puede ser el caso de algunas lutitas), se recomienda utilizar en el pre diseño el valor de  $q_u = q_a$ .

Tabla 1 Presión de contacto admisible  $q_a$ .

RQD %	$q_a$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_a$ (Mpa)
100	293	29.7
90	196	19.2
75	117	11.5
50	68	6.7
25	29	2.8
0	10	1.0

La capacidad de carga admisible por punta es:

$$Q_a = (q_a * A) / FS \quad (7)$$

donde:  $A$  = área de contacto en la base de la pila;  $FS$  = factor de seguridad.

**Criterio analítico 5. Resistencia por punta para pila desplantada en roca.** Considerando la presión de contacto entre pila y roca (*FHWA, 1988*). Se sugiere el cálculo de la presión que se desarrolla entre el contacto de la pila y el estrato de suelo, sin considerar la longitud del socket, pero sí las características de discontinuidad en la roca; La ecuación empleada es:

$$q_b = K_{sp} q_u \quad (8)$$

$$K_{sp} = \frac{9 + \frac{3C_s}{B_b}}{10 (1 + 300 \frac{\delta}{C_s})^{0.5}} \quad (9)$$

donde:  $q_b$  = presión en la punta;  $K_{sp}$  = coeficiente empírico que depende de la separación de las discontinuidades, incluye un factor de seguridad de 3;  $q_u$  = valor promedio de resistencia a la compresión simple de núcleos de roca;  $C_s$  = espaciamiento de las discontinuidades;  $\delta$  = espesor de discontinuidades;  $B_b$  = diámetro de la base de la pila.

El empotre en la roca puede ser despreciado, ya que se ha comprobado que la capacidad de carga en roca, está directamente ligada a su compresibilidad y no a la fricción que se desarrolla en la longitud de empotre.

Criterio analítico 6. Resistencia por punta para pila desplantada en roca. Basado en la correlación del código Alemán DIN 1054 (Kempfert, 2003). Debido a que el muestreo de rocas es relativamente limitado y que el estudio de la compresión simple en núcleos de roca solo describen la fuerza de la roca intacta y no del macizo rocoso, los autores realizaron pruebas de carga en pilas desplantadas en roca; con los valores obtenidos, se llegó a correlaciones para la resistencia por punta y por fricción de este tipo de elementos, figura 4.

$$q_{s1} = 0.45 \sqrt{q_u} \quad (10)$$

$$q_{b1} = 2.5 q_u \quad (11)$$

donde:  $q_{s1}$  = capacidad de carga por fricción;  $q_{b1}$  = capacidad de carga por punta y  $q_u$  = resistencia a la compresión axial del núcleo de roca

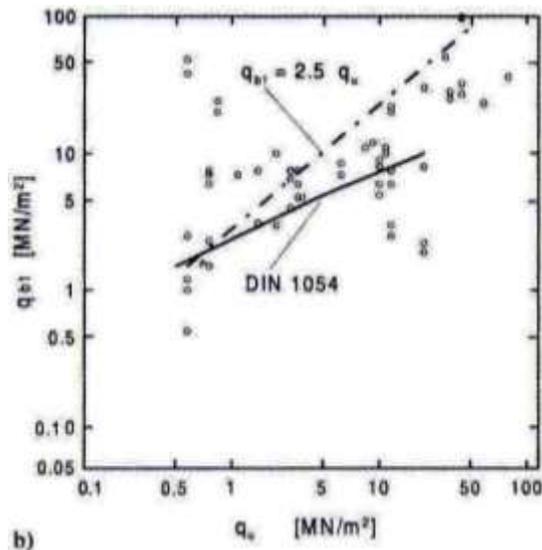
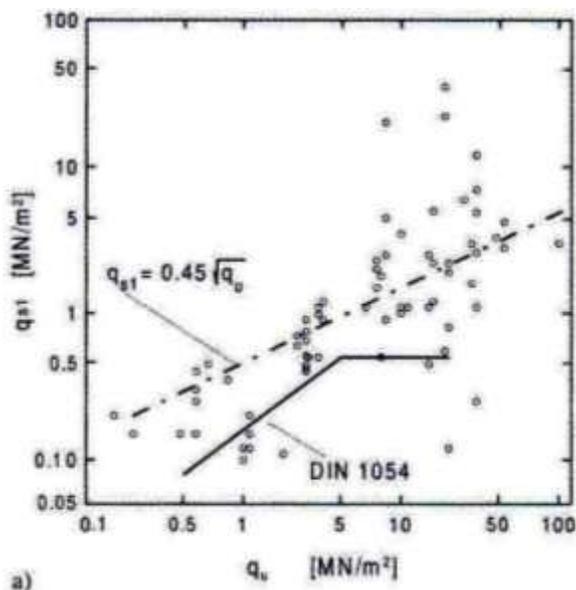


