



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MEXICO.**

DIVISION DE ESTUDIOS DE POSGRADO.

FACULTAD DE INGENIERÍA.

**“INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES
MEDIANTE EL PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL”.**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL GRADO DE
MAESTRO EN INGENIERÍA CIVIL
P R E S E N T A:
JOSÉ GUILLERMO CLAVELLINA MILLER.

ASESOR: DR. RIGOBERTO RIVERA CONSTANTINO.

CIUDAD UNIVERSITARIA, D.F., 2005.

AGRADECIMIENTOS...

- A *Dios*, por haber iluminado el camino que me permitió llegar a esta meta;
- A las dos personas que más admiro y con las que estaré agradecido por siempre, mis padres: *Juanita Miller Vázquez* y *José Luis Clavellina Medina*;
- A mis hermanos, *Pepe* y *Marce*, por ser mis grandes amigos y por estar siempre a mi lado;
- Al amor de mi vida, *Cristy*, por impulsarme y apoyarme siempre para seguir adelante, por ser la razón de mi vida y por quien quiero ser cada vez mejor;
- Al *Dr. Rigoberto Rivera Constantino*, por su enorme apoyo durante mi formación y en la realización de éste trabajo;
- Al *Dr. Eulalio Juárez Badillo*, por el enorme interés y entusiasmo para que sus alumnos nos formemos como profesionales y seres humanos; por sus siempre valiosos consejos para la realización de este trabajo.
- A los ingenieros *Ricardo Fernández del Olmo* y *David Méndez Caporal*, por su apoyo para la realización de este trabajo;
- A mi alma mater, la *Facultad de Ingeniería* y a la *Universidad Nacional Autónoma de México*, por la formación que me han dado.

INTERPRETACION DE PRUEBAS DE CARGA EN PILOTES MEDIANTE EL PRINCIPIO DE PROPORCIONALIDAD NATURAL.

Índice.

<u>Introducción.</u>	2
<i>Antecedentes.</i>	2
<i>Objetivos.</i>	2
<i>Alcances.</i>	3
<u>1. Pruebas de Carga.</u>	4
1.1. <i>Conceptos básicos acerca de las pruebas de carga.</i>	4
1.2. <i>Procedimientos típicos para la ejecución de pruebas de carga</i>	6
1.3. <i>Pruebas de carga de compresión.</i>	8
1.4. <i>Pruebas de carga de tensión.</i>	8
1.5. <i>Pruebas de carga lateral.</i>	9
1.6. <i>Algunos métodos tradicionales de interpretación de pruebas de carga.</i>	9
<u>2. El Principio de Proporcionalidad Natural.</u>	16
2.1. <i>Fundamentos del Principio de Proporcionalidad Natural.</i>	16
2.2. <i>Ecuaciones fundamentales del Principio de Proporcionalidad Natural.</i>	18
2.3. <i>Ecuaciones de comportamiento para interpretar las pruebas de carga.</i>	27
<u>3. Resultados experimentales y su interpretación mediante algunos métodos tradicionales y el Principio de Proporcionalidad Natural.</u>	32
3.1. <i>Pruebas de compresión.</i>	32
3.2. <i>Pruebas de tensión.</i>	64
3.3. <i>Pruebas de carga lateral.</i>	93
3.4. <i>Pruebas de compresión efectuadas en un mismo sitio. Efecto del tiempo de reposo en los parámetros del modelo teórico</i>	106
<u>4. Conclusiones.</u>	117
<u>5. Referencias y Bibliografía.</u>	121
<u>Anexos.</u>	

Introducción.

Antecedentes.

Dado que en muchas ocasiones las condiciones del suelo no son apropiadas para desplantar una estructura sobre una cimentación de tipo superficial, es preciso recurrir a cimentaciones profundas a base de pilotes o pilas con el fin de buscar apoyo en estratos más resistentes, o bien distribuir la carga en un espesor grande de suelo.

Los ingenieros encargados del diseño de cimentaciones profundas se enfrentan en su labor a dos retos principales: predecir la capacidad de carga de los elementos que conforman la cimentación de una estructura y estimar los asentamientos que se inducirán en la masa del suelo debido a la sobrecarga aplicada.

Uno de los métodos para estimar la capacidad de carga de un pilote o pila individual en un cierto lugar, es realizar una prueba de carga a escala natural en ese lugar.

Dadas las incertidumbres que se manejan tanto en las técnicas analíticas y numéricas que se emplean para la predicción de la capacidad de carga de una pila o pilote, así como en la definición experimental de parámetros confiables del suelo aplicables a los modelos con que se cuenta, la necesidad de realizar pruebas de carga se ve justificada a pesar del costo y tiempo que éstas conllevan.

El Principio de Proporcionalidad Natural permite, a través de sus fundamentos filosóficos y científicos, obtener modelos que representan el comportamiento de un elemento sometido a una prueba de carga de cualquier tipo y en cualquiera de sus ciclos de carga y descarga.

De esta manera, es posible predecir las curvas carga vs. desplazamiento, resultado de pruebas de carga, sin tener que realizar la prueba, eliminando así los altos costos en dinero y tiempo.

Con la curva así obtenida se puede aplicar el método de interpretación que se desee y determinar la carga admisible que ha de aplicarse a la pila o pilote.

Objetivos.

Este trabajo tiene como objetivo principal el estudio de los parámetros que intervienen en las ecuaciones teóricas, obtenidas a partir del Principio de Proporcionalidad Natural, que permiten la predicción de las diferentes ramas de la curva carga vs. desplazamiento de un pilote o pila sometido a una carga estática vertical (compresión o tensión) u horizontal.

Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el Principio de Proporcionalidad Natural

Para ello se analizarán diferentes pruebas de carga tanto en pilotes como en pilas situados bajo condiciones estratigráficas diversas, interpretando sus resultados con el modelo teórico, para mostrar la validez de éste y observar el comportamiento de dichos parámetros.

En base al análisis del comportamiento de los parámetros antes mencionados, se busca la caracterización de los sitios en donde se efectuaron las pruebas.

Alcances.

El presente trabajo es el primero de lo que debe ser un esfuerzo permanente encaminado a estudiar y analizar el comportamiento de pilas y pilotes sometidos a diferentes pruebas de carga mediante el Principio de Proporcionalidad Natural, por lo que los resultados y conclusiones que se obtengan deberán verse como una primera aproximación al comportamiento real de tales elementos.

Dada la amplitud del tema, el trabajo que se desarrollará en las páginas subsecuentes se enfoca al estudio de pruebas de carga de compresión, tensión y carga lateral, de tipo estáticas, sobre pilotes y pilas ensayados individualmente. Se presentarán algunos resultados de pruebas efectuadas sobre grupos de pilotes o pilas, con el único fin de mostrar la validez del modelo en estos casos.

Las interpretaciones de los resultados de pruebas de carga que se presentan a continuación se efectuaron sobre las ramas de carga y sobre un ciclo de descarga, sin embargo, el análisis de los resultados obtenidos se enfocará únicamente a la rama de carga denominada pre-pico.

1. Pruebas de Carga.

1.1. Conceptos básicos acerca de las pruebas de carga.

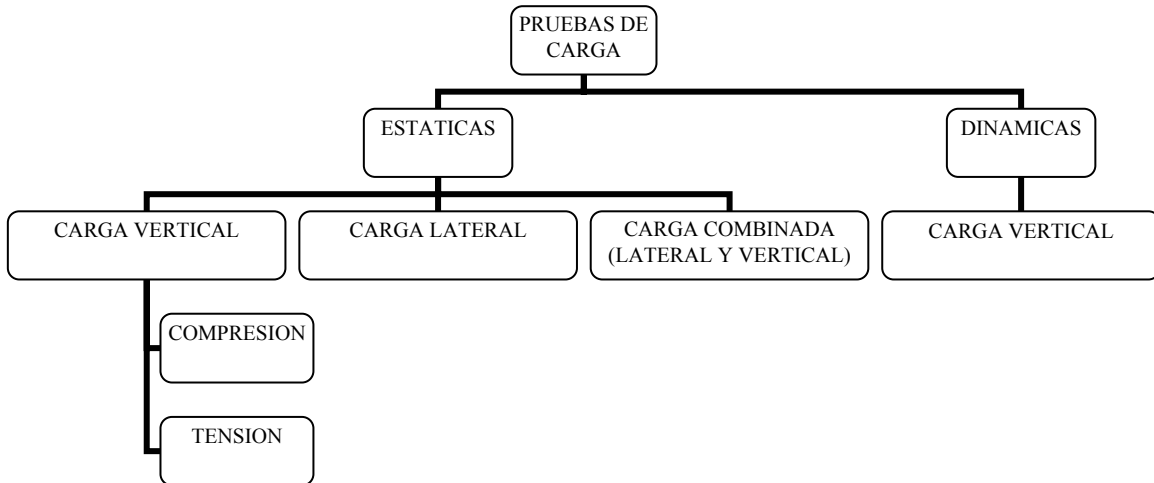
Un método alternativo para estimar tanto la capacidad de carga de pilotes o pilas en un cierto lugar, así como los desplazamientos de estos elementos bajo carga, es realizar una prueba de carga a escala natural.

La información que puede obtenerse de una prueba de carga convencional sobre pilas o pilotes es:

- Capacidad de carga última por punta.
- Capacidad de carga por fricción lateral.
- Capacidad de carga lateral.
- Asentamiento bajo carga.

Para obtener información realmente representativa de una prueba de carga, ésta debe diseñarse simulando las condiciones de carga, estáticas o dinámicas, a las que será sometido el pilote o pila.

De acuerdo a lo anterior, las pruebas de carga pueden clasificarse de la siguiente manera:



Las pruebas de carga estática están encaminadas a definir el comportamiento de un pilote o pila cuando éste es sometido a la acción de una secuencia de cargas (verticales, laterales ó verticales y laterales) que tratan de simular las acciones que la estructura real aplicará sobre estos elementos.

Las pruebas dinámicas consisten en la aplicación repetida de ciclos de carga y descarga, y de igual manera, tratan de representar las acciones a las que se verán sometidos los pilotes o pilas de una cierta estructura, por ejemplo, acciones sísmicas, de oleaje, etc.

Independientemente del tipo de prueba de que se trate, todas ellas consisten, fundamentalmente, en la aplicación de cargas y descargas con la medición de su correspondiente desplazamiento inducido en el pilote o pila.

Las etapas de selección, diseño y ejecución de una prueba de carga pueden resumirse en ocho puntos:

- 1) Definir los objetivos de la prueba, es decir, establecer con claridad la información que se pretende obtener de la prueba.
- 2) De acuerdo a los objetivos, previamente establecidos, seleccionar el tipo de prueba de carga que debe realizarse.
- 3) Seleccionar el tipo de sistema de reacción, equipo de aplicación de la carga y dispositivos de medición que se emplearán.
- 4) Selección del pilote o pila a probar, esto es, determinar cuál elemento es el más representativo de acuerdo a las condiciones prevalecientes: magnitud de las cargas en cada pilote, número de pilotes colocados en cada zona, consecuencias derivadas de la falla de un determinado pilote o pila, etc.
- 5) Construcción del sistema de reacción.
- 6) Instalación de los equipos de aplicación de la carga y de medición.
- 7) Ejecución de la prueba.
- 8) Interpretación de los resultados.

