

EFFECTO DE LA INTERACCIÓN SUELO PILOTE (ISP) LINEAL Y NO-LINEAL EN EL MODELO SÍSMICO DE FUNDACIONES DE PUENTES

Juan C. Virella Crespo¹, Daniel Wendichansky²

RESUMEN: El objetivo de este trabajo, es estudiar el efecto de la no-linealidad del suelo de fundación en el desarrollo de las fuerzas y desplazamientos que se producen en las fundaciones de grupos de pilotes, para estructuras de puentes y compararlos con modelos que consideran lineal la interacción suelo-pilote (ISP). Para este trabajo se escogió un puente existente, y se modeló considerando que estaba soportado en cinco perfiles de suelo diferentes, los cuales variaban desde rígidos a blandos. También se incluyó la alternativa de usar grupos de pilotes verticales o grupos de pilotes inclinados. De esta forma, diez fundaciones diferentes fueron diseñadas; cinco para grupos de pilotes verticales y cinco para grupos de pilotes inclinados. Para la metodología que considera interacción suelo-pilote (ISP) lineal, se establecieron basados en consideraciones no-lineales, límites de desplazamientos horizontales y cargas máximas laterales para el pilote, así como para cada una de las fundaciones diseñadas. Estos límites, determinan el máximo desplazamiento o carga lateral en el pilote (o fundación) para la cual las metodologías que consideran ISP lineal, producen desplazamientos horizontales conservadores en el pilote (o fundación). Dichos límites, van a depender entre otros factores, de la rigidez del suelo y de si los pilotes en las fundaciones se encuentran en posición vertical o inclinados. Comparaciones entre las fuerzas desarrolladas en los pilotes que conforman la fundación, para las cargas de diseño, se obtuvieron mediante consideraciones de ISP lineal y no-lineal. Se encontró que siempre que no se excedió el límite de la metodología (LM), los resultados usando ISP lineal fueron conservadores al estimar los desplazamientos y las fuerzas en los pilotes diseñados.

INTRODUCCIÓN

La fundación es el componente más importante de un puente. Una falla en la fundación podría implicar un colapso total del puente, y aunque dicho colapso no ocurra resultaría difícil inspeccionar daños en las fundaciones. De aquí surgen las recomendaciones de códigos de diseño (AASHTO, 1996) para que la fundación sea el elemento estructural más fuerte del puente.

La flexibilidad de la fundación es función de la interacción entre el suelo y la estructura que conforma la misma. Actualmente se utilizan en la práctica y durante la etapa de diseño, modelos lineales de fundaciones para considerar la interacción suelo-estructura. Estos modelos lineales son en algunos casos apropiados, sin embargo en otros casos no representan el verdadero comportamiento.

Las metodologías de diseño que consideran que el suelo se comporta en forma lineal, podrían o no proveer resultados conservadores dependiendo del nivel de desplazamientos estimados en la fundación. Se demostrará en este trabajo, que es posible determinar un límite de desplazamiento horizontal en la fundación de grupo de pilotes, para el cual la metodología que considera interacción suelo-pilote (**ISP**) lineal produce estimados conservadores en las fuerzas y los desplazamientos que se desarrollan en los pilotes. Este límite depende de la rigidez del suelo de fundación y se determina a partir de considerar las propiedades no-lineales del material de cimentación (suelo). Se presentarán además en este trabajo y para diferentes condiciones de suelo, comparaciones entre las fuerzas y desplazamientos que se observan en los pilotes cuando se modelan considerando que el suelo se comporta en forma lineal o no-lineal.

¹ Estudiante Graduado, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, P.R. 00681-9041

² Catedrático Asociado, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico en Mayagüez, P.R. 00681-9041

La selección de los perfiles de suelo utilizados en este estudio, se realizó tomando como base las consideraciones que establece el código AASHTO (1996) para caracterizar el suelo. Además de que se necesitaba un parámetro para poder distinguir los perfiles de suelo escogidos y poder establecer comparaciones basadas en una caracterización que pueda ser común para cualquier diseñador. Las Figuras 3 y 4 presentan los perfiles de suelo considerados en este estudio. Estos perfiles de suelo fueron seleccionados basados en estudios realizados para proyectos de construcción en diversas áreas de Puerto Rico y clasifican como AASHTO tipo II, III y IV.

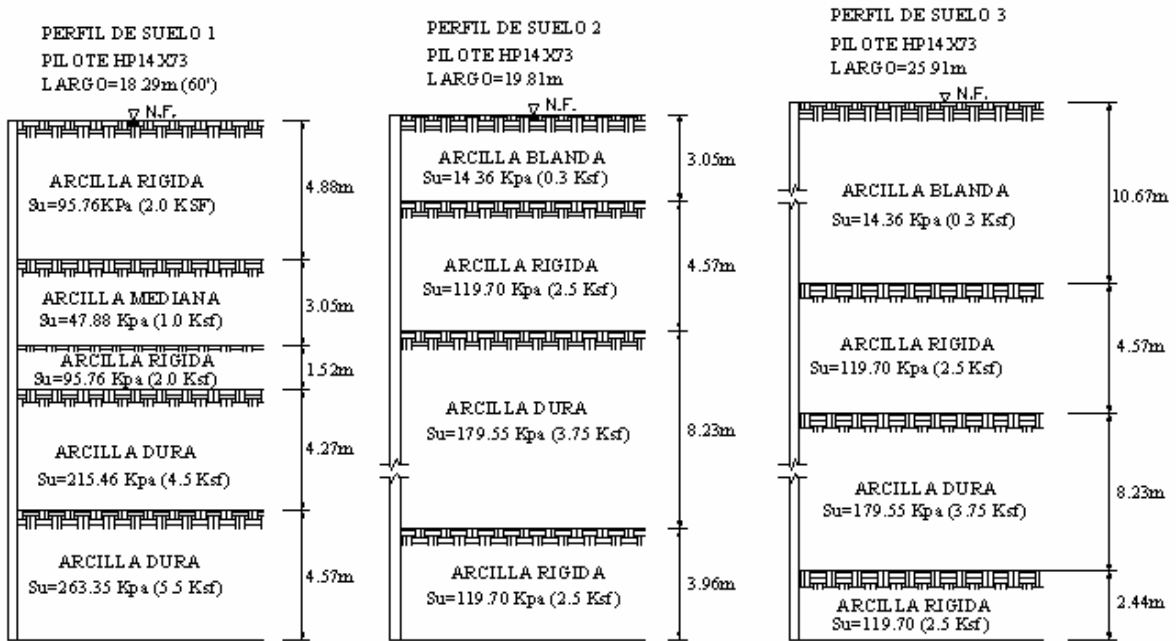


Figura 3: Perfiles de suelo #1, #2 y #3.

