



5. MODELADO NUMÉRICO DE LAS PRUEBAS DE CARGA

5.1 Tipos de modelos

A fin de llevar a cabo la modelación numérica de pruebas de carga se han de resolver las ecuaciones en derivadas parciales de equilibrio estático y de compatibilidad de deformaciones dadas por las ecuaciones 5.1 y 5.2 respectivamente. Cabe hacer mención que sirven de liga entre esfuerzos y deformaciones las ecuaciones constitutivas, las cuales dependen del tipo de modelo que se asuma para el comportamiento de los materiales.

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yx}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zx}}{\partial z} + \gamma &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{zy}}{\partial z} &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.1)$$

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_x &= -\frac{\partial u}{\partial x}; \varepsilon_y = -\frac{\partial v}{\partial y}; \varepsilon_z = -\frac{\partial w}{\partial z} \\ \gamma_{xy} &= -\frac{\partial v}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial y}; \gamma_{yx} = -\frac{\partial w}{\partial y} - \frac{\partial v}{\partial z}; \gamma_{xz} = -\frac{\partial w}{\partial x} - \frac{\partial u}{\partial z} \end{aligned} \right\} \quad (5.2)$$

Los modelos numéricos que se emplean para resolver dichas ecuaciones son aquellos que han sido desarrollados dentro de la teoría de las ecuaciones en derivadas parciales. Los más ampliamente aplicados para resolver dicho sistema de ecuaciones son: los métodos de diferencias finitas y el método de elemento finito, los cuales se explican brevemente a continuación.

5.1.1 Método de diferencias finitas

En términos generales, el método de diferencias finitas consiste en discretizar la ecuación diferencial que gobierna el fenómeno en estudio, en tanto que para el método del elemento finito se discretiza el cuerpo físico.

El concepto básico que está detrás del método de diferencias finitas es el proceso de discretización, éste proceso se basa en remplazar el sistema de ecuaciones diferenciales que describen el fenómeno físico por medio de la razón de cambio de la variable sobre un incremento finito pero pequeño. Por ejemplo, la primera derivada en el punto A de la figura 5.1 se expresa como lo indica la ecuación 5.3. Existen diferentes procedimientos, tales como el series de Taylor o interpolación de polinomios, para derivar aproximaciones de derivadas de orden superior.

$$\frac{du}{dx} = \lim_{\Delta x \rightarrow 0} \frac{\Delta u}{\Delta x} \approx \frac{\Delta u}{\Delta x} \quad (5.3)$$

Como resultado de las sustituciones de la derivada, el sistema de ecuaciones diferenciales es transformado en un sistema de ecuaciones en diferencias.

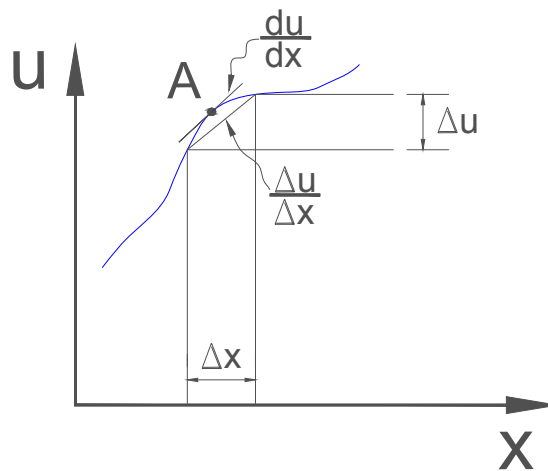


Figura 5.1 Aproximación de diferencias finitas a la primer derivada

5.1.2 Método de elemento finito

Tanto el método de elemento finito como el de diferencias finitas son técnicas desarrolladas para resolver problemas de valores de frontera. Un problema de valores de frontera se define mediante un sistema de ecuaciones diferenciales ordinarias o en derivadas parciales y un conjunto de condiciones de frontera. Algunos métodos de diferencias finitas resuelven el problema de valores en la frontera directamente; sin embargo, el método del elemento finito resuelve una forma integral equivalente del mismo



problema de valores de frontera, a esta forma integral se le conoce como una forma variacional o forma débil.

La aplicación del método de elemento finito ofrece ciertas ventajas puesto que es posible modelar cualquier tipo de problema ingenieril: difusión de calor, análisis de esfuerzos, problemas de campo magnético, entre otros; además, su aplicación es viable sin importar la geometría del problema en cuestión; lo mismo sucede en cuanto a los tipos de carga y condiciones de frontera, no presenta ninguna restricción; además, es posible combinar diversos comportamientos para materiales diferentes (concreto, elástico lineal; suelo, plástico perfecto, por ejemplo).

La secuencia de pasos a seguir para construir un modelo de elemento finito es la siguiente (Zienkiewicz, 1982):

- El continuo se divide (discretiza) mediante líneas o superficies imaginarias (esta discretización puede ser mediante elementos regulares o irregulares, como por ejemplo, cuadrados, triángulos, rectángulos, entre otros), conocidos como elementos finitos. En la figura 5.2, como un ejemplo, se muestra una idealización de un problema estructural mediante elemento finito; el problema consiste en una columna de sección variable cargada axialmente.
- Se supone que los elementos están conectados entre sí mediante un número discreto de puntos, que se conocen como *nodos*, situados en sus contornos. Los desplazamientos de estos nodos serán las incógnitas fundamentales del problema.
- Se forma un conjunto de funciones que definan de manera única el campo de desplazamientos dentro de cada elemento finito en función de los desplazamientos nodales de dicho elemento.
- Estas funciones de desplazamientos definirán entonces de manera única el estado de deformación dentro del elemento en función de los desplazamientos nodales. Estas deformaciones, junto con las deformaciones iniciales y las propiedades constitutivas del material, definirían el estado de esfuerzos en todo el elemento y, por consiguiente, también en sus contornos.
- Finalmente, se determina un sistema de fuerzas concentradas en los nodos, tal que equilibre los esfuerzos en el contorno y cualesquiera cargas repartidas, resultando así una relación entre fuerzas y desplazamientos.

¡Teniendo en cuenta que el método de elemento finito es un método numérico, se debe de aclarar que la solución obtenida mediante su aplicación no corresponde a una solución cerrada, razón por la cual el modelo (fenómeno simplificado, generalmente matemáticamente, de la realidad) y el algoritmo numérico (método de elemento finito, diferencias finitas, por ejemplo) guardan cierta relación, la cual se ve claramente en los siguientes conceptos (Skiba, 2001):

Aproximación: La proximidad de un modelo numérico al modelo original caracteriza el error que se introduce al hacer discreto un problema continuo. El grado de aproximación n se estima mediante un factor que tiene el error entre dos modelos. Este factor tiene la forma h^n en el método de diferencias finitas donde h es el tamaño de malla.

Estabilidad: La estabilidad caracteriza la propagación de los errores iniciales dentro del algoritmo en el proceso de cálculo. Si el incremento de errores iniciales es considerable y sin ningún control, entonces el método numérico se llama inestable.

Convergencia: Significa que la solución numérica converge hacia la solución exacta cuando el tamaño de malla h tiende a cero.

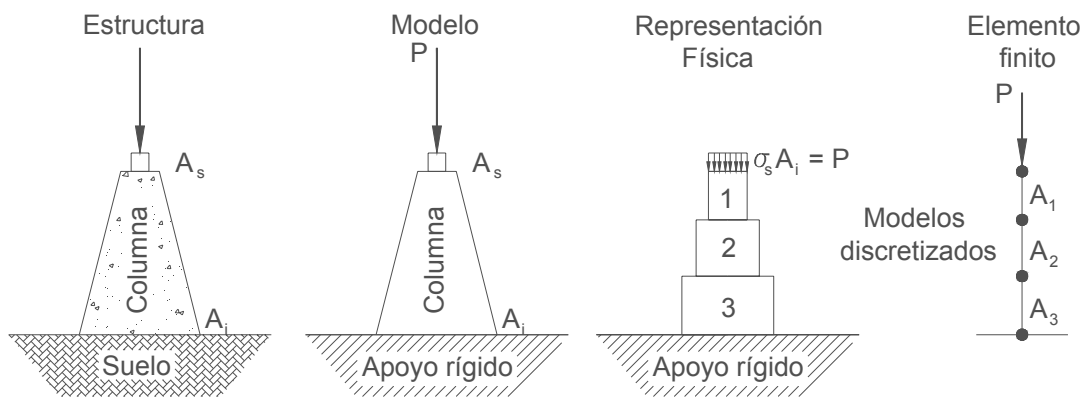


Figura 5.2 Pasos para realizar un modelo mediante elemento finito

5.1.3 Modelo axisimétrico

Por otra parte, antes de llevar a cabo la modelación numérica es necesario representar geoméricamente las condiciones presentadas en el sitio de prueba. El modelado geométrico se realizó, para las pruebas axiales, empleando un modelo axisimétrico; en tanto que, para las pruebas de carga lateral se empleó un modelo tridimensional. Cabe hacer mención que a partir del modelo axisimétrico se construye un modelo tridimensional, a diferencia del modelado tridimensional en el cual el modelo se crea en tres dimensiones desde un inicio.

Un modelo axisimétrico es aplicable para toda geometría que pueda ser generada como un sólido de revolución; Es decir, el modelado axisimétrico es viable siempre y cuando se esté trabajando con geometrías cilíndricas. Esta condición se satisface plenamente en una prueba de carga axial, mas no así en una prueba de carga lateral. La imposibilidad de modelar una prueba de carga lateral mediante un modelo axisimétrico es debido a que, si bien la pila y el terreno pueden ser generados considerando una simetría radial, la carga aplicada no se puede generar de esta manera. Es decir, al aplicar una carga lateral

mediante un modelo axisimétrico se estaría simulando una carga de confinamiento lateral. En la figura 5.3 se muestra un esquema de un modelo axisimétrico aplicable a una pila cargada axialmente embebida en un suelo.

Debido a las características propias de un problema axisimétrico su modelación se realiza utilizando un sistema de coordenadas cilíndricas (r, θ, z) . Debido a la simetría de los problemas se suele asumir que no existen desplazamientos en la dirección θ ; y, por tanto, que los desplazamientos en las direcciones r y z son independientes de θ ; por lo cual, las relaciones de deformación se reducen a las expresiones dadas en 5.4.

$$\left. \begin{aligned} \varepsilon_r &= -\frac{\partial u}{\partial r}; \varepsilon_z = -\frac{\partial v}{\partial z}; \varepsilon_\theta = -\frac{u}{r} \\ \gamma_{rz} &= -\frac{\partial v}{\partial r} - \frac{\partial u}{\partial z}; \gamma_{r\theta} = 0; \gamma_{z\theta} = 0 \end{aligned} \right\} \quad (5.4)$$

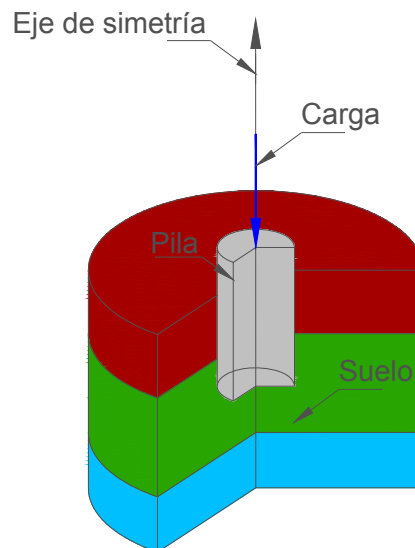


Figura 5.3 Ejemplo de problema axisimétrico

5.2 Modelo utilizado

El modelo utilizado para las pruebas de carga axial fue el generado a partir de uno axisimétrico, y se resolvió mediante el método de elemento finito. En tanto que para las pruebas de carga lateral se empleó un modelo tridimensional que igualmente se resolvió a partir del método de elemento finito.