Como podrá notarse, previo a la realización de las etapas antes mencionadas, es necesaria la recopilación e investigación de información geotécnica del sitio y del diseño preliminar de la cimentación, para así poder determinar las cargas que deberán alcanzarse durante la prueba, realizar una estimación del comportamiento del elemento probado e interpretar adecuadamente los resultados.

Además de la selección del tipo de prueba que debe realizarse, en base a la información que se pretende obtener, es necesaria la selección del método o procedimiento de ejecución de la prueba.

1.2. Procedimientos típicos para la ejecución de pruebas de carga.

Existen varios procedimientos de prueba, entre los que destacan:

Procedimiento de carga controlada:

Existen dos variantes de este procedimiento. La primera consiste en la aplicación de carga en incrementos iguales, hasta alcanzar la carga máxima deseada; cada incremento es aplicado cuando la rapidez de asentamiento debida al incremento anterior se reduce a un valor mínimo.

El denominado “standard loading procedure” establecido por la ASTM es un procedimiento de carga controlada que establece que los incrementos iguales de carga deben ser ocho, hasta alcanzar una carga máxima igual a dos veces la carga admisible determinada para el pilote o pila; dicha carga máxima debe mantenerse por 24 horas. La rapidez de deformación admisible para aplicar los incrementos de carga es definida de 0.25 mm/hr.

La segunda variante consiste, de igual manera, en la aplicación de incrementos iguales de carga (suelen usarse incrementos del 5% de la carga admisible) pero en incrementos de tiempo constante (usualmente 15 minutos), sin importar que se haya o no alcanzado la rapidez de asentamiento mínima.

De manera semejante a la primera variante señalada, la ASTM ha establecido un procedimiento alternativo “standard” donde los incrementos de carga son ocho y se aplican en intervalos de tiempo constantes de 1 hora, hasta alcanzar la carga máxima indicada anteriormente.

Este último criterio (incrementos de tiempo constantes) suele aplicarse únicamente cuando el procedimiento de rapidez de asentamiento mínimo requiere de un tiempo total de prueba inadmisibles. Debido a lo anterior, se tiene la costumbre de emplear el criterio mixto que considera un tiempo máximo entre aplicación de incrementos de carga de 2 horas.

Alcanzada la carga máxima se procede a la descarga, generalmente en 4 decrementos constantes a cada 20 minutos, midiendo la recuperación del asentamiento.

Procedimiento de desplazamientos controlados:

Existen dos criterios para realizar la prueba. El primer criterio consiste en realizar los incrementos de carga controlando que los asentamientos inducidos en el pilote sean constantes. La magnitud de los incrementos de carga necesarios para producir desplazamientos constantes es variable en el tiempo. Es usual considerar incrementos de asentamiento de 0.01 veces el diámetro del área equivalente del pilote hasta alcanzar un desplazamiento total de 0.1 veces dicho diámetro.

El segundo criterio consiste en variar la carga para que el pilote adquiera una rapidez de penetración constante, la cual suele considerarse de 1.25 mm/min en suelos cohesivos y 2.5 mm/min en granulares. La prueba suele detenerse cuando se alcanza un desplazamiento de

0.15 veces el diámetro del área equivalente del pilote. Las mediciones de carga y asentamiento se realizan cada 2 minutos.

Alcanzado el asentamiento máximo se procede a la descarga, la cual suele realizarse también en 4 decrementos constantes a cada 20 minutos.

Sea cual sea el procedimiento de prueba que se emplee, puede aplicarse más de un ciclo de carga y descarga, siguiendo un mismo criterio de prueba o combinando éstos.

Procedimiento de carga cíclica:

Como ya se mencionó, las pruebas dinámicas consisten en la aplicación de ciclos repetidos de carga y descarga. El procedimiento de carga cíclica es el procedimiento común de realizar pruebas dinámicas y busca determinar la carga de fluencia de un pilote bajo ciclos de carga y descarga. Dichos ciclos de carga y descarga varían entre un valor mínimo y un máximo, que usualmente es el doble del primero. Cada uno de los incrementos o decrementos de carga se mantiene durante un tiempo suficiente para que el pilote deje de asentarse o recuperarse (entre 10 y 40 minutos), por lo que la prueba de carga cíclica podría considerarse una variante más del procedimiento de carga controlada. Los registros de carga y desplazamiento se realizan cada 2 minutos, usualmente.

La representación de los resultados de la prueba de carga debe facilitar su correcta interpretación, por lo que es conveniente construir gráficas donde se presente la información básica. Una gráfica de gran utilidad para interpretar la prueba es la de carga vs. desplazamiento.

Cuando se realizan pruebas de carga en pilotes, debe considerarse el tiempo entre su hincado y la ejecución de la prueba, ya que la capacidad de carga puede variar considerablemente cuando el subsuelo está formado por arcillas, limos no plásticos y arenas finas.

En el caso de suelos finos, el hincado produce remoldeo del material alrededor del pilote y aumento en la presión de poro; conforme el tiempo pasa, la arcilla tiende a reestructurarse debido a sus propiedades tixotrópicas y a consolidarse, lo cual produce un aumento en la capacidad del pilote. Se considera que un lapso de tiempo entre 3 y 30 días es suficiente para la reestructuración y reconsolidación del suelo remoldeado por el hincado.

Cuando se trata de limos no plásticos y arenas finas, durante el hincado puede provocarse un incremento considerable en la presión de poro que se refleja en un incremento de la resistencia a la penetración del pilote. Tal efecto disminuirá conforme se disipe dicho incremento de presión con el tiempo.