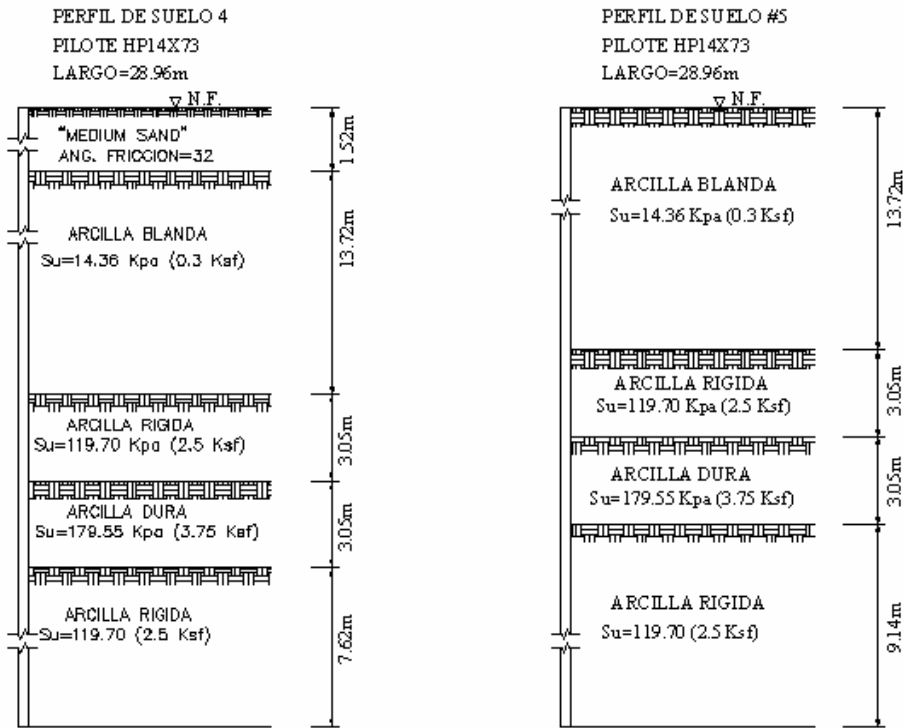


Figura 4: Perfiles de suelo #4, #5.

En ocasiones resultó necesario alterar el espesor de las capas de suelo, de forma que se pudiese trabajar con perfiles de suelo que correspondan a las distintas categorías que se establecen en el código AASHTO (1996). La capacidad de carga última del suelo en compresión (mayor de 445 KN) y tensión (mayor de 148 KN) para una sección HP 14x73 a utilizarse como pilote, se obtuvo para cada uno de los perfiles de suelo considerados. De esta forma, se varió el largo del pilote en los diferentes perfiles de suelo, para mantener esta capacidad última del suelo mencionada.

Tres análisis dinámicos multi-modales del puente considerando soportes fijos, fueron realizados en SAP 2000 a base de espectros de diseño del AASHTO (1996). Estos espectros de diseño se definieron usando un coeficiente de aceleración horizontal del suelo equivalente a 0.20g, así como condiciones de suelo AASHTO tipo II, III y IV; categorías a las que pertenecen los perfiles de suelo utilizados en el estudio.

Para los diferentes niveles de fuerzas obtenidos de los análisis espectrales, se diseñaron las pilastras del puente y se determinaron las fuerzas de diseño para sus respectivas fundaciones. Estas fuerzas de diseño de la fundación se determinaron según las recomendaciones de la división IA del código AASHTO (1996).

Dos alternas de fundaciones de grupos de pilotes para las columnas de las pilastras se diseñaron: una alterna de fundaciones de pilotes verticales y otra alterna de fundaciones que contiene pilotes inclinados (“*batter*”). Las fundaciones diseñadas se presentan en las Figuras 5 y 6. Estas fundaciones fueron diseñadas utilizando un programa de análisis de grupo de pilotes que considera ISP lineal, y los resultados comparados con otro programa que considera ISP no-lineal. Una metodología pseudo-estática, se utilizó para representar las fuerzas sísmicas desarrolladas en la fundación para ambos programas de análisis de grupo de pilotes. El diseño se basó en verificaciones de capacidad de carga del pilote (tensión y compresión), y capacidad estructural de la sección HP 14x73.

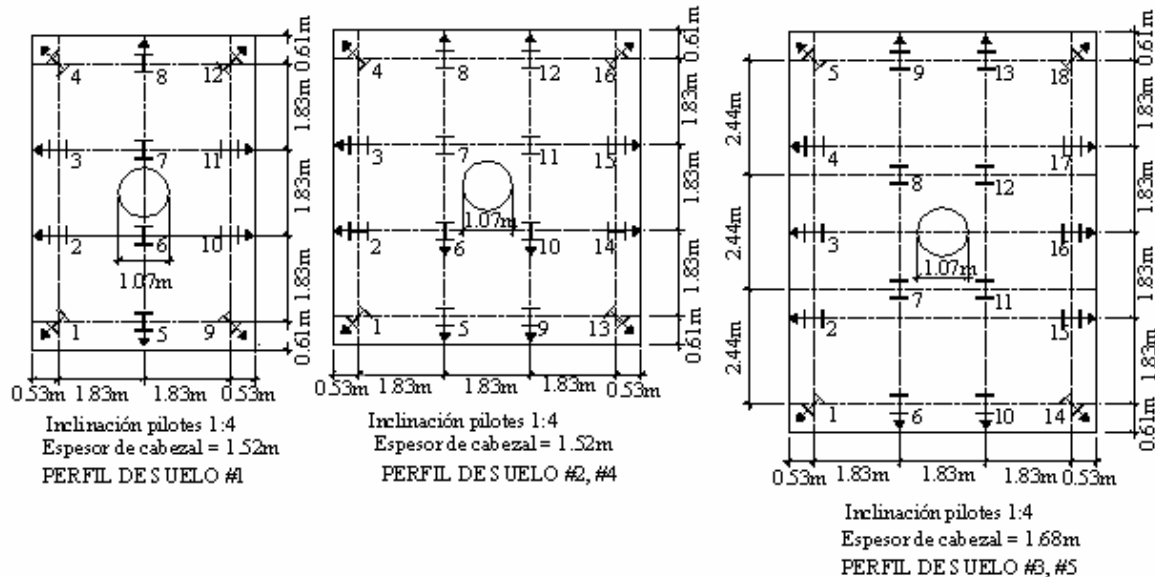


Figura 5: Diseño de fundaciones de pilotes inclinados para diferentes perfiles de suelo.

METODOLOGÍAS QUE CONSIDERAN ISP LINEAL Y NO-LINEAL

La rigidez de la fundación de grupo de pilotes se obtuvo en este estudio a base de dos programas de análisis para grupo de pilotes. El programa PILOTES se utilizó en este estudio para obtener la rigidez de la fundación considerando lineal la interacción entre suelo y pilote, mientras que el programa GROUP 4.0 (1996) se utilizó para obtener la rigidez de la fundación considerando esta interacción no-lineal. Ambos programas desarrollan la rigidez de la fundación de grupo de pilotes, superponiendo la rigidez del pilote individual, tomando en cuenta su posición en el grupo y hacen la suposición de un cabezal (“*pile cap*”) rígido.