5.2.1 Calibración del modelo axisimétrico

A fin de validar los resultados que se obtendrán posteriormente se procedió a realizar una calibración del modelo axisimétrico. Para ello se realizaron dos de este tipo de modelos



con el propósito de, a partir de datos teóricos, conocer la respuesta del método de elemento finito.

La primer modelación que se realizó fue encontrar la distribución de esfuerzos a lo largo de una normal que pasa por el centro de un área circular uniformemente cargada, los datos teóricos que se utilizaron fueron los dados por la ecuación de Boussinesq, la cual se señala en la ecuación 5.5.

$$\sigma_z = w \left[1 - \left(\frac{1}{1 + \left(\frac{r}{z} \right)^2} \right)^{3/2} \right] \quad (5.5)$$

donde:

- w: Carga uniforme sobre el área circular (kN/m²)
- r : Radio del área circular uniformemente cargada (m)
- z: Profundidad a lo largo del centro del área carga uniformemente (m)
- σ_z : Esfuerzo a la profundidad z (kN/m²)

A fin de calibrar el modelo se emplearon los siguientes valores en la ecuación 5.5: w = 10 kN/m²; r = 1 m y z = (0 m, 10 m).

Por otro lado, el modelo utilizado fue axisimétrico y la carga uniforme se aplicó directamente sobre la masa de suelo, según se aprecia en la figura 5.4. El suelo se idealizó mediante un modelo Mohr Coulomb, y las propiedades mecánicas utilizadas se aprecian en la tabla 5.1. La malla se constituyó de 196 elementos triangulares y 1653 nodos, la cual discretizó un área en sección transversal de 20 x 10 m; es decir, el suelo se modeló hasta una profundidad de 10 metros. Las condiciones de frontera tanto en la base del modelo como en el extremo derecho del modelo fueron restringir los movimientos tanto horizontales como verticales; en cambio, las condiciones de frontera en el eje de axisimetría fueron restringir los movimientos únicamente en dirección horizontal.

Tabla 5.1. Propiedades mecánicas del estrato utilizado para determinar la distribución de esfuerzos en un área uniformemente cargada

Material	Profundidad (m)	Peso volumétrico γ (kN/m ³)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Módulo elástico E (kPa)	Relación de Poisson ν
Estrato 1	0.00-10.00	18.44	32.7	75000	0.275

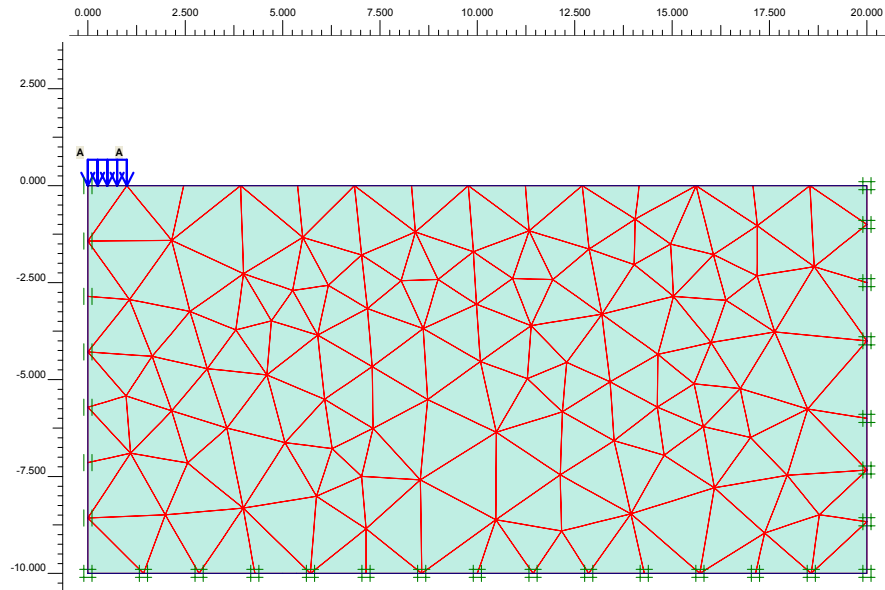


Figura 5.4 Modelo axisimétrico para determinar los esfuerzos a lo largo de una normal por el centro de un área circular cargada uniformemente.

De tal manera que, una vez efectuado el análisis a fin de poder efectuar la comparación de los esfuerzos debidos a Boussinesq con los determinados mediante el método de los elementos finitos, fue necesario restar a los esfuerzos calculados, los esfuerzos iniciales (esfuerzos geostáticos de la masa de suelo). La configuración de la malla deformada aparece en la figura 5.5, y la comparación gráfica de los esfuerzos calculados mediante Boussinesq y los obtenidos con la aplicación del método de elemento finito se muestran en la gráfica 5.6.

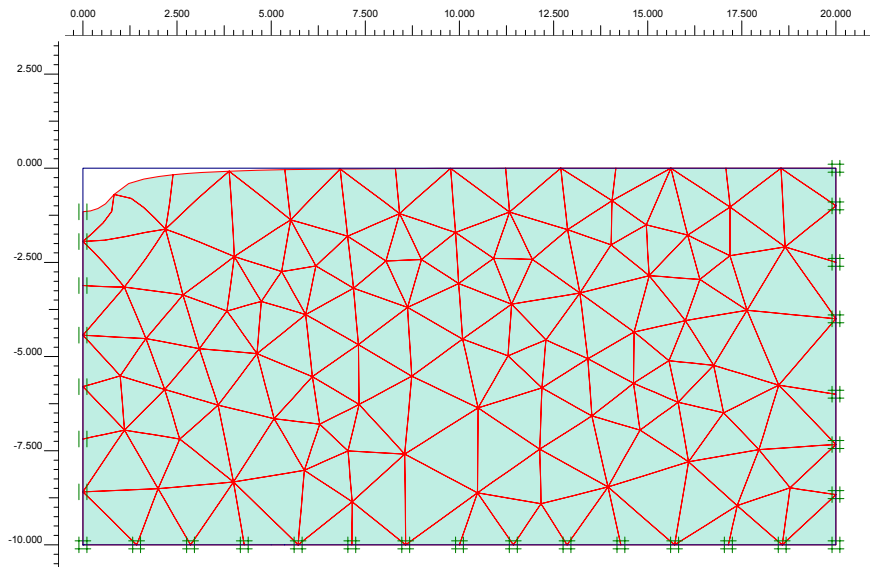


Figura 5.5 Configuración de la malla deformada al aplicarse una carga uniforme en una área circular

Por otra parte, de manera adicional a la verificación de los esfuerzos en la masa de suelo debidos a una área uniformemente cargada, se realizó una calibración más del programa de elemento finito. Esta segunda calibración consistió en reproducir una prueba de compresión simple practicada a una probeta de concreto. Las propiedades del concreto, módulo elástico, peso volumétrico y resistencia a la compresión, se tomaron a partir de los ensayos realizados en probetas de concreto endurecido. Tales probetas se tomaron de las ollas de concreto con el cual se coló la pila del sitio San Antonio sobre la cual se practicó la prueba de carga axial.

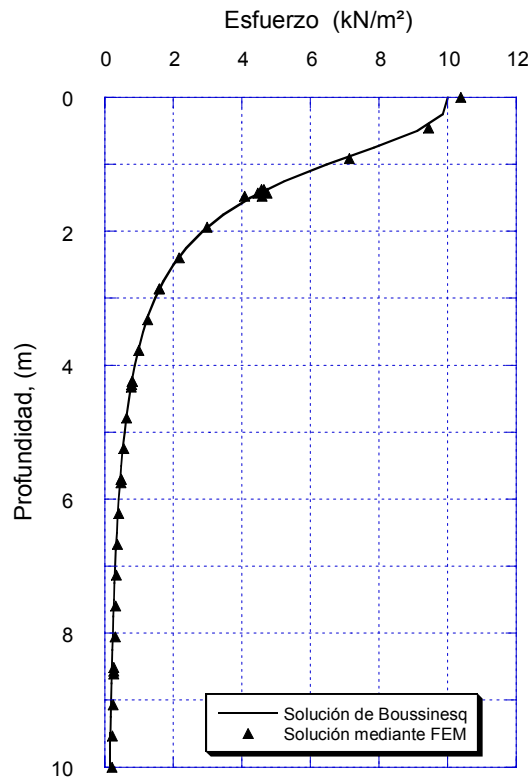


Figura 5.6 Comparación de la distribución de esfuerzos debida a una superficie circular cargada uniformemente de acuerdo a Boussinesq y método de elemento finito

El comportamiento de la pila se modeló como si fuera un suelo cohesivo y estuviera regido a un comportamiento elasto-plástico perfecto (Modelo de Mohr Coulomb), como el que se muestra en la figura 5.7.

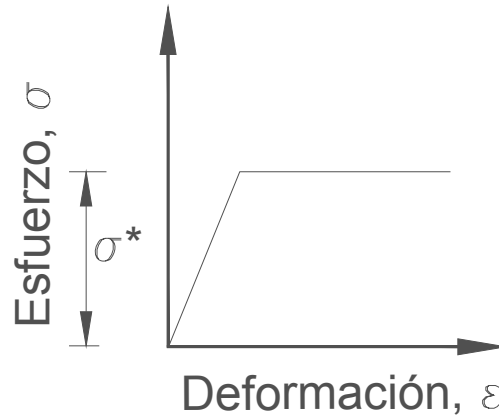


Figura 5.7 Representación gráfica de un modelo elasto-plástico perfecto, modelo de Mohr-Coulomb

Es claro que para el concreto el esfuerzo de fluencia, σ^* , corresponde a la resistencia del concreto a compresión, f'_c . Ahora bien, a fin de poder equiparar la resistencia a compresión del concreto con la cohesión, c , de un suelo se hace uso del esquema de la figura 5.8; en este esquema se muestran diferentes círculos de Mohr para una prueba de compresión simple; es decir, el esfuerzo de confinamiento, σ_3 , es igual a cero. Con base en dicha figura se hace claro que $c = f'_c/2$, puesto que la cohesión en una prueba de compresión simple se obtiene trazando una línea paralela al eje de las abscisas y que sea tangente al círculo de Mohr en la falla de la probeta.

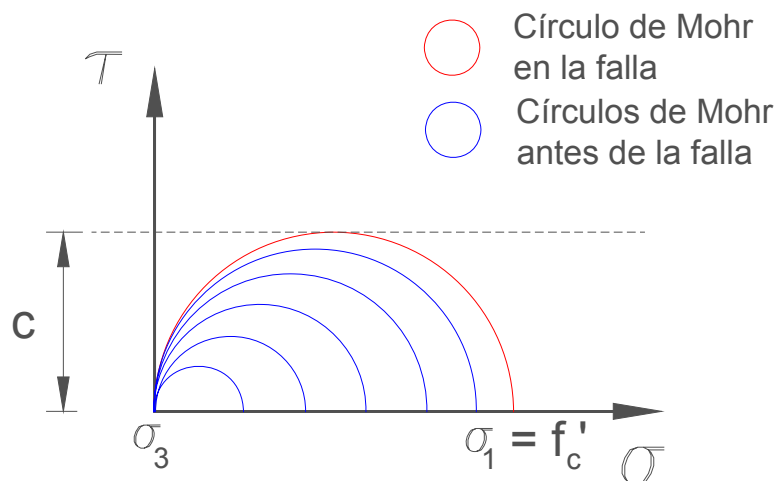


Figura 5.8 Círculos de Mohr en una prueba de compresión simple

Teniendo lo anterior en mente, se procedió a definir las características del concreto que aparecen en la tabla 5.2. Dichos parámetros fueron los valores promedios de las pruebas de compresión realizadas en probetas de concreto de la pila colada para la prueba de carga axial del sitio San Antonio y fueron reportados por Mendoza *et al.*, 2003.