Figura 4. Gráficas para el cálculo de la capacidad de fricción (a) y punta (b) de acuerdo con el código Alemán

La capacidad total de la pila se obtendrá con la suma de los criterios 1 y 2 de adherencia lateral con los criterios 4 a 6 de capacidad de carga por punta.

#### 4 CASO HISTORIA 1

Ubicado en la zona poniente de Monterrey, en el municipio de San Pedro Garza García. Es un conjunto de tres torres de 30 niveles aproximadamente que requiere una excavación de 17.0 m de profundidad para alojar estacionamientos.

El estudio geotécnico se realizó en dos etapas, con sondeos mixtos de penetración estándar y muestreo de roca. En la primera etapa se realizaron cinco sondeo entre 30.0 y 50.0 m de profundidad desde el nivel de la calle. En la segunda etapa tres sondeos de 30.0 m de profundidad pero desde el nivel máximo de excavación de proyecto.

##### 4.1 Estratigrafía del sitio

La estratigrafía del área en estudio está formada en la parte superficial por una capa de relleno.

Bajo esta capa y hasta una profundidad de entre 18.0 y 24.0 m se encuentran una arcilla de color café, en varios tonos, con grumos de carbonato de calcio y gravas de caliza aisladas, con números de golpes de 9 a más 60 golpes, en la prueba de penetración estándar. Subyaciendo a estas arcillas y con un espesor de 12.0 m se detectó la roca lutita de color verdoso, la cual presenta una alta intemperización, con una recuperación del 40 al 100% y un índice de calidad de la roca RDQ del 10 a 67%, así como valores de resistencia ultima a la compresión axial simple 29 a 111 kg/cm<sup>2</sup>. Finalmente y hasta la máxima profundidad explorada se encuentra la roca lutita de color gris oscuro,

presentando valores de recuperación REC del 89 a 100% y un índice de calidad de la roca, RQD de 27 a 67%. El nivel de aguas freáticas se detectó entre 16.0 y 18.0 m de profundidad, figura 5.

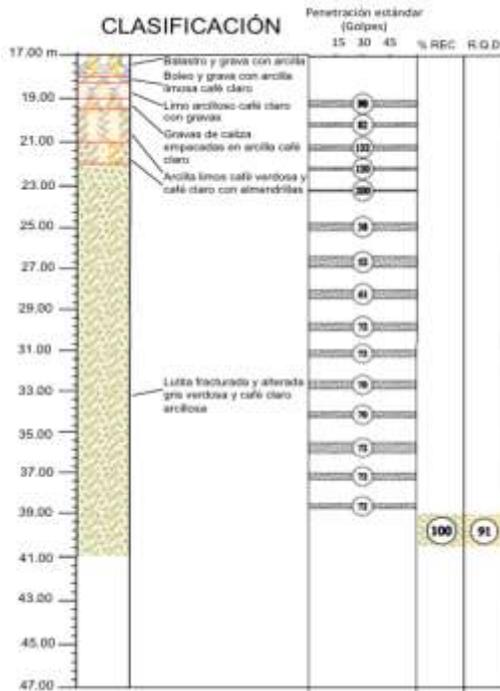


Figura 5. Sondeo del caso historia 1

Las resistencias a la compresión simple determinados de los núcleos recuperados se presenta en la tabla 2. Las profundidades de la tabla 2 son a partir del fondo de excavación 17.0 m de profundidad.