El programa PILOTES descrito en Virella (2000) está basado en el programa de análisis de grupos de pilotes desarrollado por Bowles (1974). En el mismo se presume que la parte superior del pilote está conectada a un cabezal (“*pile cap*”), que a su vez se deforma como un cuerpo rígido. El programa PILOTES requiere de obtener previamente la rigidez del pilote individual para poder computar la rigidez del grupo. Componentes traslacionales y rotacionales de la matriz de rigidez, para cada uno de los ejes principales del pilote utilizando ISP lineal, se obtuvieron considerando las recomendaciones descritas a continuación.

La rigidez axial, así como la torsional del pilote se consideró a base de las recomendaciones descritas en Bowles (1996):

$$K_{axial} = \lambda AE / L$$

(1)

donde:

$\lambda = 1.0$ a 1.2 ; si capacidad estática del pilote es mayormente de punta, $\lambda = 2.0$; si capacidad estática del pilote es mayormente por fricción, $A =$ área del pilote, $E =$ módulo de elasticidad del pilote, $L =$ largo del pilote.

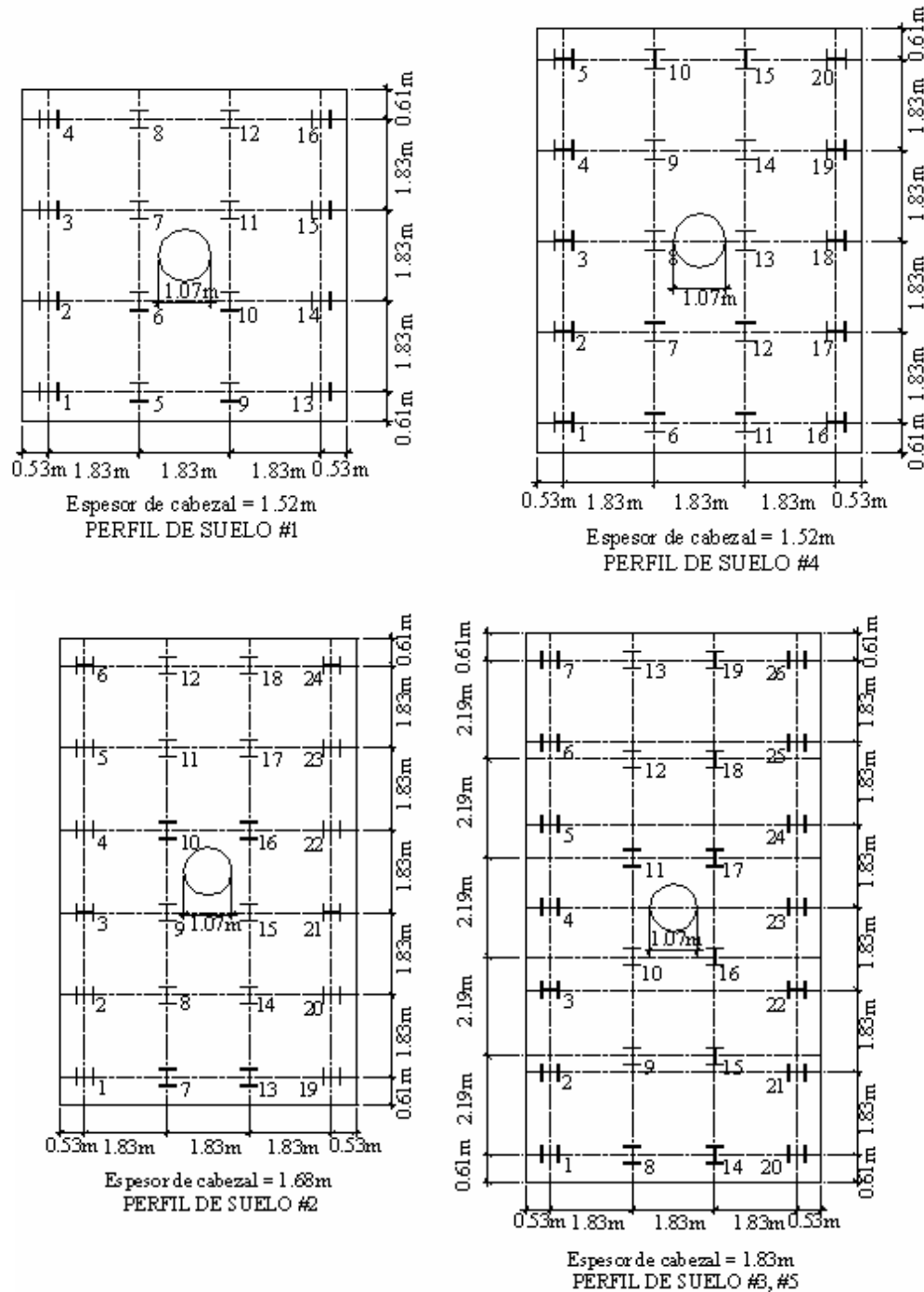


Figura 6: Diseño de fundaciones de pilotes verticales para diferentes perfiles de suelo.

$$K_{tors} = \eta G J / L_p$$

(2)

donde:

K_{tors} = rigidez torsional del pilote, $\eta = 2$ a 4 ; Bowles (1996) recomienda utilizar 2.5 , $G = E / [2(1+\mu)]$; módulo cortante del pilote, $\mu = 0.3$ para acero; $\mu = 0.18$ para concreto, J = constante torsional del pilote, L_p = largo del pilote.

La rigidez traslacional y rotacional del pilote se tomó en cuenta considerando ISP lineal a base de dos metodologías: recomendaciones de Lam *et al.* (1991), y Modelo de Winkler (Boresi *et al.*, 1996). La metodología de Lam *et al.* (1991) se basa en la teoría de viga sobre fundación elástica, y establece la rigidez del pilote como función del módulo del suelo y la rigidez flexional del pilote (EI). De esta forma, en Lam *et al.* (1991) se desarrolló unos gráficos, en los cuales en función del módulo del suelo a una profundidad equivalente a los primeros cinco diámetros del pilote y con la rigidez flexional del pilote (EI), se obtienen la rigidez traslacional, traslacional acoplada y rotacional del pilote en cada una de las direcciones principales. El modelo de Winkler utilizado en este estudio para obtener la rigidez traslacional y rotacional del pilote, se muestra en la Figura 7. En el modelo de Winkler, tal y como se observa de la figura, se colocan una serie de resortes elásticos que representan el suelo a lo largo de una viga que representa el pilote. Este modelo, permite considerar la variación de las distintas capas de suelo en el perfil mediante el uso de resortes con diferentes valores de rigidez.

Para obtener la rigidez traslacional, rotacional y traslacional acoplada del pilote, se aplicó en la cabeza del pilote, una carga lateral o un momento. Este procedimiento es descrito en mayor detalle en Virella (2000). La constante de los resortes se determinó utilizando un módulo del suelo (K_h), que representa la resistencia horizontal del suelo. Las recomendaciones para obtener el módulo del suelo, utilizado para la metodología de Lam *et al.* (1991) y el modelo de Winkler, se discuten a continuación.

Para arcillas se consideró la correlación empírica presentada por Davisson (1970):

$$K_h = 67C_u / D \tag{3}$$

donde:

K_h = módulo del suelo, C_u = cohesión no-drenada del suelo, D = diámetro del pilote.