Se debe de recordar que los ensayos de las probetas de concreto endurecido fueron llevados a cabo conforme a lo establecido en la Norma ASTM C 31-84, razón por la cual las dimensiones de la probeta fueron 15 cm de diámetro y 30 cm de altura.

Tabla 5.2. Propiedades mecánicas del concreto en la prueba de compresión, Mendoza et al., 2003

Material	Profundidad (m)	Peso volumétrico γ (kN/m ³)	Cohesión c (kPa)	Resistencia a la compresión f'_c (kPa)	Módulo elástico E (kPa)	Relación de Poisson ν
Concreto	0.00-0.30	22.53	22391.33	44782.66	26577644.4	0.20

Con base en la información anterior se procedió a elaborar el modelo geométrico elementos finitos elementos triangulares y 1001 nodos.

Ahora bien, los resultados desprendidos de un modelo de elemento finitos nos permiten conocer los desplazamientos y por ende las deformaciones unitarias de la probeta. Es claro que la deformación que tendrá lugar en el concreto justo en el momento en que en éste se alcanza el esfuerzo de fluencia, f'_c , es posible determinar la deformación unitaria con los conceptos de la Mecánica de Materiales mediante la ecuación 5.6.

$$\sigma = \varepsilon E \quad (5.6)$$

Donde:

σ : Esfuerzo aplicado (kN/m²)

ε : Deformación unitaria

E : Módulo de Young (kN/m²)

Mediante la aplicación de la ecuación 5.6, utilizando los datos de la tabla 5.2, se tiene una deformación unitaria igual a 0.00168, lo cual da un desplazamiento de 505.5E-06 m en tanto que, con el modelo de elemento finitos se obtiene un desplazamiento de 503.4E-06 m. La configuración deformada de la probeta se muestra en la figura 5.9b.

La curva esfuerzo-deformación de la prueba de compresión simple se reportan en la figura 5.10. En la figura tal, se han incluido, además de los resultados de la modelación con elemento finito, dos de las curvas obtenidas en las pruebas de laboratorio. El trazo de estas dos curvas obedece a que fueron las curvas a las pruebas en las cuales se registro la máxima y la mínima resistencia del concreto.

Teniendo en consideración que los parámetros que se utilizaron en el modelo fueron los promedio, podemos concluir que el método de elemento finito converge a reproducir la curva esfuerzo-desplazamiento de una prueba de compresión simple.

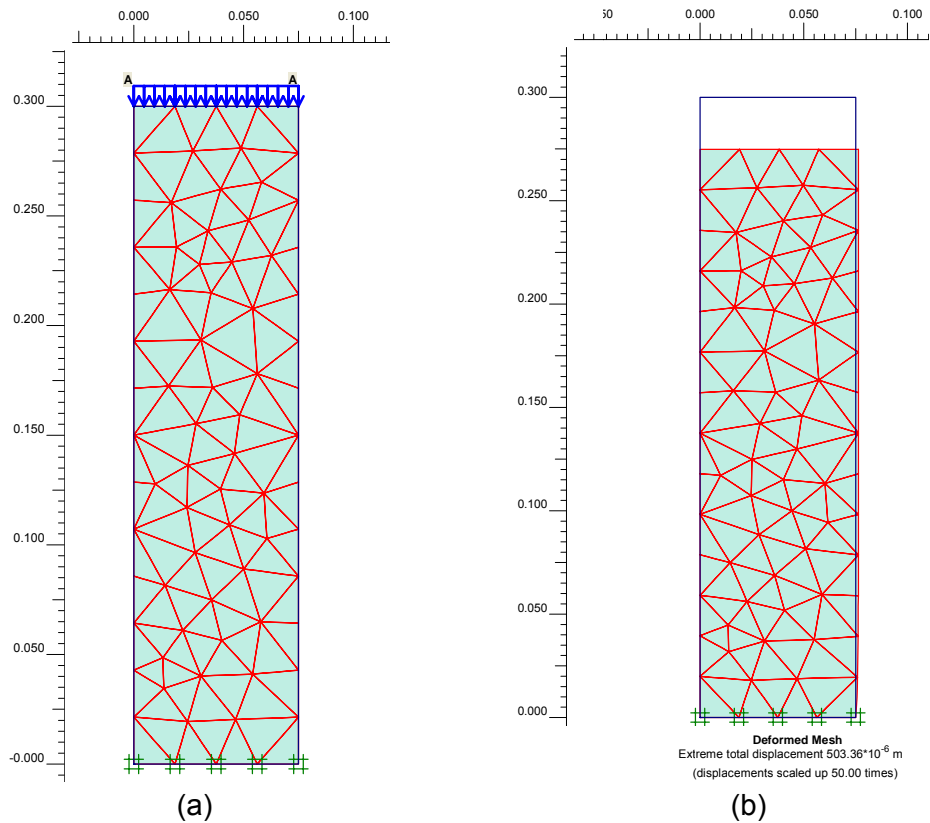


Figura 5.9 a) Modelo axisimétrico para reproducir la prueba de compresión en una probeta de concreto b) Configuración de la malla deformada

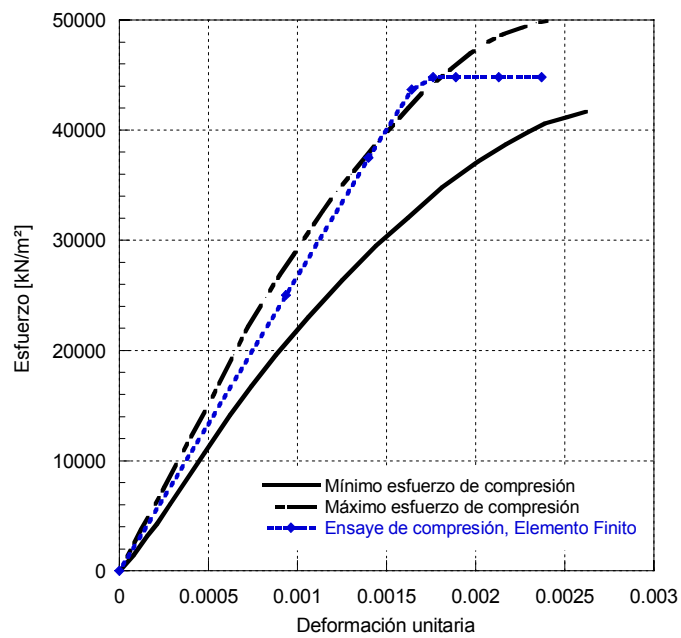


Figura 5.10 Curvas esfuerzo-deformación de las probetas de concreto



5.2.2 Propiedades mecánicas de los estratos, Sitio San Antonio

Una vez realizadas las dos calibraciones anteriormente descritas se procedió a modelar las pruebas de carga, este proceso se describe a continuación.

El comportamiento esfuerzo-deformación del suelo se simuló teniendo en consideración la ley constitutiva dada por el modelo de Mohr-Coulumb. Por otra parte, la pila se consideró como un material elástico lineal.

Debido a la carencia de datos puntuales proporcionados por laboratorio, las propiedades ingenieriles del suelo se determinaron a través de correlaciones, utilizando el número de golpes de la prueba de penetración estándar. De tal forma que el módulo de Young y el ángulo de fricción interna se determinó mediante las siguientes expresiones:

$$E = 6000 N_{55} \quad (5.7)$$

$$\phi = (18N_{70})^{0.5} + 15 \quad (5.8)$$

Donde N_{55} y N_{70} son el número de golpes obtenidos de la prueba SPT, corregidos para 55% y 70% de energía. Las ecuaciones (5.7) y (5.8) fueron propuestas por Bowles (1996) y Shioi y Fukui (1982), respectivamente.

Por otra parte, el ángulo de dilatancia se determinó aplicando la ecuación 5.9 (Bolton, 1986), la cual es aplicable a depósitos de arena cuarzosa y depende del ángulo de fricción interna. Para valores de ángulo de fricción menores de 30° se consideró un ángulo de dilatancia igual a cero.

$$\psi = \phi - 30 \quad (5.9)$$

Con base en el perfil estratigráfico y los resultados de la prueba SPT (ver apartado 4), para el sitio San Antonio se consideraron 10 unidades estratigráficas con las características mecánicas que se señalan en la tabla 5.3. Cabe señalar que dicha tabla las características mecánicas de los estratos 9 y 10 son exactamente las mismas; es decir, se subdividió un estrato a fin de evitar que durante la generación de la malla de elemento finito se tuvieran elementos de tamaño más o menos constante para evitar que se presentaran problemas atribuibles a esto. Dentro de la tabla 5.3 también se incluyen las propiedades del concreto de la pila, las cuales se obtuvieron con base en los datos experimentales practicados en probetas de concreto utilizado en la pila de la prueba de carga axial del Sitio San Antonio reportados por Mendoza *et al.*, 2003.

**Tabla 5.3. Propiedades mecánicas de los estratos, consideradas en el modelo numérico**

Material	Profundidad (m)	Peso volumétrico γ (kN/m ³)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Ángulo de dilatación ψ (°)	Módulo elástico E (kPa)	Relación de Poisson ν
Estrato 1	0.00 – 0.60	18.44	32.7	2.7	75000	0.275
Estrato 2	0.60 – 2.00	18.44	29.5	0.0	50000	0.275
Estrato 3	2.00 – 8.40	18.44	25.5	0.0	26500	0.275
Estrato 4	8.40 – 9.00	18.44	33.3	3.3	80000	0.35
Estrato 5	9.00 – 9.60	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 6	9.60 – 11.40	17.70	40.6	10.6	156500	0.35
Estrato 7	11.40 – 12.60	17.70	46.7	16.7	240000	0.35
Estrato 8	12.60 – 15.00	17.70	38.7	8.7	133750	0.35
Estrato 9	15.00 – 23.50	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 10	23.50 – 30.00	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Pila	0.00-26.30	22.53	-	-	26577644	0.20

5.2.3 Modelo geométrico de la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

El modelo geométrico consta del perfil estratigráfico, la pila, la interface entre el suelo y la pila, la carga aplicada y la generación de la malla de elemento finito. El elemento interfaz obedece a que durante el proceso de construcción de la pila el material inmediatamente alrededor de la pila cambio de propiedades debido a los trabajos de colocación y colado de la pila. Sin embargo, debido a que no se contaban con mediciones en campo de las propiedades de la interfaz, ésta se omitió.

Por otra parte, la carga se consideró como uniformemente distribuida en toda la cabeza de la pila. En la figura 5.11 se muestra el modelo geométrico a partir del cual se generó el modelo tridimensional de la prueba de carga axial para la pila de prueba del sitio San Antonio. El modelo axisimétrico consta de 927 elementos triangulares de 15 nodos y tiene un total de 7595 nodos.