Tabla 2 Resistencias a la compresión simple segundo estudio

Son-deo	Número de mues-tras	Profundidad (m)		$q_u$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$q_u$ pro-medio (kg/cm <sup>2</sup> )
1	19.0	21.0	22.5	70.8	69.5
				124.0	
				56.8	
				47.5	
				67.0	
51.2					
2	18.0	23.0	24.5	61.4	61.4
3	10.0	7.5	9.0	20.5	58.7
	15.0	17.0	18.5	15.8	
	16.0	19.0	20.0	104.0	

#### 4.2 Capacidad de carga primer estudio

El primer estudio determinó las capacidades de carga de la tabla 3 para profundidades entre 24.0 y 28.0 m, no siendo precisos de la manera, o que criterio fue aplicado para determinarlas.

Tabla 3 Capacidades de carga entre 24.0 m y 28.0 m

Diámetro de pila (m)	$q_{adm}$ 1er estudio (t/pila)
	24- 28 (m)
0.6	70.5
0.8	125.5
0.9	155.0
1.0	196.0
1.2	283.0
1.5	441.5
1.6	500.0
1.8	636.0

Otra alternativa era con pilas de entre 33.0 a 39.0 m. de profundidad, medida a partir del nivel del brocal a los sondeos. En la tabla 4 se presentan estas capacidades.

Tabla 4 Capacidades de carga entre 33.0 m y 39.0 m

Diámetro de pila (m)	$q_{adm}$ 1er estudio (t/pila)
	33-39 (m)
0.6	134.0
0.8	238.0
0.9	302.0
1.0	373.0
1.2	537.0
1.5	839.0
1.6	955.0
1.8	1208.5
2.0	1492.0

#### 4.3 Capacidades segundo estudio

Las capacidades de carga determinadas en el segundo estudio se presentan en la Tabla 5. ] Estas capacidades corresponden a pilas de 21.0 m de longitud, desplantas alrededor de los 38.0 m de profundidad, desde el nivel del terreno natural. Estas capacidades fueron calculadas considerando sólo la aportación de la roca lutita.

Tabla 5 Capacidades de carga segundo estudio

Diametro (m)	Q punta (t/pila)		Q fricción (t/pila)	Q total (t/pila)
	0-6 m	6-15 m	15-21 m	
0.6	95	37	55	51
0.8	137	49	73	68
1.0	187	61	92	85
1.2	242	73	110	103
1.5	338	92	137	128

#### 4.4 Prueba de carga

Como se puede observar en las tablas 3, 4 y 5 las capacidades de carga determinadas en los estudios realizados, conducían a un gran número de elementos de cimentación de grandes dimensiones, tanto en diámetro como en profundidad para poder soportar las solicitaciones de las estructuras de 30 niveles de altura, por lo que los propietarios y constructor de la obra aceptaron la sugerencia de realizar una prueba de carga en una pila instrumentada.

Diseño de la prueba: de una revisión exhaustiva de los estudios geotécnicos realizados, se decidió diseñar la prueba de carga con los parámetros presentados en la Tabla 6.

Tabla 6. Parámetros para el diseño de la prueba de carga

Descripción	
Diámetro de la pila	0.8 m
Longitud de la pila de prueba	14.0 m
Longitud de las pilas de reacción	10.0 m
Adherencia concreto – lutita	12.0 t/m <sup>2</sup>
q <sub>u</sub>	75000 t/m <sup>2</sup>

En función de los valores definidos en la tabla 6, se estimó que la capacidad de carga de la pila de prueba debería alcanzar una capacidad a la falla cercana a las 1000 t, por lo que para las pilas de reacción se estimó una capacidad a tensión del orden de las 300 t.

La pila se instrumentó con deformímetros de profundidad (Tell – Tales) a 2.0, 6.0 m, 10.0 m y 13.5 m, medidos a partir del nivel de excavación, además de la instrumentación tradicional que se coloca en la cabeza de la pila, figura 6.



Figura 6. Instrumentación y elementos de carga en la pila de prueba

Los resultados de la prueba de carga se presentan en las figuras 7 y 8. Con los deformímetros de profundidad se midió que el 75% de la carga se disipó entre la cabeza de la pila y los 6.0 m de profundidad. El 25% restante medido entre los 6.0 m y los 14.0 m de profundidad. De acuerdo a las mediciones la punta de la pila nunca registró carga.