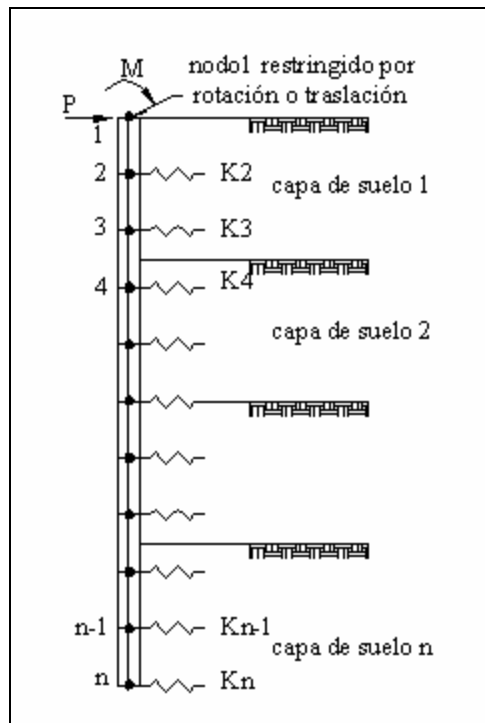


Figura 7: Modelo de Winkler aplicado a un pilote.

En el caso de suelos arenosos, se utilizó las correlaciones de Terzaghi (1955) para arenas de diferente compactación, las cuales son función de la densidad relativa y el ángulo de fricción de la arena. En el caso de las arenas, debido a que estos valores de módulos del suelo presentados sugieren la variación del módulo del suelo con la profundidad, se presumió que la misma varía de forma lineal en la profundidad a todo lo largo del pilote.

Existen diversos aspectos que afectan el módulo del suelo y por tanto la rigidez del pilote individual. Entre ellos se encuentran el efecto de carga repetida, el efecto de consolidación y relajamiento del suelo (“*creep*”), así como el efecto del espaciamiento de los pilotes. El factor de reducción por efecto de espaciamiento de los pilotes fue el único considerado en este estudio. Se ha encontrado en diversas pruebas de carga en grupo de pilotes, que el módulo del suelo es afectado por el espaciado de los pilotes en el grupo, cuando se colocan cerca unos de otros. Los factores que fueron utilizados en este estudio para considerar la reducción del módulo del suelo por el espaciamiento de los pilotes, pueden verse en la publicación de NAVFAC (1986).

El programa GROUP 4.0 (1996), se utilizó en la investigación con el propósito de analizar un grupo de pilotes considerando la interacción suelo-pilote (ISP) de forma no-lineal. Este programa se basa en la aplicación de la respuesta lateral y axial del suelo, para resolver el problema de una viga en fundación elástica considerando la no-linealidad en la interacción suelo-pilote. La respuesta lateral del suelo se obtiene usando curvas de resistencia lateral del suelo a deformación del pilote, conocidas como curvas P-Y. La respuesta axial del suelo se obtiene utilizando curvas de transferencia de carga axial a asentamiento del pilote, conocidas como curvas T-Z. La teoría en el desarrollo de estas curvas y su implementación para obtener la rigidez del pilote se discuten en GROUP 4.0 (1996). Estas curvas se desarrollan utilizando metodologías semi-empíricas sugeridas por diversos investigadores, utilizando pruebas experimentales de carga en el pilote. En este programa se recopilan varias de estas recomendaciones semi-empíricas para resolver por la rigidez del pilote en suelo estratificado. Obteniendo la rigidez del pilote se encuentra la del grupo, presumiendo el cabezal infinitamente rígido, y considerando incluso pilotes inclinados (“*battered*”) en el sistema de fundación. Reese y Wang (GROUP 4.0, 1996) describen las diversas metodologías utilizadas en la implementación del programa, así como la solución del problema de grupo de pilotes utilizando el método de diferencia finita. En esta metodología la no-linealidad se extiende al comportamiento del suelo y no al del pilote que a su vez se considera elástico. Efectos de no-linealidad geométricas, no son considerados en este programa no-lineal. Al igual que para el caso de la metodología lineal, para esta metodología no-lineal, la reducción de la resistencia del pilote individual depende del espaciamiento entre los pilotes.

COMPARACIÓN DE RIGIDEZ TRASLACIONAL DEL GRUPO DE PILOTES

El movimiento generado durante un evento sísmico, produce cargas laterales en el puente que se transmiten al suelo a través de las fundaciones. Estas cargas laterales a ser resistidas por las fundaciones son generalmente de gran magnitud. Es por esto, que es necesario entender como estas cargas son resistidas por el suelo y los pilotes, además de los límites a partir de los cuales las metodologías de diseño lineales comienzan a producir resultados no conservadores. Para poder entender mas adelante el comportamiento de un grupo de pilotes soportado en suelos cuyos perfiles van de rígidos a blandos, se discutirá primeramente el comportamiento del pilote en forma individual y luego el comportamiento del grupo de pilotes.

RIGIDEZ TRASLACIONAL DEL PILOTE INDIVIDUAL

Las Figuras 8 y 9, presentan la rigidez traslacional del pilote individual en la dirección fuerte para el pilote en el perfil de suelo #1 y # 5 respectivamente. En estas figuras, se presenta la rigidez traslacional obtenida mediante el uso de metodologías que consideran ISP lineal y no-lineal. Asumiendo que las curvas obtenidas considerando las propiedades no-lineales del suelo representan con mayor exactitud el verdadero comportamiento del suelo, es entonces posible definir un punto **LM** en las figuras, el cual representa el límite de las metodologías que usan aproximaciones lineales. Este límite se obtuvo basado en dos criterios diferentes, uno de cortante de falla del suelo, y otro de desplazamiento; resultando entonces que el punto **LM** pueda definirse como: 1) Valor del desplazamiento de las metodologías lineales para el cortante último de falla del suelo; 2) Valor del desplazamiento en el cual se intersecan las curvas que consideran ISP lineal e ISP no-lineal. En el primer caso (Figura 8) el punto **LM** se observa como el desplazamiento para las metodologías lineales equivalente al cortante de falla del suelo, mientras que en el segundo caso (Figura 9) este punto **LM** se observa como la intersección de la curva y recta en la figura de Cortante vs. Desplazamiento. Es importante remarcar, que en este estudio no se observó en ningún caso la falla del pilote antes de alcanzarse el punto **LM**.

El límite de las metodologías lineales (**LM**), en relación con la metodología no-lineal que se muestra en las figuras, se resume en la Tabla 1 para las diferentes condiciones de perfil de suelo utilizadas en este estudio. Para los perfiles de suelo #1 y #2, el límite de la metodología se debe al desplazamiento correspondiente, a la carga lateral en el pilote que produce falla en el suelo. De esta forma, el comportamiento del pilote en el perfil de suelo #2 es similar al mostrado en la Figura 8 para el perfil de suelo #1. De la Tabla 1 se observa, que cuando el límite de la metodología queda determinado basado en la falla del suelo, el desplazamiento límite en el pilote aumenta a medida que la rigidez del suelo disminuye. Para el perfil de suelo #1 el desplazamiento límite para ambas metodologías se obtuvo entre 3.08 cm. a 4.85 cm., dependiendo la metodología utilizada (Winkler o Lam *et al.*,

arcilla blanda que contribuyen a flexibilizar el pilote. De la misma forma, se observa en la Tabla 1 que para el perfil de suelo #3 y #5, se obtienen resultados similares de desplazamientos límites aplicables a las metodologías que consideran ISP lineal. Esto demuestra, que pilotes en suelos caracterizados por capas mayores de 9.14 metros de arcilla blanda que se extienden desde la superficie del terreno, se comportan similarmente para efecto de carga lateral.