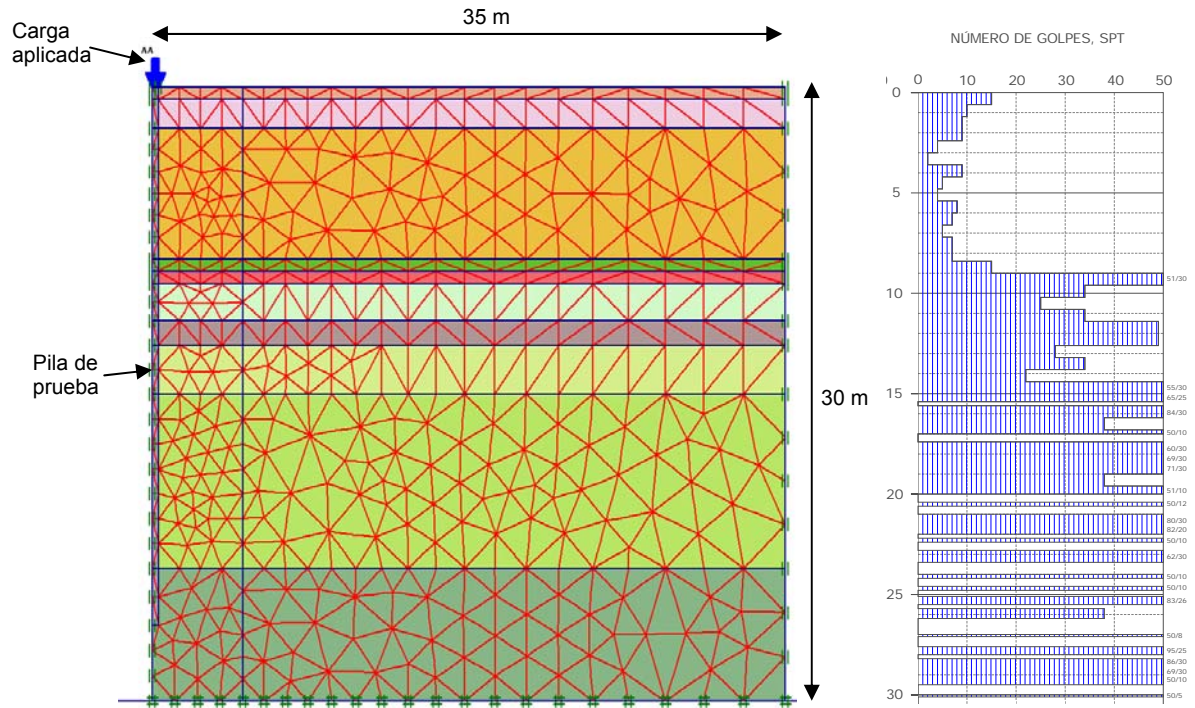


Figura 5.11 Modelo geométrico para la prueba de carga axial del sitio San Antonio

5.2.4 Resultados de la Modelación Numérica de la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

Antes de proceder a hacer mención de los resultados obtenidos, es necesario puntualizar que mediante un programa de elementos finitos es posible realizar cálculos para cada fase del proceso constructivo de la pila, así como también para cada uno de los incrementos de carga que tuvieron lugar durante las diferentes etapas de la prueba. Esta característica aunada a que durante la prueba de carga se comenzaron las mediciones de la instrumentación una vez que la pila estuvo colada en sitio, las deformaciones del suelo atribuibles al proceso constructivo no se tomaron en cuenta dentro del modelo. Esto es, se tomó como condiciones iniciales a aquellas que se presentaron una vez que la pila ya estuvo colada en sitio.

A partir de lo anterior se comenzaron a registrar las deformaciones. Las fases que se simuló fue la cuarta etapa de carga. La carga máxima que se introdujo al modelo fue de 9355.0 kN, para esta carga se registro una deformación de 0.0155 m. La deformación en el sitio de prueba, para esta carga, fue de 0.0150 m. La curva esfuerzo-deformación se muestra en la figura 5.12. En la misma figura 5.12 se aprecia que las deformaciones permanentes obtenidas mediante el modelo Mohr – Coulomb subestiman los valores obtenidos en campo.

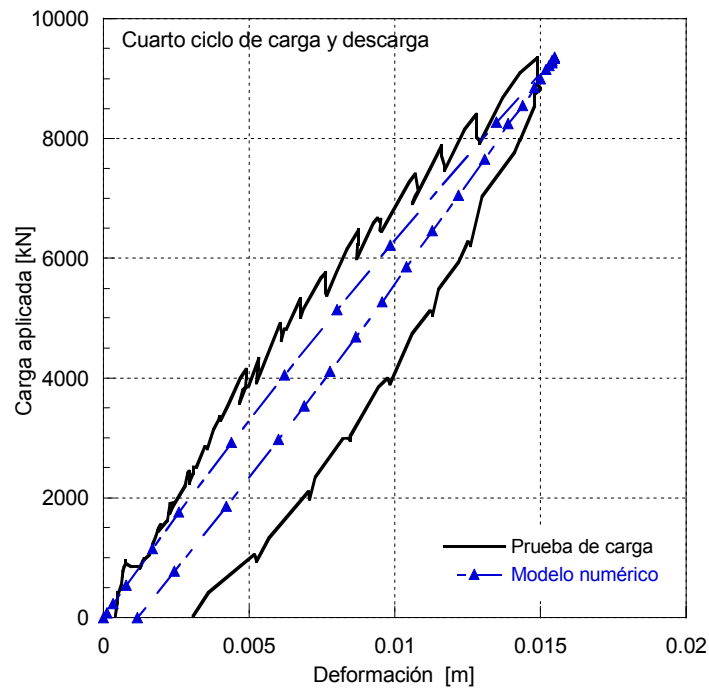


Figura 5.12 Curva esfuerzo-deformación para la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

De la misma prueba de carga y el modelo numérico se desprende la comparación mostrada en la figura 5.13, en la cual se muestran las mediciones de carga realizadas a lo largo de la pila y su comparación con las obtenidas mediante el modelo de elemento finito empleado, estas curvas corresponden a diferentes incrementos de carga que fueron aplicados durante el cuarto ciclo de carga y descarga. Se puede observar que el modelo numérico subestimó la transferencia de carga en los primeros metros de la pila, esta discrepancia se puede explicar como el resultado de la interpretación que se realizó con respecto a considerar diferentes diámetros conforme a los cuales se llevó a cabo la interpretación de la prueba de carga. Por otra parte, tanto el modelo numérico como los resultados obtenidos en las pruebas de carga indican la pequeña transferencia de carga que se presentó en la punta, la cual fue del orden del 8%. El 92% restante fue tomado por el fuste de la pila.

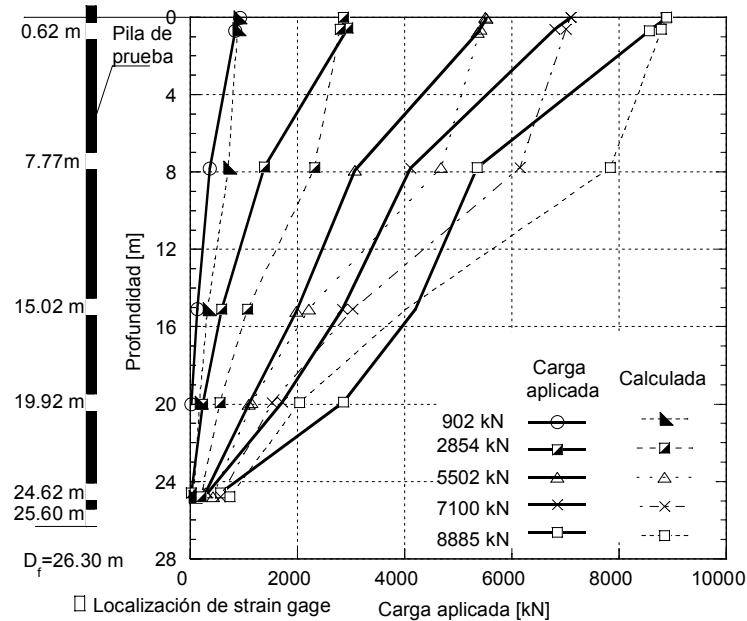


Figura 5.13 Curva de transferencia de carga, medidas en campo y calculadas

5.2.5 Prueba de carga lateral, sitio San Antonio. Calibración del modelo

Como se puntualizó anteriormente, realizar una modelación de la prueba de carga lateral utilizando un modelo axisimétrico no es posible de llevarse a cabo dado que la existencia de una carga lateral anula la simetría radial respecto al eje de la pila. Esta restricción condujo a la necesidad de construir un modelo tridimensional. Al igual que en la aplicación del modelo axisimétrico, el primer paso para llevar a cabo la modelación tridimensional de la prueba de carga lateral fue calibrar el modelo tridimensional. Esto se llevó a cabo realizando la modelación de la prueba de carga axial del sitio San Antonio.

De tal manera que se procedió a la construcción del modelo geométrico en tres dimensiones de la prueba de carga axial. Para esto se tomaron, como era de suponer, los mismos parámetros del suelo y el concreto señalados en la tabla 5.3. El modelo geométrico que se construyó consta de 6138 elementos triangulares y tiene un total 16974 nodos, esquemáticamente se muestra en modelo en la figura 5.14.

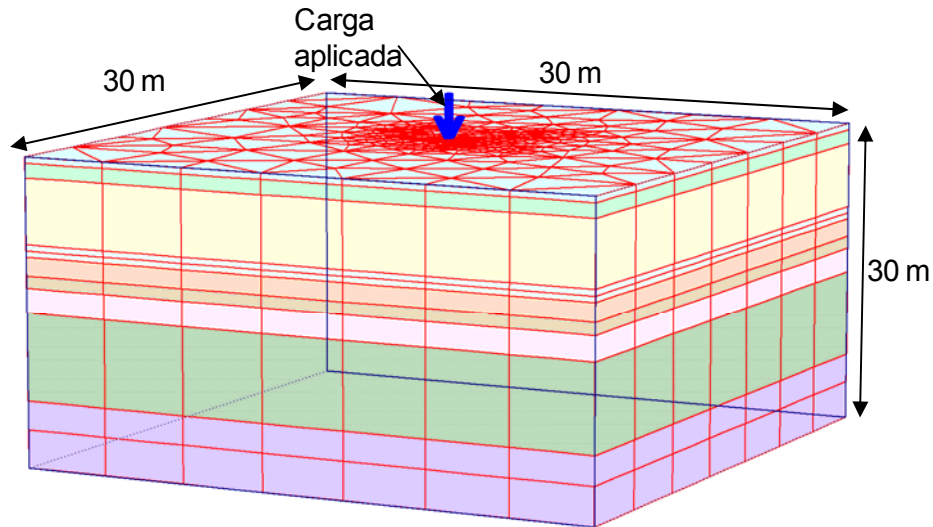


Figura 5.14 Modelo tridimensional para llevar a cabo la simulación numérica de la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

La configuración de la deformada, considerando la aplicación de la carga máxima alcanzada durante la prueba, se muestra en la figura 5.15. En esta figura se aprecia que la deformación alcanzada fue de 0.0161 m para la carga de 9355.0 kN. Este valor se compara con la deformación registrada en la prueba de campo, la cual fue de 0.0150 m.

Por otro lado, en la figura 5.16 se muestran las curvas esfuerzo-deformación obtenidas en la prueba de carga, la modelación axisimétrica y la modelación tridimensional. En esta figura se aprecia claramente la equivalencia entre un modelo axisimétrico y el modelo tridimensional.