1.3. Pruebas de compresión.

Se conoce como prueba de carga de compresión a aquel tipo de prueba en la cual los incrementos de carga aplicados al pilote o pila tienen como fin provocar la penetración de dicho elemento en la masa del suelo.

Como ya se ha mencionado, uno de los objetivos de una prueba de carga es la determinación de la carga última de la pila o pilote ensayado. En una prueba de carga de compresión, la carga última obtenida estará dada por la suma de las cargas últimas por punta y fricción.

Así, las cargas registradas en una prueba de carga de compresión corresponden a la suma de las cargas por fricción y por punta para un desplazamiento dado. La carga última por fricción se moviliza rápidamente requiriendo de poco desplazamiento vertical, en cambio, la carga última por punta requiere de desplazamientos mayores para ser alcanzada.

De acuerdo a lo anterior, las pruebas de carga de compresión son de utilidad si se requiere conocer la capacidad de carga última de un pilote o pila, sin importar el grado de aportación que tiene en esta capacidad su trabajo por fricción o punta.

Si se requiere conocer únicamente la capacidad por punta de una pila o pilote, puede adaptarse una prueba de compresión en la cual se elimine la contribución que pueda tener la fricción a lo largo del fuste. Dicha adaptación puede realizarse mediante la colocación de un ademe que evite el contacto entre el suelo y el fuste del elemento, o bien, engrasando toda el área lateral para reducir la fricción suelo – pilote al mínimo.

En relación a lo mencionado en los párrafos anteriores, cabe señalar que, estrictamente, no es correcto estimar la capacidad por punta de una pila o pilote colocando un ademe o engrasando su fuste ya que, en condiciones reales de trabajo, la transmisión de carga al suelo, a través de fricción positiva, conlleva un incremento en los esfuerzos efectivos del suelo a lo largo del elemento y por tanto al nivel de su punta, el cual propicia un aumento en la capacidad por punta que no es tomado en cuenta si se elimina la capacidad por fricción. En la práctica suele despreciarse el efecto antes descrito y se considera una buena aproximación el proceder con el método antes mencionado.

1.4. Pruebas de tensión.

La determinación de la carga última de una pila o pilote ante cargas de tensión o extracción resulta de interés en edificios habitacionales o de oficinas, estructuras portuarias, estructuras fuera de la costa, puentes, etc.

Las pruebas de carga de tensión tienen el objetivo de determinar la capacidad última de pilas o pilotes sometidos a fuerzas de extracción, así como los desplazamientos que se provocan ante este tipo de sollicitaciones.

Cuando una pila o pilote es sometida a una carga de extracción, se generan fuerzas cortantes en la interfase suelo – pila como resultado de la fricción desarrollada en el fuste. Al ir incrementando la carga, la fricción aumenta hasta alcanzar la resistencia al esfuerzo cortante del sistema suelo - pila. De esta manera podemos decir que la carga última por tensión es igual a la fuerza de extracción que moviliza la resistencia al esfuerzo cortante del sistema suelo – pila a lo largo de todo el elemento.

Como puede observarse, al realizar una prueba de carga de tensión podemos determinar la carga última por fricción de una pila o pilote, independientemente de su capacidad por punta. Sin embargo, debe tenerse en consideración que al tratar de extraer un pilote o pila de la masa del suelo estamos induciendo en ésta un decremento en los esfuerzos efectivos (de manera semejante a lo provocado por la fricción negativa) lo que afecta la magnitud de la fricción que se desarrolla a lo largo del elemento ensayado. A pesar de lo anterior, puede considerarse que la capacidad obtenida en una prueba de tensión es una buena aproximación de la capacidad real por fricción del elemento ensayado.

1.5. Pruebas de carga lateral.

El objetivo de las pruebas de carga lateral es la determinación del comportamiento de una pila o pilote vertical ante una secuencia de cargas horizontales.

La determinación de la carga lateral última de una pila o pilote resulta de importancia en estructuras en las cuales estos elementos estarán sometidos a sollicitaciones sísmicas, de oleaje, de viento, etc.

1.6. Algunos métodos tradicionales de interpretación de pruebas de carga.

La información obtenida con una prueba de carga se utiliza para determinar dos aspectos principales: la capacidad de carga del pilote o pila y el desplazamiento de éstos bajo una cierta carga.

A continuación se describen, brevemente, algunos de los métodos tradicionalmente empleados para definir la capacidad de carga de un pilote o pila mediante la gráfica desplazamiento vs. carga, obtenida de la prueba. El aspecto relacionado con el desplazamiento del pilote o pila bajo carga puede observarse directamente de la gráfica antes mencionada.

Hace tiempo era común definir la carga de falla como aquella carga para la cual se presentaba un desplazamiento mayor que el 10% del diámetro del área equivalente de la pila o pilote. Esta definición resulta inadecuada por no considerar las deformaciones elásticas del propio elemento pila o pilote. En realidad, los desplazamientos son una limitación de carga sólo desde el punto de vista de los desplazamientos permitidos para la superestructura que será soportada.

En algunas ocasiones se define la carga de falla como la intersección de dos líneas rectas: la recta “elástica” inicial y la recta “plástica” final de la curva desplazamiento vs. carga. El método anterior resulta muy subjetivo y afectado por el juicio de quien realiza la interpretación, además del hecho de que para cada escala que se maneje en el gráfico se tiene una carga de falla diferente.

La definición de una carga de falla debe estar basada en una regla matemática que genere valores repetitivos independientemente de escalas o juicios.