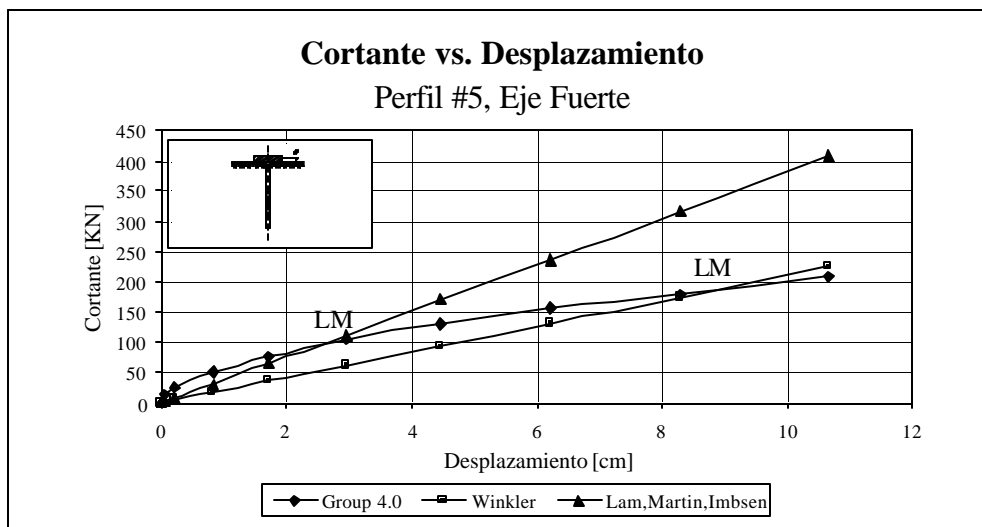


Figura 9: Rigidez del pilote en perfil de suelo #5, considerando ISP lineal y no-lineal.

El límite de las metodologías lineales, desde el punto de vista de cortante máximo se presenta en la Tabla 2 para las metodologías de Winkler y Lam *et al.* (1991). El cortante establecido para el pilote en el perfil de suelo #1 y #2 es debido a la carga lateral que produce falla en el suelo, según obtenida de la metodología no-lineal.

Tabla 2: Límite de cortante del pilote para metodologías que consideran ISP lineal.

Perfil	Clasificación AASHTO	Modelo de Winkler (Davisson 1970, Terzaghi 1955)		Lam et al. (1991)	
		Eje fuerte [kN]	Eje débil [kN]	Eje fuerte [kN]	Eje débil [kN]
1	AASHTO Tipo II	¹ 400	¹ 289	¹ 400	¹ 289
2	AASHTO Tipo II	¹ 289	¹ 200	¹ 289	¹ 200
3	AASHTO Tipo III	187	125	98	102
4	AASHTO Tipo IV	142	98	85	71
5	AASHTO Tipo IV	187	125	98	102

¹ = Desplazamiento de metodología para el cortante último de falla del suelo.

RIGIDEZ TRASLACIONAL DE GRUPO DE PILOTES VERTICALES E INCLINADOS

Para cada una de las fundaciones del puente diseñadas, se determinó la rigidez considerando tanto ISP lineal como ISP no-lineal. El modelo de estas fundaciones contempló conexión fija de la cabeza del pilote con el cabezal ("pile cap"), mientras se despreció la resistencia pasiva del suelo que podría actuar en el cabezal. En la Figura 10 se presenta la rigidez traslacional en la dirección longitudinal, para la fundación que contempla pilotes inclinados ("batter") en el grupo para el perfil de suelo #5. En esta figura, se muestra el punto LM equivalente al límite de la metodología que considera ISP lineal para esta fundación.

En la Tabla 3, se resume para las fundaciones de grupos de pilotes verticales e inclinados diseñadas, el desplazamiento correspondiente al límite de la metodología que considera ISP lineal. Tal y como se observa en la Tabla 3, el desplazamiento límite para las fundaciones de grupo de pilotes verticales, compara con el obtenido para el pilote individual presentado anteriormente en la Tabla 1. En estas fundaciones de grupo de pilotes verticales, se obtiene para los perfiles de suelo #1 y #2, que el límite de desplazamiento queda determinado por falla del suelo, al igual que ocurre en el pilote individual.

En esta Tabla 3, se presenta también el límite de desplazamiento, para las fundaciones diseñadas considerando grupos de pilotes inclinados basado en ISP lineal. Según se desprende de la tabla, el límite de desplazamiento para la metodología que considera ISP lineal para las fundaciones de grupo de pilotes inclinados, es mucho menor al obtenido para las fundaciones de pilotes verticales. Este límite de desplazamientos para las fundaciones de pilotes inclinados, resultó menor para suelos blandos (perfil de suelo #3, #4, #5) que para suelos rígidos (perfil de suelo #1, #2); comportamiento opuesto al observado para fundaciones de pilotes verticales. En el caso de grupo de pilotes inclinados, solamente para el perfil de suelo #1 es que se halla un límite de desplazamiento basado en la falla del suelo.

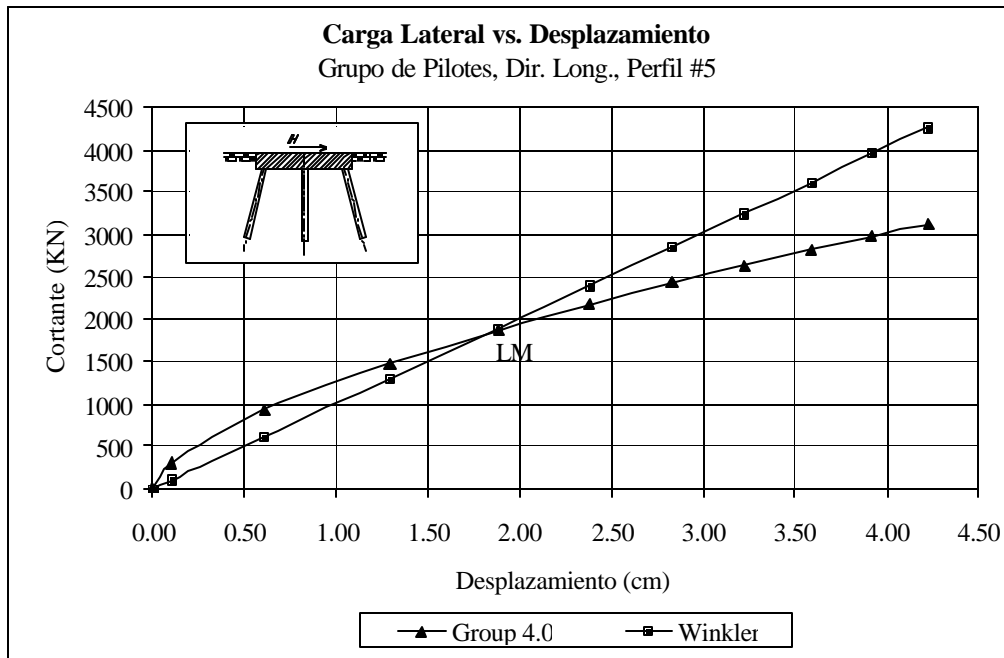


Figura 10: Rigidez de fundación de grupo de pilotes inclinados en perfil de suelo #5, considerando ISP lineal y no-lineal.