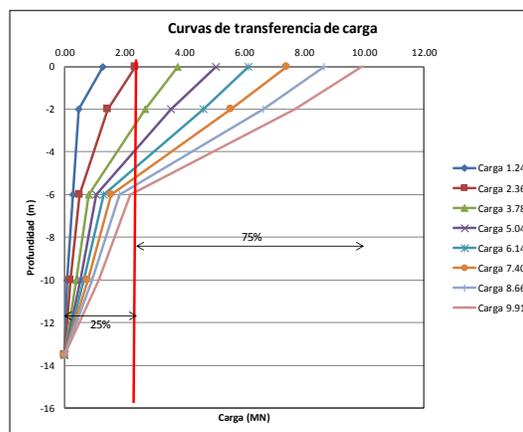


Figura 7. Mediciones de carga con los deformímetros de profundidad

La figura 8 muestra la curva carga - deformación para la pila de prueba, donde se observa que se alcanzó una carga máxima de 1000 t para una deformación de 9 mm. La gráfica de la figura 8 se representó en el eje de las deformaciones para el 10% del diámetro de la pila.

Los resultados de la prueba superaron ampliamente las estimaciones teóricas teniéndose

que suspender la prueba al alcanzar la capacidad del sistema de reacción.

Claramente se puede observar que en la prueba no se alcanzó ninguno de los criterios de falla establecidos para pilas.

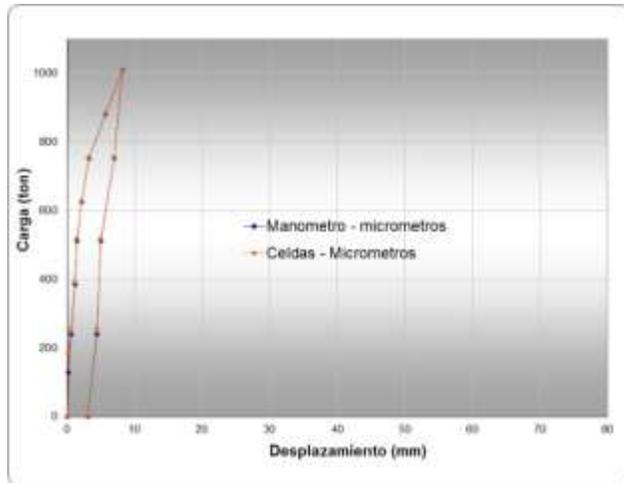


Figura 8. Curva carga - deformación para la prueba de carga

#### 4.5 Comparativa con los criterios del capítulo 3 y los estudios geotécnicos

En función de los parámetros definidos en la tabla 6, se comparó los resultados de la prueba de carga con cada uno de los criterios presentados en el capítulo 3. En general se espera que en la prueba de carga se pueda definir un criterio de falla; sin embargo, en este caso los resultados de la prueba quedaron limitados respecto a la capacidad de falla, por lo que el valor obtenido se tomó como la capacidad admisible de la pila. Por lo que tomando el valor obtenido con cada uno de los criterios y compáralo con la carga máxima alcanzada en la prueba de carga considerando las relaciones correspondientes de diámetros y profundidad, ya que la pila de prueba fue de 0.8 m de diámetro y 14.0 m de longitud efectiva, se obtienen las siguientes relaciones:

Los criterios analíticos 1 y 2 se usaron para calcular la capacidad por fricción lateral de las pilas y del 3 al 6 la capacidad por punta.

Tabla 7. Comparativa de resultados

Aunque el criterio analítico 6 es el que más se acerca con el resultado de la prueba de carga, hay que notar que en el proceso de cálculo de este el 60% de la capacidad la aporta la componente de punta.

#### 4.6 Conclusiones

Los resultados de la prueba de carga demostraron que:

- Es fundamental una correcta interpretación de los resultados de las exploraciones

realizadas; definir adecuadamente las alteraciones naturales y por muestreo.

- Realizar adecuadamente las pruebas de compresión no confinadas.
- Tomar en cuenta que las estimaciones analítica, derivadas de los resultados de los muestreos en roca y de la interpretación adecuada de fracturas y alteraciones en la estimación de la capacidad de carga de pilas coladas *in situ* puede ser grandemente subestimadas.