Diferentes investigadores han propuesto métodos (Ref. 1) para definir la carga de falla de los resultados de una prueba de carga:

a) Davisson: La carga de falla se define como la carga correspondiente al desplazamiento dado por la intersección de la curva carga vs. desplazamiento, resultado de la prueba de carga, con la recta “elástica” de dicha curva, desplazada sobre el eje de los desplazamientos un valor de 0.15 in más un factor igual al diámetro de la pila o pilote entre 120.

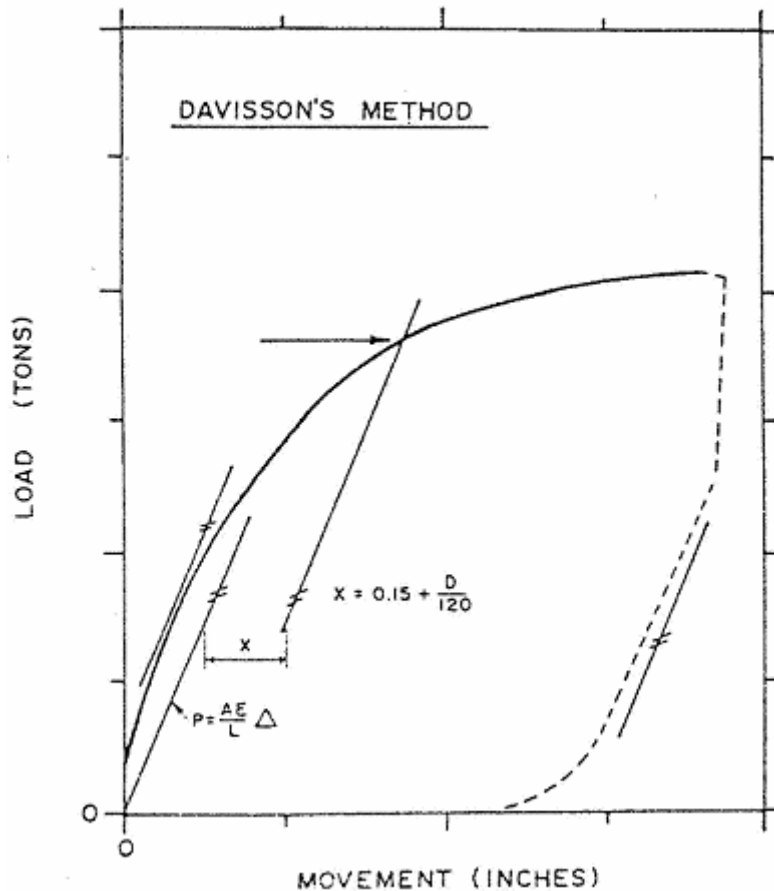


FIGURA 1. Método de Davisson.

b) Chin: El método considera que la curva carga vs. desplazamiento es aproximadamente hiperbólica al acercarse a la carga de falla. Consiste en dividir cada valor de desplazamiento entre su correspondiente carga y graficar los valores obtenidos en el eje de las ordenadas con relación a los desplazamientos correspondientes. Después de algunas variaciones iniciales, la gráfica anterior tiende a una recta. El inverso de la pendiente de dicha recta es el valor de la carga de falla.

c) De Beer: El método consiste en graficar en escala doble logarítmica la curva carga vs. desplazamiento. Los puntos de la curva forman aproximadamente dos rectas cuya intersección es la carga de falla.

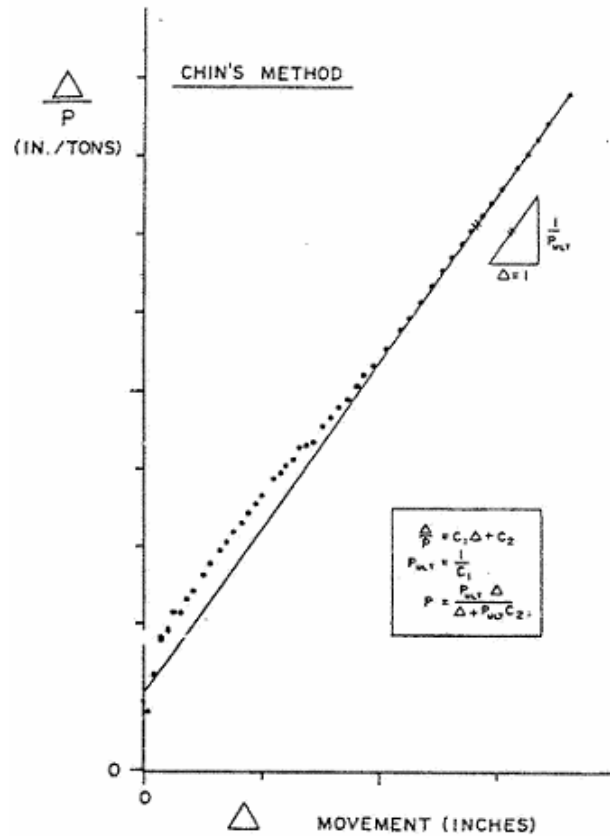


FIGURA 2. Método de Chin.