Tabla 3: Límite de metodología lineal para fundaciones de grupo de pilotes.

Perfil	Clasificación AASHTO	Modelo de Winkler (Davisson 1970, Terzaghi 1955)			
		Grupo de pilotes verticales		Grupo de pilotes inclinados	
		Dir. Long. [cm]	Dir. Transv. [cm]	Dir. Long. [cm]	Dir. Transv. [cm]
1	AASHTO Tipo II	¹ 4.96	¹ 4.96	¹ 2.79	¹ 3.41
2	AASHTO Tipo II	¹ 7.71	¹ 7.71	3.51	2.84
3	AASHTO Tipo III	8.38	8.38	1.63	0.89
4	AASHTO Tipo IV	3.68	3.68	1.57	1.57
5	AASHTO Tipo IV	8.38	8.38	1.78	1.07

¹ = Desplazamiento de metodología para el cortante último de falla del suelo.

COMPARACIÓN DE COMPORTAMIENTO DE FUNDACIONES CONSIDERANDO GRUPO DE PILOTES VERTICALES E INCLINADOS

Como se mencionó anteriormente, las fundaciones de grupos de pilotes se diseñaron usando modelos lineales, considerando solo las fuerzas que se desarrollaban y no se consideró el desplazamiento horizontal que pudiesen alcanzar los pilotes. Resulta entonces lógico pensar, que para las fuerzas de diseño o en otros términos para la demanda “D”, la capacidad de los pilotes “C” debe ser ligeramente mayor que esta si se piensa en un diseño económico. De esta manera la relación D/C debe ser inferior a uno (1). Es importante averiguar el valor de la relación D/C, para el caso de que el suelo se modele usando características no-lineales y se le aplique las mismas fuerzas de diseño a la fundación de grupo de pilotes.

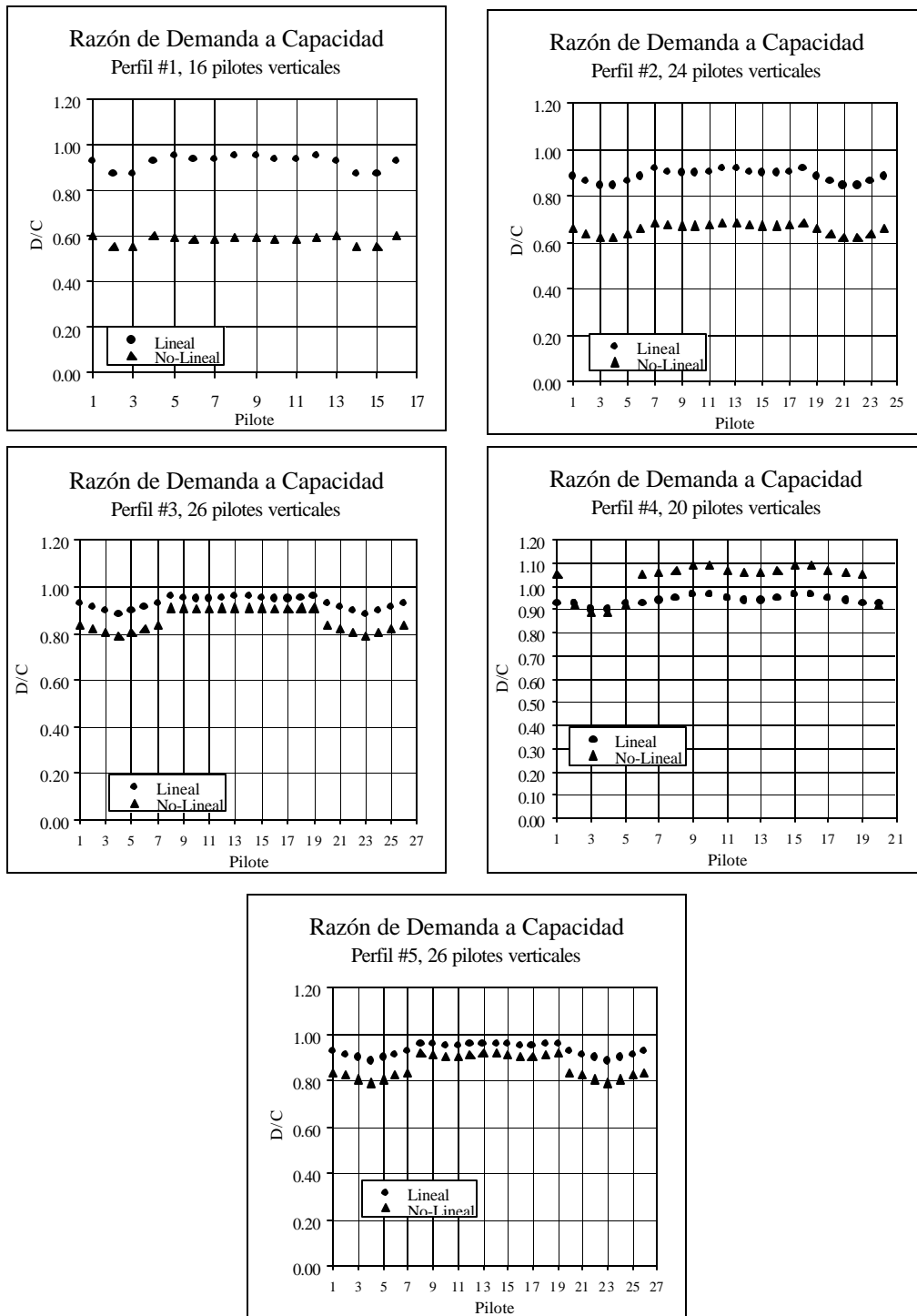


Figura 11: Razón de demanda a capacidad para fundaciones de pilotes verticales.