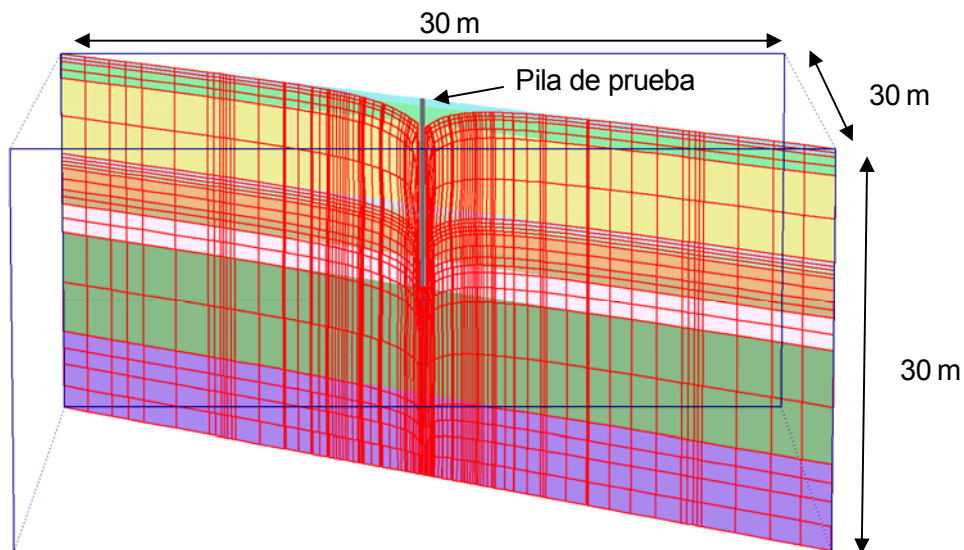


Figura 5.15 Configuración de la malla deformada para la prueba de carga axial, Sitio San Antonio

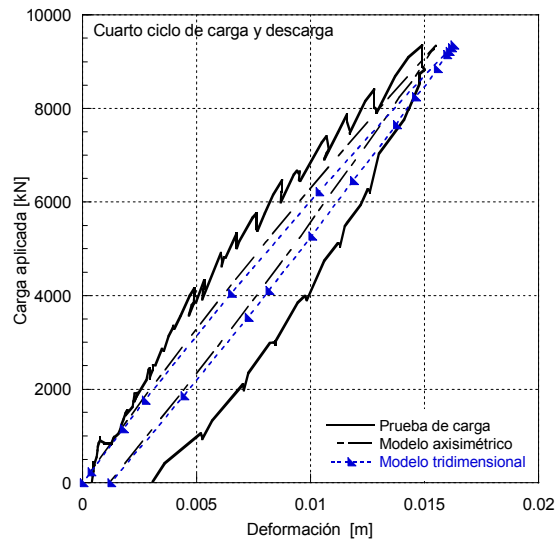


Figura 5.16 Comparación de curvas esfuerzo-deformación para la prueba de carga axial obtenidas empleando un modelo axisimétrico y tridimensional

5.2.6 Modelación numérica de la prueba de carga lateral. Sitio San Antonio

Para la modelación de la carga lateral de la pila PCLS del sitio San Antonio, se utilizó el mismo modelo tridimensional que se empleó en la calibración (Figura 5.14), lo único que se modificó fue la dirección de la carga aplicada. De tal manera que la malla de elemento finito constó de 6138 elementos triangulares y 16974 nodos. La curva esfuerzo – deformación obtenida mediante el modelo y la de campo se muestran en la figura 5.17a. En esta figura se aprecia una diferencia importante entre el desplazamiento máximo obtenido para la carga máxima de la prueba de 0.02 m; sin embargo, se aprecia que el comportamiento de la curva carga – desplazamiento obtenida mediante el método de elemento finito es muy próxima a la obtenida en campo hasta los 400 kN.

Como se mencionó anteriormente, para el sitio San Antonio se llevaron a cabo dos pruebas de carga lateral. Una de ellas consistió en aplicar la carga a nivel del terreno natural (la cual se modeló anteriormente), en tanto que la otra consistió en realizar una excavación de 1.5 m de profundidad alrededor de la pila y aplicar la carga al nivel de la misma, esta pila se ha identificado como PLCL.

A fin de realizar la modelación de la prueba de carga lateral en la pila PLCL, también se modeló la excavación en dentro del modelo de elementos finitos tridimensional y se utilizó el mismo modelo por medio del cual se obtuvo la curva carga – deformación de la figura 5.17a. Por tanto, la curva calculada mediante el método del elemento finito se muestra en la figura 5.17b. En dicha figura se aprecia que para un mismo nivel de deformación, mediante el método numérico se obtiene 11.6 % menos de la carga medida en campo. Esta carga máxima corresponde a la máxima alcanzada en el modelo de elemento finito,

esta carga máxima probablemente obedeció a las tensiones generadas en la parte del suelo adyacente a la aplicación de la carga, toda vez que en el modelo se asumió una resistencia del suelo nula a la tensión. En la figura 5.17 se muestra un corte esquemático de la prueba de carga lateral.

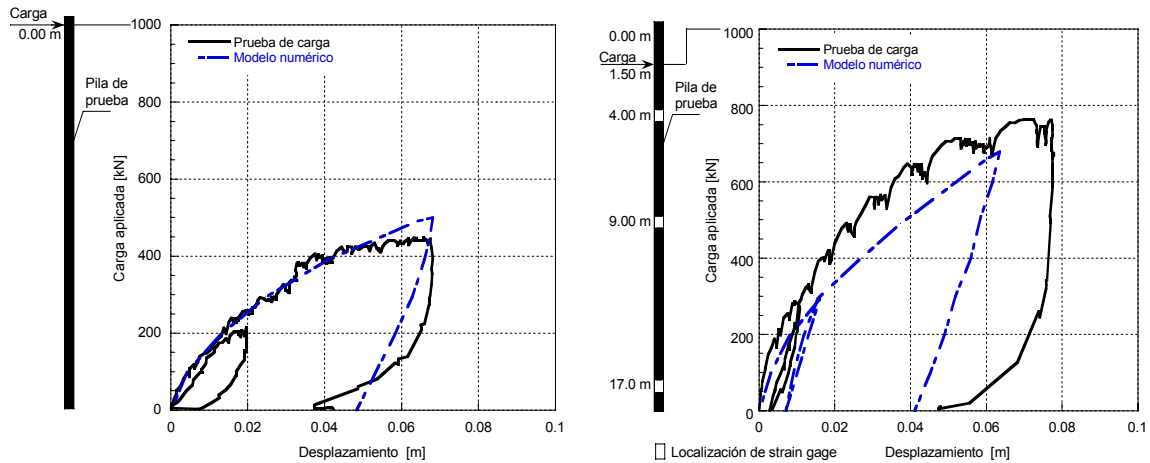


Figura 5.16 Curvas carga-deformación para la prueba de carga lateral, Sitio San Antonio, a) pila PCLS y b) pila PCLC

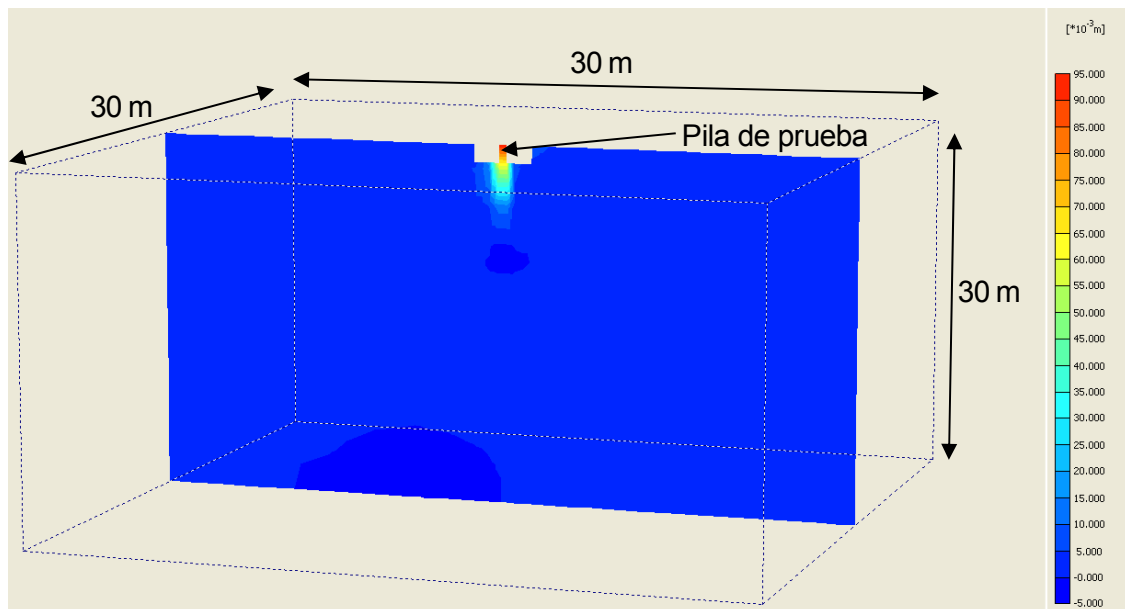


Figura 5.17 Contornos de deformación horizontal presentados para la carga máxima de la prueba, Sitio San Antonio, pila PCLC



5.2.7 Propiedades mecánicas de los estratos, Sitio Periférico

Al igual que lo sucedido para el sitio San Antonio, para la prueba de carga axial se carecía de datos puntuales proporcionados por laboratorio; por lo tanto, las propiedades ingenieriles del suelo se determinaron a través de correlaciones, utilizando el número de golpes de la prueba de penetración estándar. De tal forma que el módulo de Young y el ángulo de fricción interna, así como el ángulo de dilatación, se determinaron mediante las 5.6, 5.7 y 5.8 respectivamente.

Así pues, con base en el perfil estratigráfico y los resultados de la prueba SPT (ver apartado 4), para el sitio Periférico se consideraron 15 unidades estratigráficas con las características mecánicas que se señalan en la tabla 5.4. Dentro de la tabla 5.4 también se incluyen las propiedades del concreto de la pila, las cuales se obtuvieron con base en los datos experimentales practicados en probetas de concreto utilizado en la pila de la prueba de carga axial del Sitio Periférico reportados por Mendoza *et al.*, 2003.

Tabla 5.4. Propiedades mecánicas de los estratos, consideradas en el modelo numérico

Material	Profundidad (m)	Peso volumétrico γ (kN/m ³)	Ángulo de fricción ϕ (°)	Ángulo de dilatación ψ (°)	Módulo elástico E (kPa)	Relación de Poisson ν
Estrato 1	0.00 - 2.40	18.44	33.9	3.9	85000	0.275
Estrato 2	2.40 - 5.60	18.44	27.1	0.0	35000	0.275
Estrato 3	5.60 - 7.70	18.44	47.4	17.4	250000	0.275
Estrato 4	7.70 - 8.50	18.44	25.2	0.0	25000	0.35
Estrato 5	8.50 - 10.90	17.70	42.3	12.3	177500	0.35
Estrato 6	10.90 - 11.40	17.70	32.1	2.1	70000	0.35
Estrato 7	11.40 - 12.00	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 8	12.00 - 12.50	17.70	37.4	7.4	120000	0.35
Estrato 9	12.50 - 13.80	17.70	44.4	14.4	206250	0.35
Estrato 10	13.80 - 15.00	17.70	46.9	16.9	242500	0.35
Estrato 11	15.00 - 18.00	17.70	46.6	16.6	237500	0.35
Estrato 12	18.00 - 20.40	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 13	20.40 - 22.50	17.70	41.2	11.2	163333	0.35
Estrato 14	22.50 - 25.00	17.70	47.4	17.4	250000	0.35
Estrato 15	25.00 - 30.00	18.44	47.4	17.4	250000	0.35
Pila	0.00 - 22.50	23.21	-	-	29125743	0.20

5.2.8 Modelo geométrico de la prueba de carga axial, Sitio Periférico

El modelo geométrico consta del perfil estratigráfico, de la pila, de la interface entre el suelo y la pila, de la carga aplicada; y, de la generación de la malla de elemento finito. Dado que no se cuentan con mediciones de campo de las propiedades mecánicas de la interfaz, ésta no se incluyó en el modelado de la prueba de carga.

Por otra parte, la carga se consideró como uniformemente distribuida en toda la cabeza de la pila. En la figura 5.19 se muestra el modelo geométrico a partir del cual se generó el modelo tridimensional de la prueba de carga axial para la pila de prueba del sitio Periférico. El modelo axísimétrico consta de 1025 elementos triangulares de 15 nodos y tiene un total de 8371 nodos.