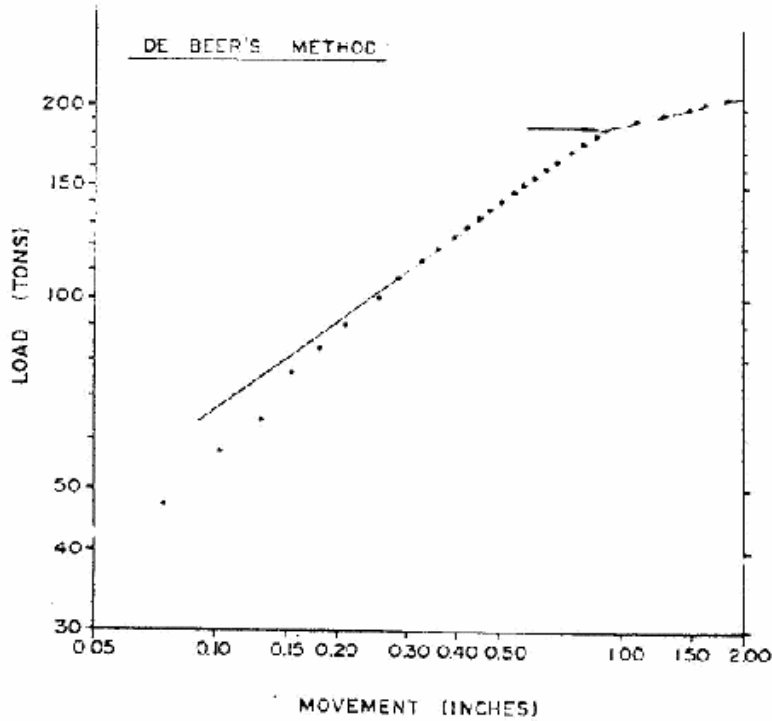


FIGURA 3. Método de De Beer.

d) Brinch Hansen: Este criterio define a la carga de falla como aquella para la cual se tiene un desplazamiento igual al doble del desplazamiento dado para el 90% de dicha carga.

El mismo autor propone otro criterio, el cual define a la carga de falla como aquella para la cual se tiene un desplazamiento igual a cuatro veces el desplazamiento dado para una carga igual al 80% de dicha carga. El criterio del 80% considera que la curva carga vs. desplazamiento es aproximadamente parabólica.

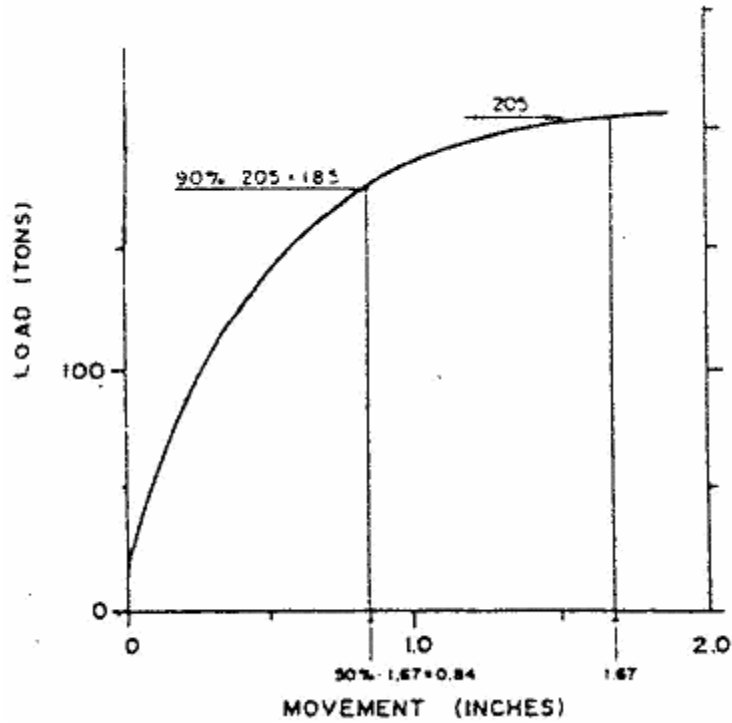


FIGURA 4. Método de Brinch Hansen.

e) Mazurkiewicz: El método consiste en trazar sobre la gráfica carga vs. desplazamiento rectas de igual desplazamiento, perpendiculares al eje de desplazamientos y que intersecten a la curva. En los puntos de intersección se deberán trazar rectas que crucen al eje de las cargas de manera perpendicular. En los puntos de intersección de las últimas rectas con el eje de las cargas se trazarán rectas a 45° hasta que crucen con la siguiente línea de cargas. Estos puntos de intersección caen aproximadamente sobre una línea recta, la cual cruza al eje de las cargas en el punto que representa la carga de falla.

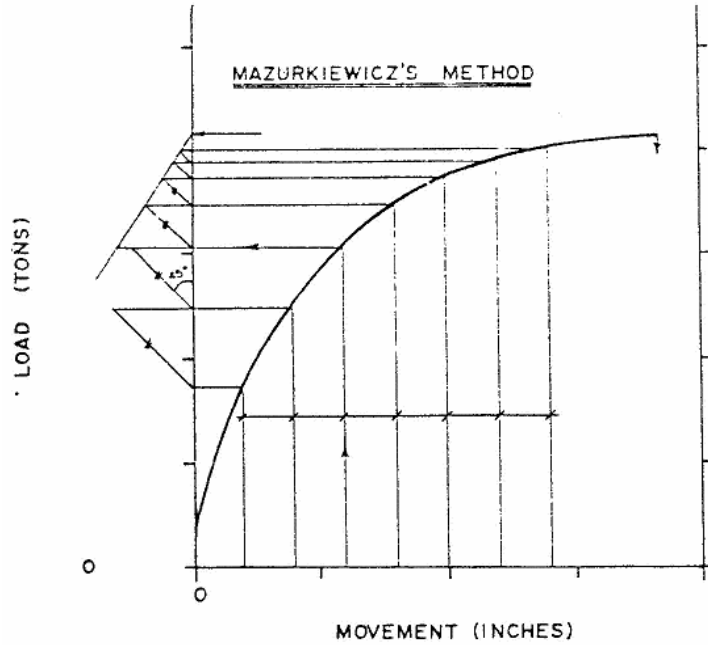


FIGURA 5. Método de Mazurkiewicz.

f) Butler & Hoy: Definen la carga de falla como aquella dada por la intersección de una recta con pendiente 0.05 in/ton, tangente a la curva carga vs. desplazamiento, con la tangente al tramo recto inicial de dicha curva.