La Figura 11 presenta la relación de demanda a capacidad (D/C), para cada uno de los pilotes que conforman las fundaciones de pilotes verticales. Como puede observarse en la Figura 11, la razón de demanda a capacidad de cada uno de los pilotes en cada uno de los diseños permanece cercana a 1.0, para la metodología que considera ISP lineal. La relación D/C para la metodología que considera ISP no-lineal resultó menor para los pilotes en los perfiles de suelo #1 y #2, al compararse con la metodología que contempla ISP lineal. En el caso de los perfiles de suelo #3 y #5, se produjeron resultados similares de razón de demanda a capacidad considerando ISP lineal y no-lineal. Para el perfil de suelo #4, se excede de 1.0 la razón de demanda a capacidad (D/C) de los pilotes al considerar ISP no-lineal. Esto es indicativo, de que se están desarrollando mayores fuerzas en los pilotes al analizar la fundación para este perfil de suelo #4, utilizando consideraciones de ISP no-lineal. Este

comportamiento puede explicarse si se analiza el desplazamiento del pilote para este perfil de suelo. En la Tabla 4 se presentan los desplazamientos horizontales de diseño de las fundaciones, para las distintas consideraciones de perfiles de suelo. De la Tabla 4 se obtiene un desplazamiento de diseño de 3.45 cm. para la fundación de grupo de pilotes verticales en el perfil de suelo #4. Si se compara este desplazamiento con el límite de la metodología para el pilote en el eje débil en este perfil de suelo (3.30 cm., Winkler), resulta que dicho desplazamiento sobrepasa el límite de la metodología lineal. Esto demuestra que al sobrepasar el límite de desplazamiento de la metodología que considera ISP lineal, se obtienen fuerzas mayores en los pilotes para la metodología que contempla ISP no-lineal.

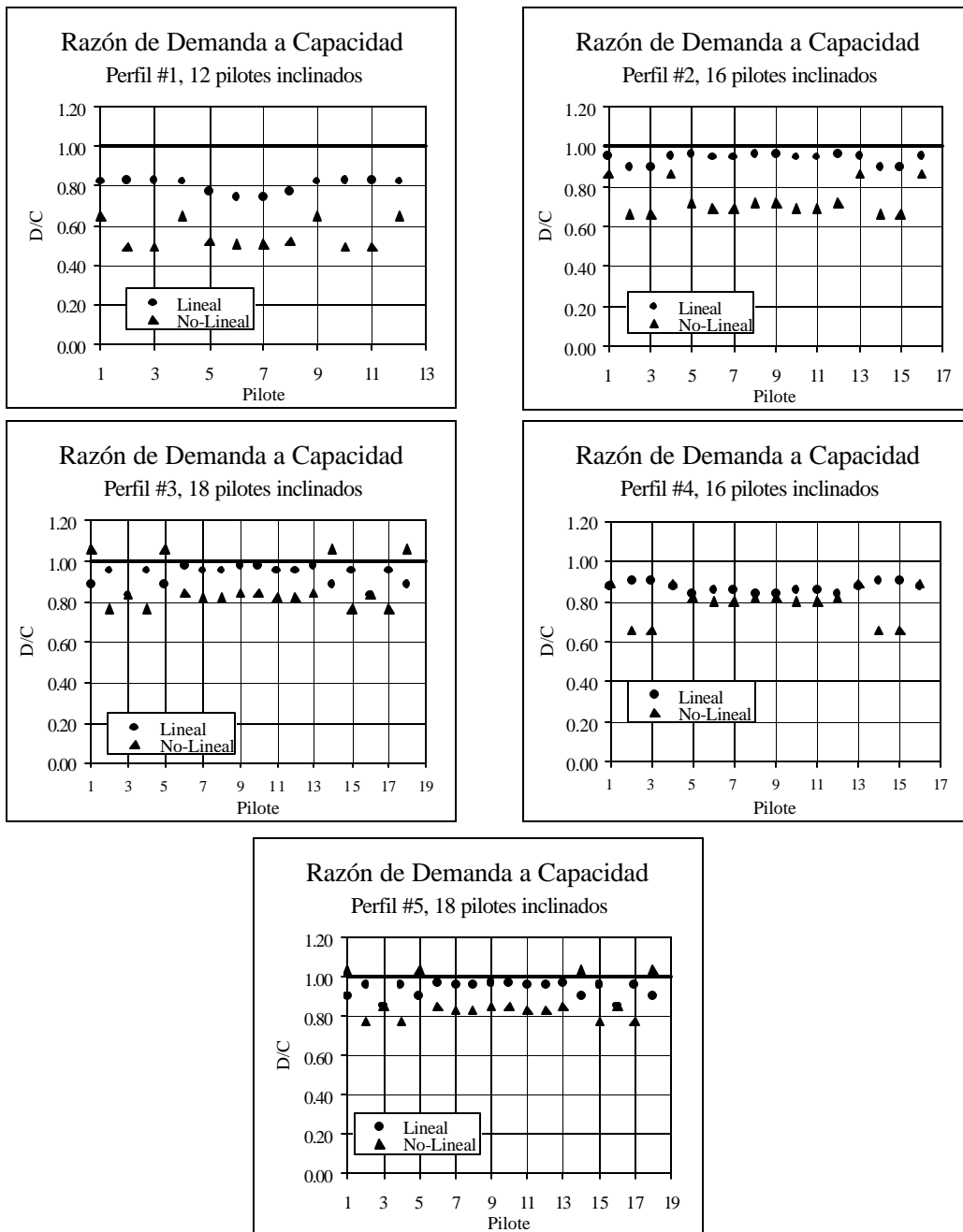


Figura 12: Razón de demanda a capacidad para fundaciones de pilotes inclinados.

Tabla 4: Desplazamientos de diseño para las fundaciones de grupo de pilotes

Perfil	Clasificación AASHTO	Desplazamientos de Diseño (Modelo de Winkler)			
		Grupo de pilotes verticales		Grupo de pilotes inclinados	
		Dir. Long. [cm]	Dir. Transv. [cm]	Dir. Long. [cm]	Dir. Transv. [cm]
1	AASHTO Tipo II	1.44	1.77	0.88	1.32
2	AASHTO Tipo II	2.23	2.76	1.16	1.38
3	AASHTO Tipo III	3.81	4.71	1.41	2.09
4	AASHTO Tipo IV	2.85	3.45	1.59	1.90
5	AASHTO Tipo IV	3.81	4.72	1.54	2.26

La Figura 12 presenta la razón de demanda a capacidad (D/C) para cada uno de los pilotes correspondientes a las fundaciones con pilotes inclinados. La variabilidad de la razón de demanda a capacidad (D/C), obtenida para la metodología lineal y no-lineal se observa mayor en la figura para las fundaciones en los perfiles de suelo #1 y #2. Esto demuestra que la metodología que considera ISP lineal, resultó conservadora para los diseños de las fundaciones en estos perfiles de suelo rígido. De la misma forma se observa de la figura, que para los perfiles de suelo #3, #4 y #5 se llevó los pilotes cerca de falla al considerar ISP lineal. En el caso del diseño de la fundación en el perfil de suelo #4, los resultados de D/C obtenidos a base de utilizar la metodología que considera ISP lineal, producen para algunos pilotes resultados menores de fuerzas en relación con la metodología que considera ISP no-lineal. Esto se debe a que el desplazamiento máximo horizontal de diseño (1.90 cm.), obtenido de la Tabla 4 sobrepasa el límite de la metodología establecido para esta fundación que fue de 1.57 cm. (Tabla 3). Sin embargo ningún pilote falló, dado que no se sobrepasó de 1.0 la relación D/C para esta fundación en el perfil de suelo #4. Para los pilotes en los perfiles de suelo #3 y #5, se observa que se excede el límite de D/C de 1.0 para el análisis que considera ISP no-lineal. Este límite de demanda a capacidad se excede, debido a que las fuerzas internas que se producen en los pilotes son mayores en el análisis de la fundación para la metodología que considera ISP no-lineal. Esta mayor magnitud de las fuerzas internas que se transmiten a los pilotes, se puede explicar a base del límite de desplazamiento horizontal de la fundación de grupo de pilotes. De la Tabla 4, se obtiene que el máximo desplazamiento de diseño en las fundaciones de pilotes inclinados, que consideran el perfil de suelo #3 y #5, resultaron en 2.09 y 2.26 cm. respectivamente. De la Tabla 3, se observa que estos desplazamientos exceden el límite aplicable a la metodología lineal para las fundaciones de pilotes inclinados en estos perfiles de suelo, que resulta en 0.89 cm. para el perfil #3, y de 1.07 cm. para el perfil #5. Esto justifica que se produzcan mayores fuerzas en los pilotes al utilizar la metodología que considera ISP no-lineal. Este límite aplicable a la metodología lineal, va ser el factor determinante en predecir si el análisis de la fundación de grupo de pilotes en base a la metodología que considera ISP lineal, produce resultados conservadores de fuerzas y desplazamientos en la fundación.