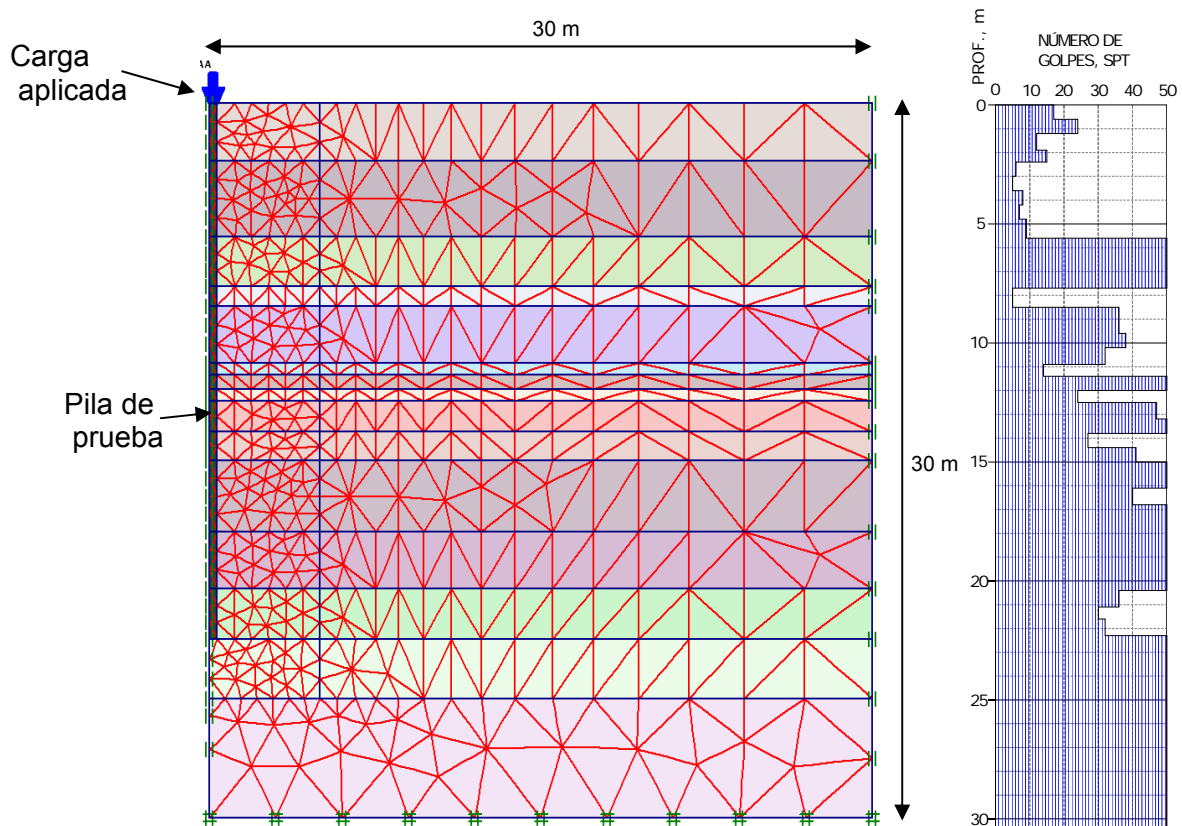


Figura 5.19 Modelo geométrico para la prueba de carga axial del sitio San Antonio

5.2.9 Resultados de la Modelación Numérica de la prueba de carga axial, sitio Periférico

Las fases de carga que se simularon fueron la cuarta etapa de carga y su tercer ciclo. La carga máxima durante la prueba, que coincide con la del modelo, fue de 6867.0 kN, para

esta carga se registro una deformación de 0.008 m. La deformación obtenida mediante el modelo de elemento finito fue de 0.009 m. La curva esfuerzo-deformación se muestra en la figura 5.20a. En la figura 5.20b se muestra la distribución de carga a lo largo de la pila, tanto las calculadas como las medidas durante la ejecución de la prueba; se aprecia que la transferencia de carga a la punta es del orden del 9% del total. Finalmente, en la figura 5.21 se muestran los contornos de deformación horizontal para la carga máxima alcanzada durante la ejecución de la prueba.

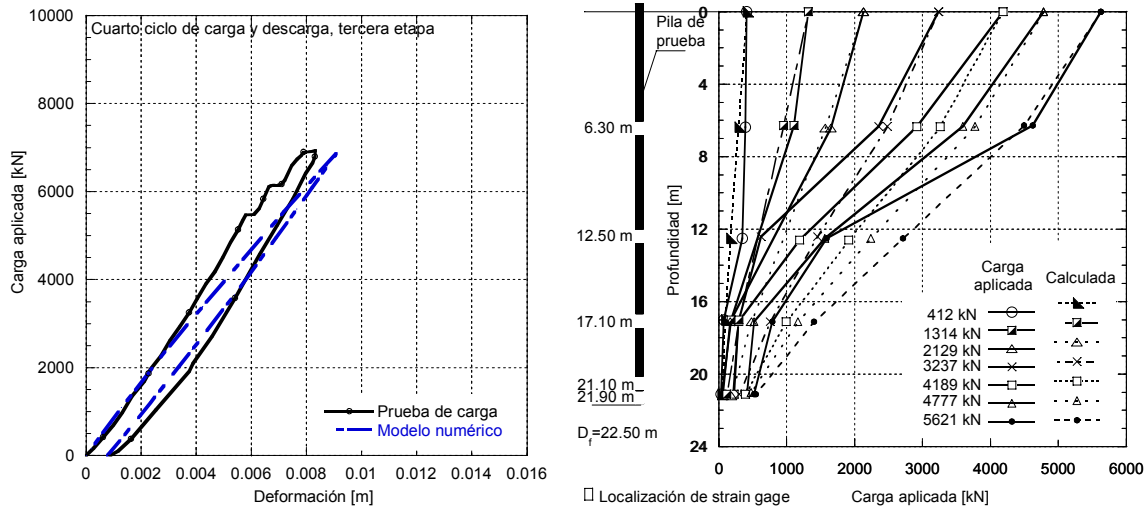


Figura 5.20 a) Curva esfuerzo-deformación para la prueba de carga axial y b) curvas de transferencia de carga a lo largo de la pila, Sitio Periférico

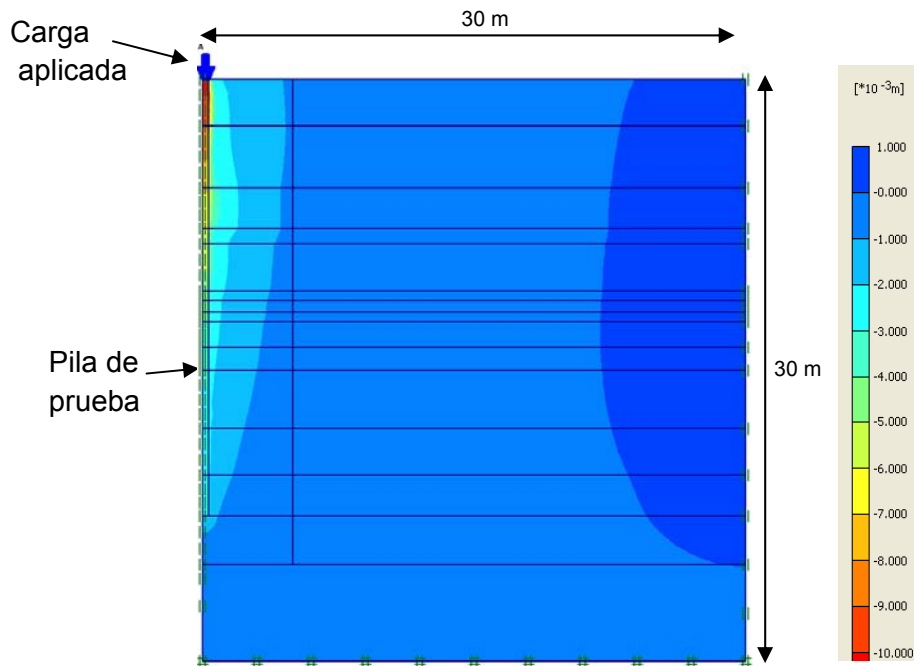


Figura 5.21 Contornos de deformación para la prueba de carga axial, Sitio Periférico

5.2.10 Modelación numérica de la prueba de carga lateral, Sitio Periférico

El modelo por medio del cual se llevo a cabo el análisis de elemento finito para la prueba de carga lateral del sitio Periférico fue tridimensional, y se discretizó en 8370 elementos y un total de 22730 nodos. Los parámetros mecánicos del suelo, así como la estratigrafía en general, son los que se definieron para carga axial.

En la figura 5.22a se muestra la curva carga – deformación obtenida. Se aprecia que la carga máxima obtenida para un mismo nivel de deformación es 21 % mayor a la registrada durante la ejecución de la prueba. Es posible que en campo se haya presentado una carga tan baja durante la ejecución de la prueba toda vez que se observaron grietas a lo largo de los trabajos de construcción de dicha pila que se describen en el informe presentado por Mendoza *et al.*, 2003. La figura 5.22b muestra una comparación entre los desplazamientos medidos y calculados para tres incrementos de carga, en esta figura se hace claro que los desplazamientos laterales pueden asumirse como cero para profundidades mayores a los 7 m.

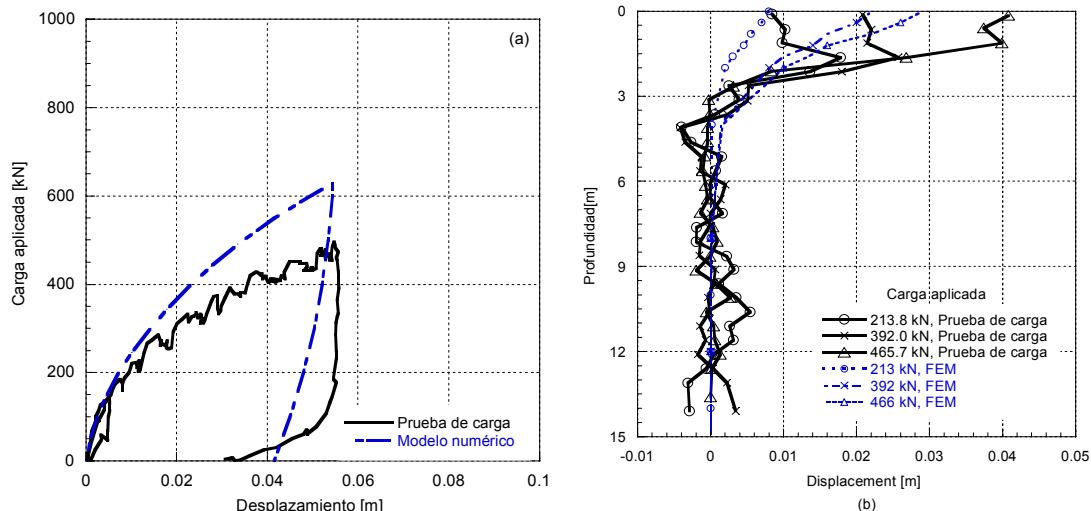


Figura 5.22 a) Curva esfuerzo-deformación y b) Desplazamientos medidos y calculados en función de la profundidad, Sitio Periférico

5.3 Determinación de curvas t-z, Q-z y p-y a partir de los modelos numéricos

Una vez que los modelos numéricos fueron calibrados, se procedió a la obtención de las curvas t-z, Q-z y p-y para los geomateriales encontrados en los sitios de prueba a partir de los resultados finales. Las curvas propuestas son comparadas con aquellas que se proponen en la literatura especializada O'Neill y Reese (1999) y API (1993). Para la obtención de las curvas Q-z el movimiento en la punta de la pila se limitó al 5% de su

diámetro nominal, D , el cual representa el asentamiento que comúnmente se toma como referencia para determinar la capacidad de carga última de pilas mediante la aplicación de métodos empíricos tales como los propuestos por Reese (1977), Decourt (1995), O'Neill y Reese (1999) y Wysockey (1999). A partir de esta consideración se obtuvo la capacidad de carga máxima por fricción del fuste, $t_{m\acute{a}x}$, a fin de desarrollar las curvas normalizadas t - z para cada uno de los sitios de prueba.