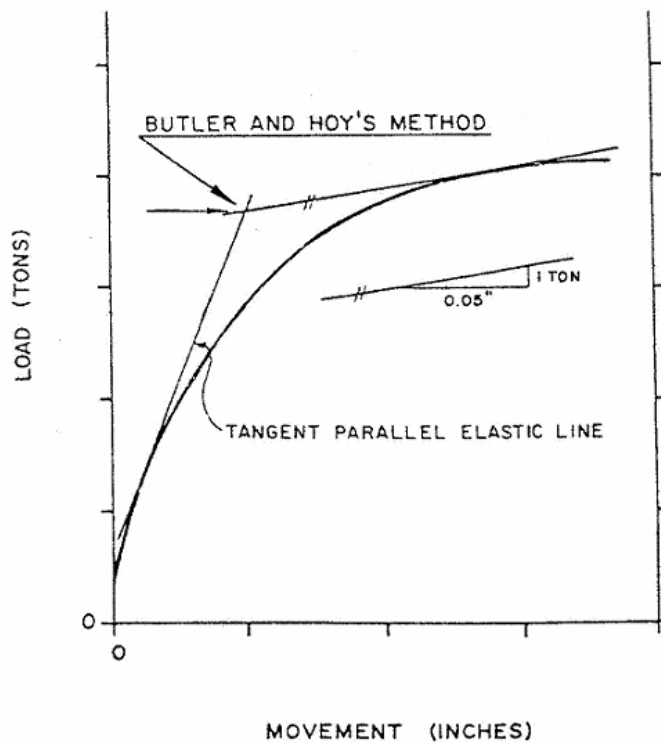


FIGURA 6. Método de Butler & Hoy.

g) Vander Veen: El método consiste en proponer un valor de carga de falla (Q_u) y graficar los valores dados por $\ln(1-Q/Q_u)$ con sus correspondientes desplazamientos. Si la gráfica anterior es una recta, el valor propuesto de Q_u es la carga de falla.

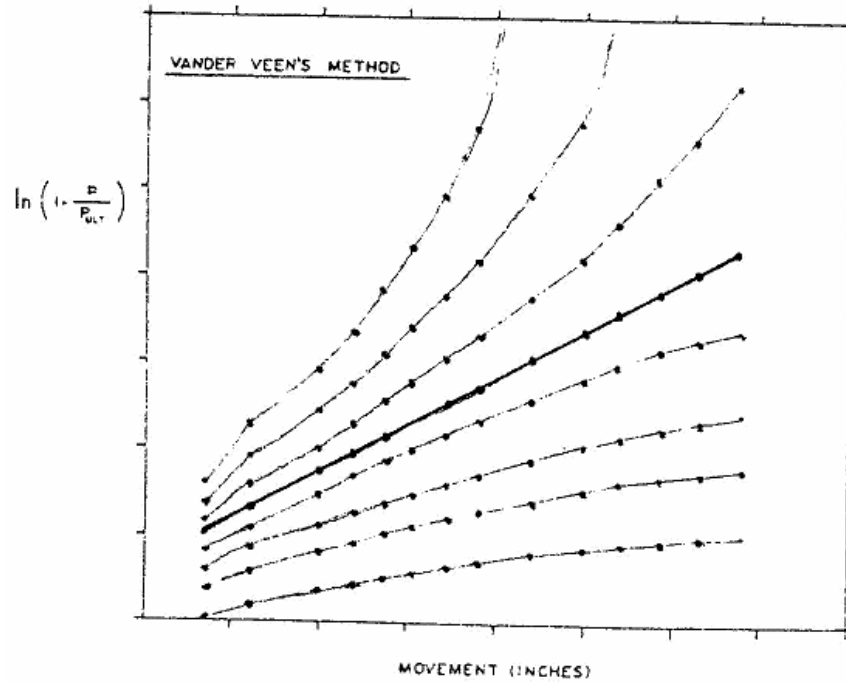


FIGURA 7. Método de Vander Veen.

2. El Principio de Proporcionalidad Natural.

2.1. Fundamentos del Principio de Proporcionalidad Natural.

A lo largo de muchos años de investigación, el Dr. Eulalio Juárez Badillo ha desarrollado el llamado “Principio de Proporcionalidad Natural”, el cual tiene fundamento filosófico en la idea de que la naturaleza es simple y bella (Ref. 2).

El Dr. George Birkhoff propone la siguiente definición:

$$Belleza = \frac{Orden}{Complejidad} \dots\dots\dots(1)$$

El Principio de Proporcionalidad Natural considera que la ecuación de Birkhoff es aplicable también a la ciencia. De esta manera, una teoría científica debe ser simple y ordenada.

Para comprender más claramente el fundamento y método de este principio, consideremos un fenómeno físico descrito por las “variables propias” x y y , tales que $y = y(x)$ y consideremos que x tiene dominio real de 0 a ∞ . Se llama “variable propia”, a la variable más simple que puede definir un fenómeno físico.

Consideremos también que los valores extremos de la variable propia y son $y_o = y(0)$ y $y_\infty = y(\infty)$. La variable x tiene dominio completo, de 0 a ∞ , mientras que el dominio de la variable y es incompleto.