CONCLUSIONES

Existe un límite (**LM**), para el cual la metodología contemplada para modelar la fundación utilizando consideraciones de interacción suelo-pilote (ISP) lineal, produce resultados conservadores al momento de diseñar los pilotes. Este límite varía según la metodología lineal utilizada, y se determina basado en la rigidez traslacional del pilote. La metodología de Lam *et al.* (1991) que contempla ISP lineal, confronta el problema que considera solamente el módulo del suelo a una profundidad que equivale a los primeros cinco diámetros del pilote. Por consiguiente, se demostró en este estudio que esta metodología produce resultados que dependerán de cuanta es la contribución a la rigidez traslacional del pilote, de este suelo cercano a la superficie. Para pilotes individuales cimentados en perfiles de suelo rígido que clasifican como AASHTO tipo II (perfil de suelo #1, #2), este límite quedó determinado utilizando el desplazamiento correspondiente a la carga lateral que produce falla en el suelo (punto LM en la Figura 8). Estos límites de desplazamiento para las metodologías que consideran ISP lineal se mostraron en la Tabla 1 presentada anteriormente, para las metodologías de Winkler y Lam *et al.* (1991).

Para pilotes individuales en perfiles de suelo que clasifican como AASHTO tipo III y IV (perfil de suelo #3, #4, #5), este límite queda determinado por el desplazamiento correspondiente a la carga lateral para la cual las metodologías que consideran ISP lineal y no-lineal producen el mismo desplazamiento (punto LM en las Figuras 9 y 10). Los límites de desplazamiento para la metodología que considera ISP lineal, para los pilotes en estos suelos se presentaron en la Tabla 1.

El límite aplicable a la metodología que considera ISP lineal, resultó similar para el pilote en el perfil de suelo #3 (AASHTO tipo III) y #5 (AASHTO tipo IV). Por consiguiente, pilotes en suelos caracterizados por capas

mayores de 9.14 m de arcilla blanda que se extienden desde la superficie del terreno, se comportan similarmente para efecto de carga lateral.

El límite de desplazamiento de fundaciones de grupo de pilotes verticales, resultó similar al límite obtenido para el pilote individual. Para fundaciones de grupo de pilotes inclinados, este límite se hace menor dado el incremento que se produce en la rigidez de la fundación al inclinar los pilotes. Este límite de desplazamiento para fundaciones de grupo de pilotes inclinados, se encontró entre 2 a 5 veces menor que el correspondiente a la fundación de grupo de pilotes verticales, en los perfiles de suelo que clasifican como AASHTO tipo III y IV. Los límites de desplazamiento para la metodología que considera ISP lineal para las fundaciones de grupo de pilotes verticales y grupo de pilotes inclinados, se presentaron en la Tabla 3.

Para las fundaciones de grupo de pilotes inclinados en el perfil de suelo #3 y #5, así como para la fundación de grupo de pilotes verticales en el perfil de suelo #4, se excedió la relación de demanda a capacidad (D/C) de 1.0, cuando se usó la metodología que considera ISP no-lineal. Esto indica que las fuerzas en los pilotes obtenidas para la metodología que considera ISP no-lineal resultaron mayores a las del diseño que contempló ISP lineal. Se encontró, que la causa de este comportamiento se debe a que los desplazamientos horizontales computados usando ISP lineal para las fuerzas de diseño, exceden los límites obtenidos de la metodología (punto LM). Este estudio demostró que siempre que no se exceda el límite de desplazamiento para la metodología que contempla ISP lineal (punto LM), se obtienen resultados conservadores en el diseño de pilotes.

RECONOCIMIENTO

Los autores de este trabajo agradecen a la firma J.O. Virella & Asociados por el financiamiento provisto para la adquisición del programa GROUP 4.0, y al Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura de la Universidad de Puerto Rico en Mayagüez.

REFERENCIAS

- AASHTO, (1996). "Standard Specifications of Highway Bridges", Sixteenth Edition, American Association of State Highway and Transportation Officials. Washington, D.C.
- Boresi, A., Smith, R., Sidebottom, O. (1996). "Advanced Mechanics of Materials", Fifth Edition, John Wiley and Sons.
- Bowles, J. E. (1974). "Analytical and Computer Methods in Foundation Engineering", McGraw-Hill, New York, NY.
- Bowles, J. E. (1996). "Foundation Analysis and Design", McGraw-Hill, Fifth Edition, New York, NY.
- Davisson, M. T. (1970). "Downdrag on Pile Foundations", M.Sc. Eng. Project, Dept. Civ. Eng., M.I.T., Boston, Massachusetts.
- Group 4.0 for Windows. (1996). "Analysis of Piles Subjected to Axial and Lateral Loading, Group 4.0 for Windows", Reese, L. y Wang, S.T., Ensoft, Austin Texas.
- Lam, I., Martin, G., Imbsen, R. (1991). "Modeling Bridge Foundations for Seismic Design and Retrofitting", *Transportation Research Record* 1290, 113-125.
- Mast, R., Marsh, L., Spry, C., Johnson, S., Griebenow, R., Guarre, J., Wilson, W., (1996). "Seismic Design Course – Design Example No.4", FHWA-SA-97-009, Federal Highway Administration.
- NAVFAC (1986). "Foundations and Earth Structures", Design Manual 7.02 Naval Facilities Engineering Command, SN 0525-LP-300-7071, Alexandria Virginia, 234-241.
- SAP (2000). "SAP 2000 Nonlinear, Integrated Finite Element Analysis and Design of Structures, Users Manual", Computers and Structures, Berkeley, California. CSI, 1997.
- Terzaghi, K. (1955). "Evaluation of Coefficients of Sub-grade Reaction", *Geotechnique*, vol. 5, 297.
- Virella, J.C. (2000). "Efecto de la No-linealidad del Suelo de Fundación en el Comportamiento Sísmico de los Puentes", Tesis de Maestría de Ingeniería, Departamento de Ingeniería Civil y Agrimensura, Universidad de Puerto Rico, Recinto Universitario de Mayagüez.