De manera esquemática la obtención de las curvas antes mencionadas se muestra en la figura 5.23, en la cual se aprecia el modelo mecánico para una pila axialmente cargada. La pila está sujeta a una fuerza axial en su cabeza, la cual le ocasiona un desplazamiento z_t . El desplazamiento en la punta es z_p , y el desplazamiento a la profundidad x es z . Se considera que los desplazamientos z hacia abajo son positivos y las cargas de compresión también se consideran positivas.

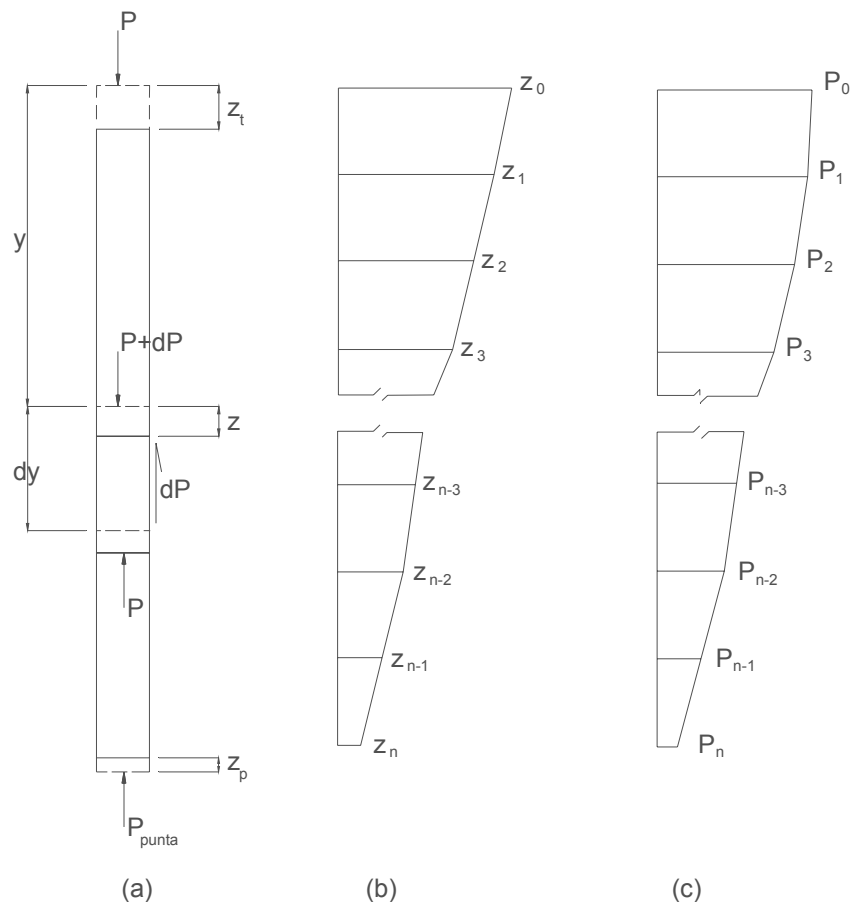


Figura 5.23 Modelo mecánico para una pila axialmente cargada

En un elemento dx , la deformación en el elemento debida a la carga axial se calcula como sigue:



$$\frac{dz}{dx} = -\frac{P}{EA} \quad (5.10)$$

donde:

- P: carga axial en la cabeza de la pila (kN)
- E: modelo de Young del material de la pila (kPa)
- A: área de la sección transversal de la pila (m²)

En la figura 5.23b se muestra el esquema de transferencia de carga a lo largo del fuste de la pila, se hace notar que se parte de una distribución de desplazamientos a lo largo de la pila, así como de la distribución de cargas con la profundidad. De esta manera se construyen las curvas t-z con valores promedios alrededor de la profundidad de interés. Por otra parte, es posible construir diagramas análogos para construir las curvas p-y a las profundidades de interés.

5.3.1 Sitio Periférico

En la figura 5.24 se muestran nueve curvas $t/t_{\max} - z/D$ obtenidas a partir de los resultados desprendidos del modelo de elementos finitos para diferentes profundidades a lo largo del fuste de la pila, las cuales se han agrupado por geomaterial: limo arenosos o limo arcillosos. En la figura 5.25a y 5.25b se puede observar un rango dentro del cual varían las curvas $t/t_{\max} - z/D$ calculadas, en esas mismas figuras se ha trazado una línea de tendencia para limos arcillosos y arenosos respectivamente. La forma de las curvas derivadas a partir del modelo numérico son similares al límite superior para arcillas que propone el American Petroleum Institute, API, (1993). La discrepancia entre la carga máxima transferida se puede atribuir a la presencia de limos en el depósito de suelo. Las curvas $t/t_{\max} - z/D$ recomendadas por O'Neill y Reese (1999) y por API (1993) muestran que para arena limpias la transferencia máxima de carga se alcanza para un desplazamiento del 1% del diámetro de la pila. La forma de la curva $t/t_{\max} - z/D$ obtenida a partir del modelo numérico para arenas limosas muestra como el contenido de limos y la plasticidad de estos materiales influyen en su comportamiento, figura 5.26. Las curvas Q-z derivadas a partir de los modelos numéricos desarrollados para arenas con gravas se aprecian en la figura 5.27 y caen dentro del rango para suelos no cohesivos que ha recomendado O'Neill y Reese (1999). La pendiente de la curva $Q/Q_p - z/D$ presentada se atribuye al contenido de gravas. Finalmente, las curvas p-y obtenidas a partir de los modelos numéricos se presentan en la figura 5.27 para cinco diferentes profundidades.

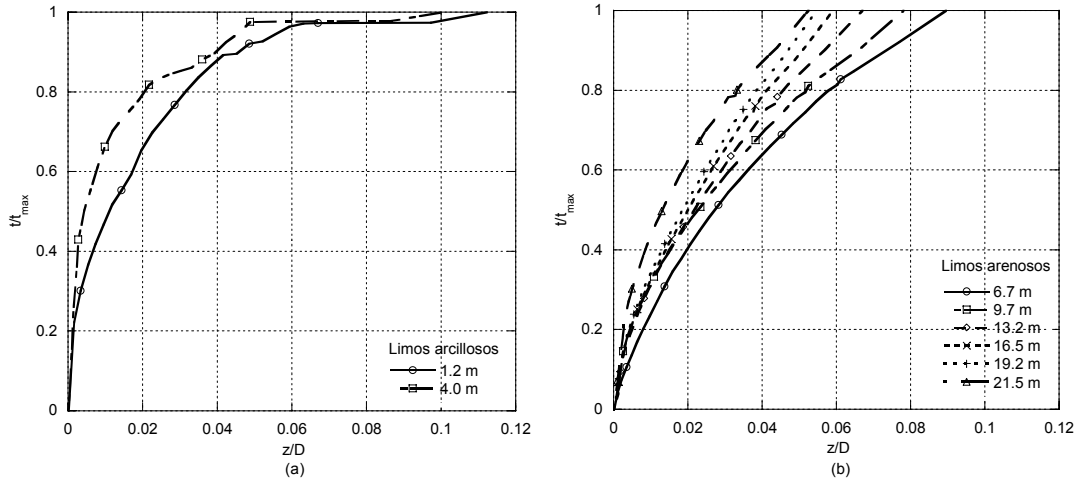


Figure 5.24 Curvas $t/t_{m\acute{a}x}$ - z/D generadas a partir del modelo numérico (a) limos arcillosos y (b) limos arenosos, sitio Periférico

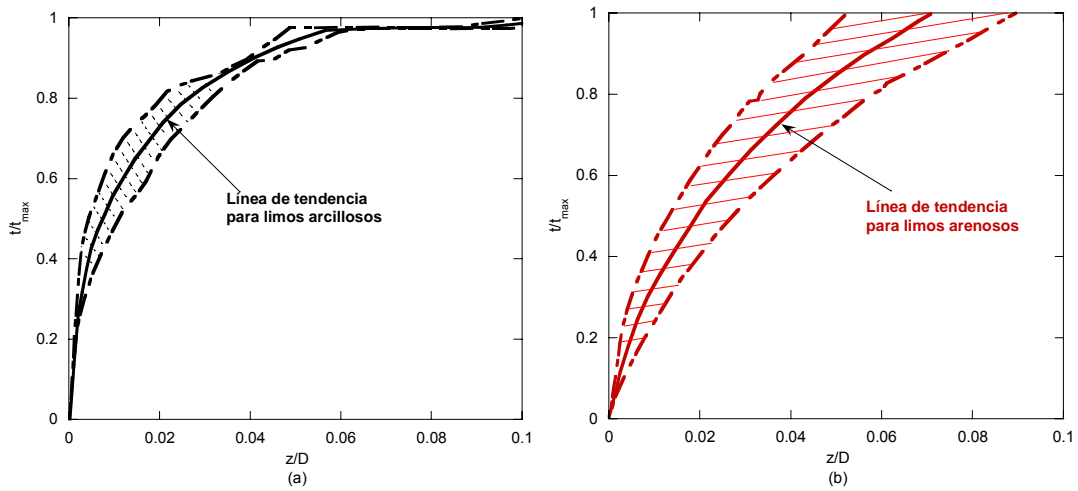


Figure 5.25 Curvas $t/t_{m\acute{a}x}$ - z/D generadas a partir del modelo numérico (a) limos arcillosos y (b) limos arenosos, sitio Periférico

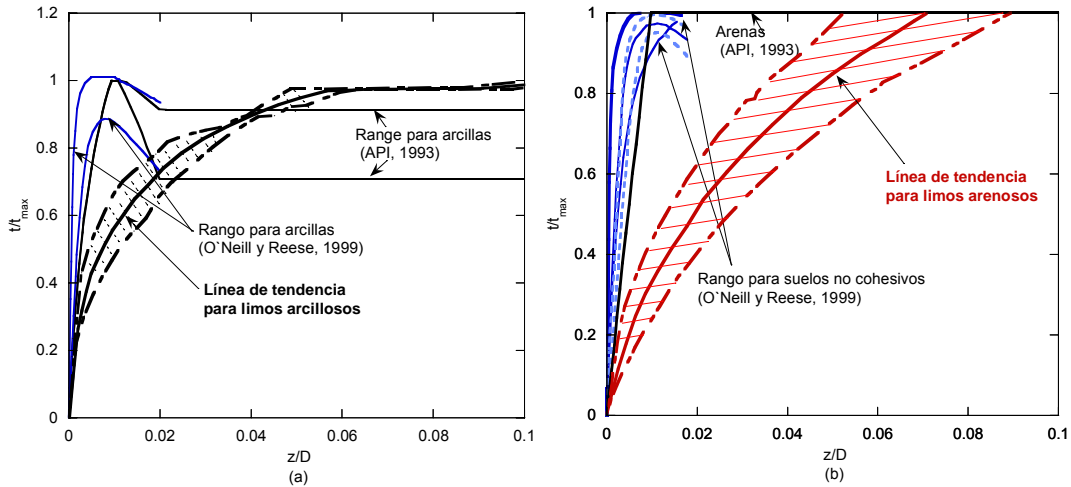


Figure 5.26 Comparación de curvas t/t_{max} - z/D generadas a partir del modelo numérico con API (1993) y O'Neill y Reese (1999), sitio Periférico

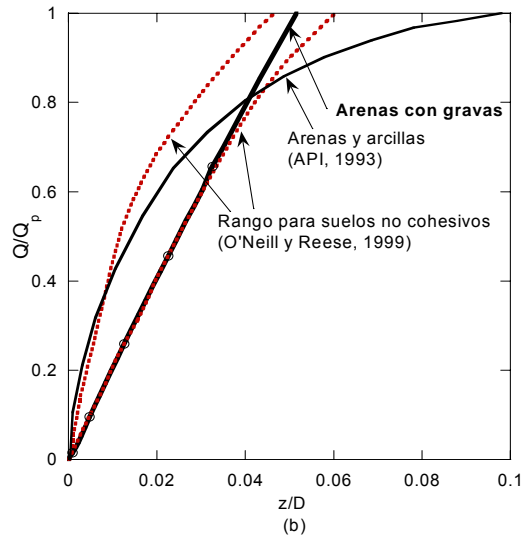


Figure 5.27 Curvas Q/Q_p - z/D generadas a partir del modelo numérico, sitio Periférico