Las pruebas de carga son la mejor manera para determinar la capacidad de carga en suelos con condiciones difíciles de muestrear.

## 5 CASO HISTORIA 2

Se trata de la ejecución de tres pruebas de carga en una condición geológicamente similar a la presentada en el caso 1, es decir pilas cimentadas en rocas sedimentarias. Figura 9. La diferencia más importante que se tiene es que las pilas probadas eran parte de la cimentación de las estructuras, por lo tanto sólo se pudieron obtener curvas esfuerzo - deformación con medida de la capacidad de las pilas en la cabeza.

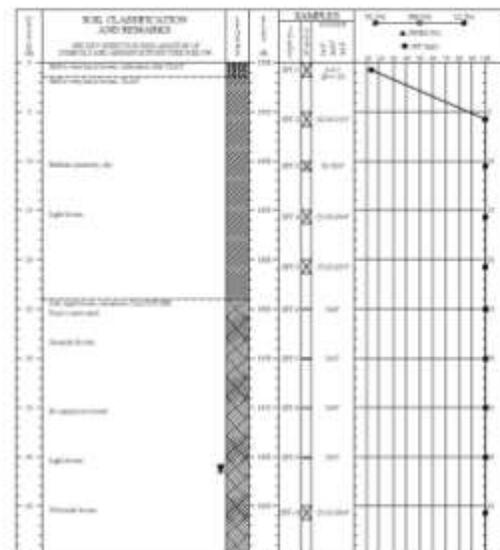


Figura 9 Estratigrafía caso historia 2

### 5.1 Requerimientos de las pruebas

Los requerimientos de diseño solicitaban una penetración de 3.0 m a 5.0 m en las rocas lutitas suaves de la zona; sin embargo, durante la construcción de las pilas esto fue imposible y apenas se logró una pequeña penetración de 50 cm.

Los requerimientos para las pilas se presentan en la tabla 8.

Tabla 8. Características y capacidades de carga requeridas

Pila	Diámetro (m)	Capacidad de carga calculada (t)	Deformación aceptable 10% del diámetro(mm)
1	1.8	826	180
2	1.5	454	150
3	1	272	100

### 5.2 Pruebas de carga

Aún sin haber las pilas penetrado la longitud requerida por los estudios geotécnicos, las capacidades solicitadas fueron alcanzadas a deformaciones mínimas. En la tabla 9 se presentan las capacidades y deformaciones alcanzadas en las pruebas. Las figuras 10 a 12 presentan las curvas esfuerzo deformación obtenidas en cada una de las pruebas.

Tabla 9 Resultados pruebas de carga

Pila	Capacidad aplicada (t)	Deformación aceptable 10% del diámetro(mm)
1	993	13.30
2	545	0.90
3	545	1.20