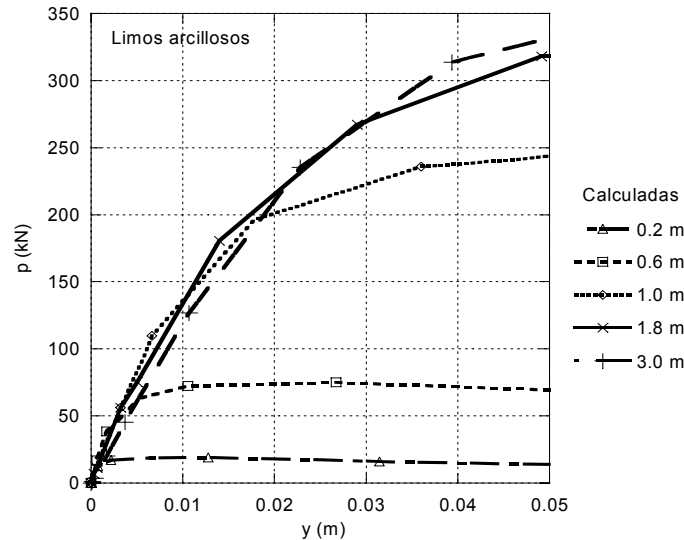


Figure 5.28 Curvas p - y generadas a partir del modelo numérico, sitio Periférico

5.3.2 Sitio San Antonio

Para el sitio San Antonio, se determinaron ocho curvas $t/t_{\max} - z/D$ a diferentes profundidades, las cuales se han agrupado en la figura 5.29 en función del geomaterial. En la figura 5.30a y 5.30b se puede observar un rango dentro del cual varían las curvas $t/t_{\max} - z/D$ calculadas, en dichas figuras se ha trazado una línea de tendencia para arenas arcillosas y limos arenosos o arenas limosas. La forma de las curvas derivadas a partir del modelo numérico son similares al límite superior para arenas que propone el American Petroleum Institute, API, (1993). La discrepancia entre la carga máxima transferida se puede atribuir a la presencia de gravas en el depósito de suelo. Las curvas $t/t_{\max} - z/D$ recomendadas por O'Neill y Reese (1999) y por API (1993) muestran que para arena limpias la transferencia máxima de carga se alcanza para un desplazamiento del 1% del diámetro de la pila. La forma de la curva $t/t_{\max} - z/D$ obtenida a partir del modelo numérico para arenas limosas muestra, al igual que en el sitio periférico, como el contenido de limos y la plasticidad de estos materiales influyen en su comportamiento, esto se aprecia en la figura 5.31. Las curvas Q - z derivadas a partir de los modelos numéricos desarrollados para arenas con gravas se aprecian en la figura 5.32 y caen dentro del rango para suelos no cohesivos que ha recomendado O'Neill y Reese (1999). La pendiente de la curva $Q/Q_p - z/D$ presentada, al igual que en el sitio periférico, se atribuye al contenido de gravas. Finalmente, las curvas p - y obtenidas a partir de los modelos numéricos se presentan en la figura 5.33 para cinco diferentes profundidades, para las primeras tres profundidades se aprecia una carga p máxima y una residual lo cual es pausable de atribuir al fenómeno de dilatación.

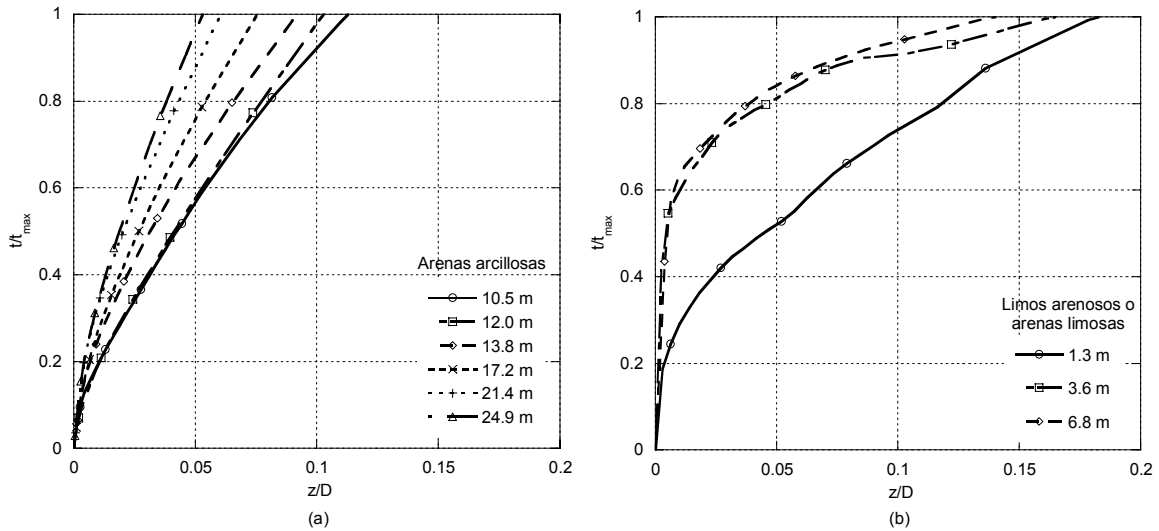


Figure 5.29 Curvas $t/t_{m\acute{a}x} - z/D$ generadas a partir del modelo numérico (a) arenas arcillosas y (b) limos arenosos o arenas limosas

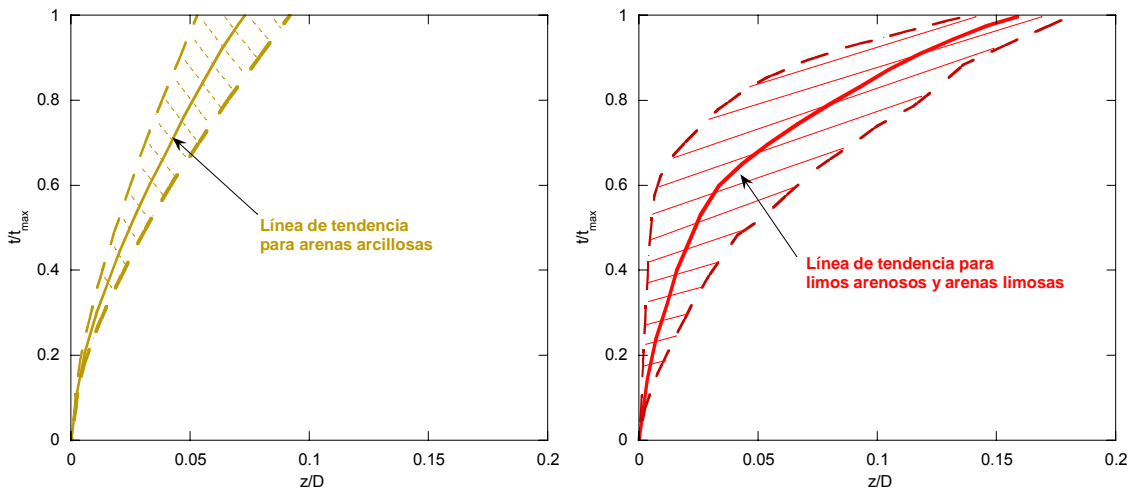


Figure 5.30 Curvas $t/t_{m\acute{a}x} - z/D$ generadas a partir del modelo numérico (a) arenas arcillosas y (b) limos arenosos o arenas limosas, Sitio San Antonio

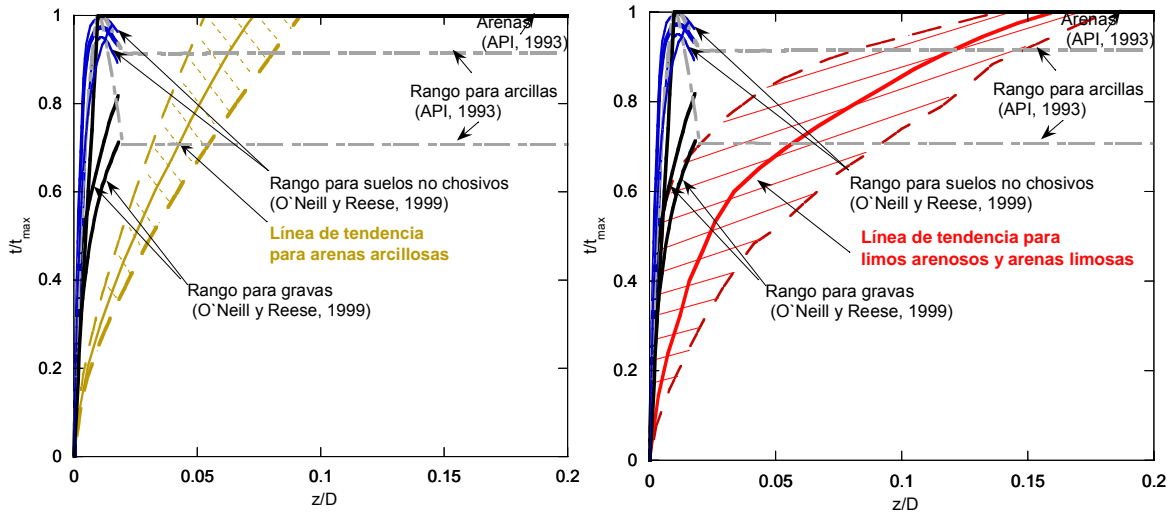


Figure 5.31 Comparación de curvas u'/u'_{\max} - z/D generadas a partir del modelo numérico con API (1993) y O'Neill y Reese (1999), sitio San Antonio

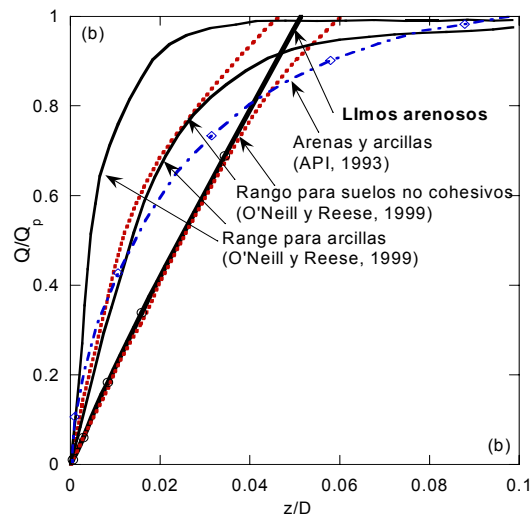


Figure 5.32 Curvas Q/Q_p - z/D generadas a partir del modelo numérico, sitio San Antonio

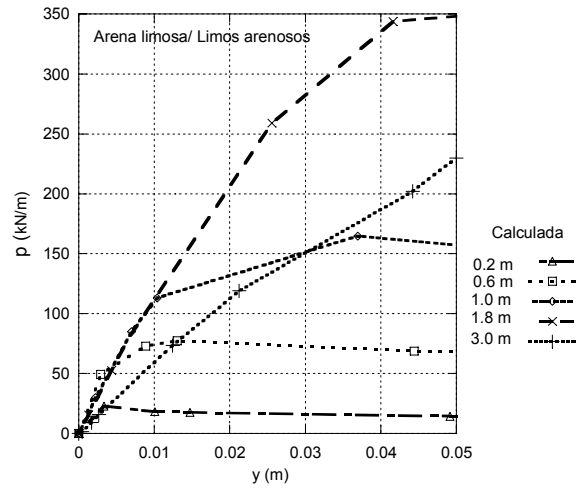


Figure 5.33 Curvas p - y generadas a partir del modelo numérico, sitio San Antonio