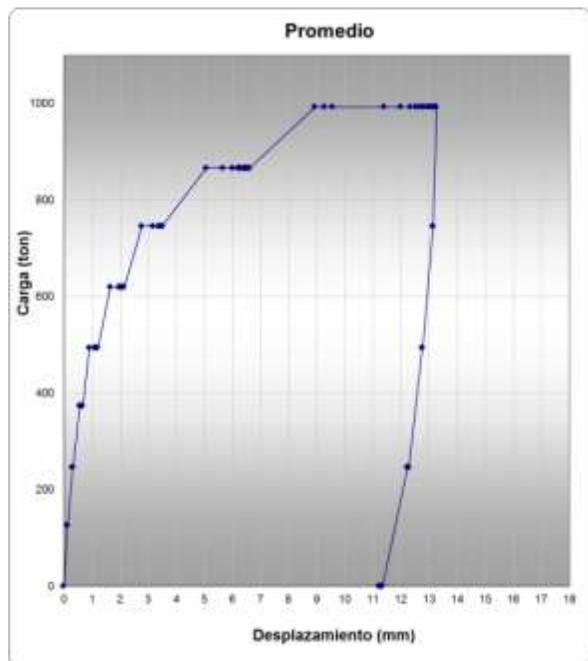


Figura 10 Prueba de carga pila 1

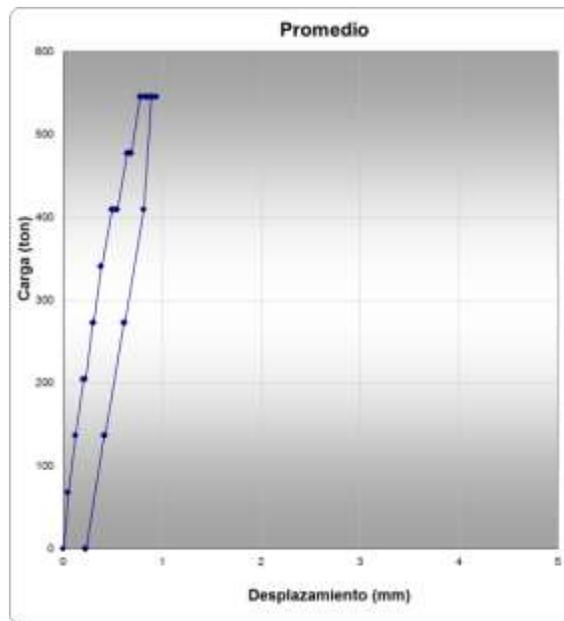


Figura 11 Prueba de carga pila 2

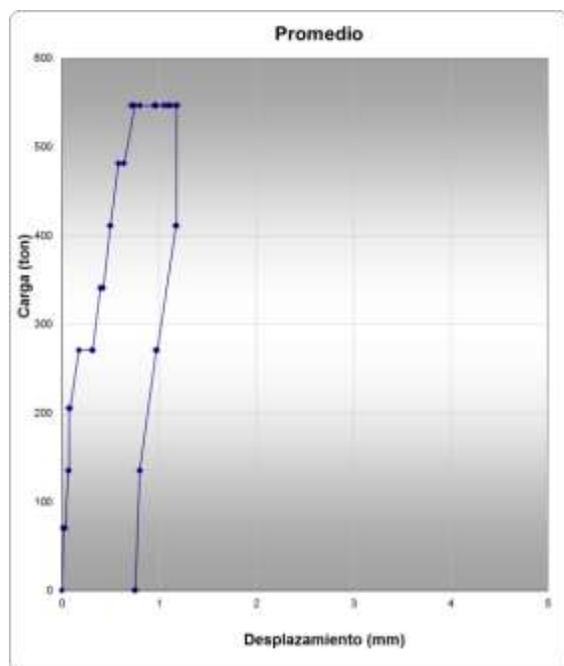


Figura 12 Prueba de carga pila 3

### 5.3 Conclusiones

Los resultados demostraron que la estimación de la capacidad de carga de pilas en rocas sedimentarias a través de criterios analíticos derivados de exploraciones deficientes, o en suelos que resulta casi imposible recuperar muestras inalteradas subestiman las capacidades de carga de las pilas construidas.

A pesar de que las pilas ensayadas no penetraron la longitud solicitada en los estudios geotécnicos, las

pruebas de carga demostraron que las pilas tenían mayor capacidad que la solicitada para las pruebas.

Las deformaciones alcanzadas en las pruebas fueron en todos los casos inferiores al criterio del 10% del diámetro de las pilas para definir una capacidad última.

## 6 BIBLIÓGRAFA Y REFERENCIAS

- Crowther, C. (1988), "Load Testing of Deep Foundations", pp. 52-56.
- DGGT/German Geotechnical Society. (2014), "Recommendations on Piling" pp. 187-188.
- Fleming, K; Weltman, A; Randolph, M; Elson, K. (2009), "Piling Engineering", pp. 300-349.
- Hertlein, B; Davis, A. (2006), "Nondestructive Testing of Deep Foundations", pp. 59-68.
- Manjriker, G. (2006), "The Foundation Engineering Handbook", pp. 217-223
- Pells, P.J.N. (1999) "State of Practice for the Design of Socketed Piles in Rock", 8th Australia New Zealand Conference on Geomechanics, Hobart, p.p 307-327.
- SMMS (2001), "Manual de Cimentaciones Profundas", pp. 159-196, 263-315.
- Smolczyk, U. (2003), "Geotechnical Engineering Handbook Vol III, Elements and Structures", pp. 187-188.