Llamemos $z = z(y)$, a la “función propia” de y , la cual sí tiene dominio completo, esto es $z(y_o) = 0$ y $z(y_\infty) = \infty$. Una “función propia” es la función, con dominio completo, más simple de una variable propia.

Dos fundamentos filosóficos complementarios del principio son:

“La ecuación que relaciona las variables x y y existe únicamente a través de un parámetro adimensional y debe satisfacer, independientemente de los puntos críticos, las condiciones de frontera $y_o = y(0)$ y $y_\infty = y(\infty)$ ”.

“La relación entre las variables x y y puede existir únicamente a través de la correspondiente función propia z mediante proporcionalidad no lineal”.

De acuerdo a la anterior, la relación entre x y y está dada por

$$\frac{dz}{z} = a \frac{dx}{x} \dots\dots\dots(2)$$

donde a es un parámetro de proporcionalidad, adimensional.

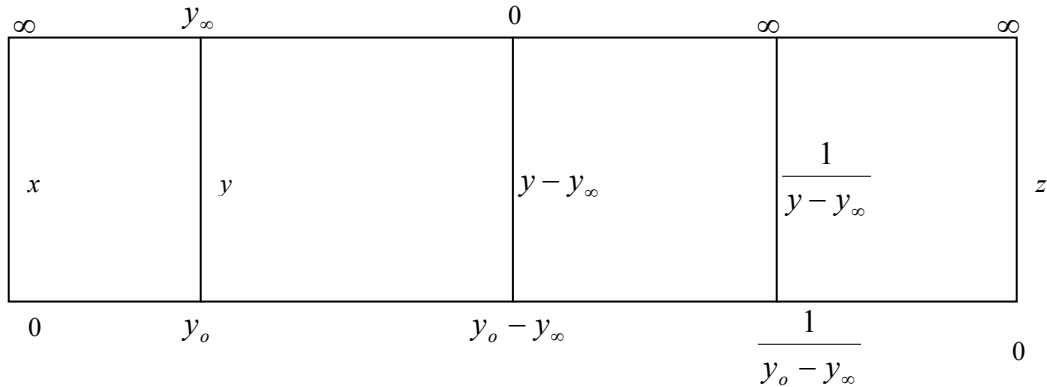


FIGURA 8. Relación entre las variables x y y .

Considerando que $y_\infty < y_o$ y de acuerdo a la figura 8, la función propia $z = z(y)$ es

$$z = \frac{1}{y - y_\infty} - \frac{1}{y_o - y_\infty} \dots\dots\dots(3)$$

Sea $y_1 = y(x_1)$ un valor conocido de y para $x = x_1$ ($x_1 \neq 0$) y $z_1 = z(y_1)$ el valor correspondiente de la función propia z .

Integrando la ecuación (2) entre los límites (x_1, z_1) y (x, z) , se tiene

$$\ln z^z = a \ln x_{x_1}^x$$

y

$$\frac{z}{z_1} = \left(\frac{x}{x_1} \right)^a \dots\dots\dots(4)$$

Sustituyendo la ecuación (3) en (4) se obtiene

$$\frac{y_o - y_\infty}{y - y_\infty} = 1 + \left(\frac{y_o - y_\infty}{y_1 - y_\infty} - 1 \right) \left(\frac{x}{x_1} \right)^a \dots\dots\dots(5)$$

La ecuación (5) puede escribirse en una forma más simple si consideramos x_1 como el valor de x tal que

$$\frac{y_1 - y_\infty}{y_o - y_\infty} = 0.5$$

Tal valor de x es llamado “ x^* característico”. De esta manera, la ecuación (5) puede escribirse como

$$\frac{y_o - y_\infty}{y - y_\infty} = 1 + \left(\frac{x}{x^*} \right)^a \dots\dots\dots(6)$$

La ecuación (5) y su simplificación a la ecuación (6) son las ecuaciones generales del Principio de Proporcionalidad Natural.

2.2. Ecuaciones fundamentales del Principio de Proporcionalidad Natural.

A la fecha, el Dr. Eulalio Juárez Badillo ha encontrado cuatro ecuaciones fundamentales (tres para el pre-pico y una para el pos-pico) obtenidas a partir del Principio de Proporcionalidad Natural (Ref. 3, 4 y 5), las cuales se ha visto tienen estructuras tales que se ajustan a los distintos comportamientos que pueden presentar los geomateriales cuando son sometidos a ciertas sollicitaciones.

Las ecuaciones fundamentales se han llamado: función de sensibilidad, función invertida y función normal para el pre-pico y función de ductilidad para el pos-pico.

A fin de presentar las cuatro ecuaciones fundamentales y la forma de ser concebidas, considere una prueba triaxial tradicional de compresión. Sea σ_{co} la presión inicial de consolidación, x_1 (axial), x_2 y x_3 las dimensiones de la muestra según un sistema de coordenadas cartesiano y x_{10} , x_{20} y x_{30} las dimensiones iniciales de dicha muestra. Las deformaciones naturales axial y radial son:

$$\varepsilon_a = \varepsilon_1 = \ln \frac{x_1}{x_{10}}$$
$$\varepsilon_r = \varepsilon_2 = \varepsilon_3 = \ln \frac{x_3}{x_{30}}$$

Las deformaciones naturales volumétricas e isotrópicas están dadas por:

$$\varepsilon_v = \varepsilon_a + 2\varepsilon_r$$
$$\varepsilon = \frac{\varepsilon_v}{3}$$

Así, las deformaciones desviadoras naturales axial y radial son:

$$e_a = \varepsilon_a - \varepsilon$$

$$e_r = \varepsilon_r - \varepsilon$$

En la figura 9 se muestra una curva típica esfuerzo desviador – deformación.

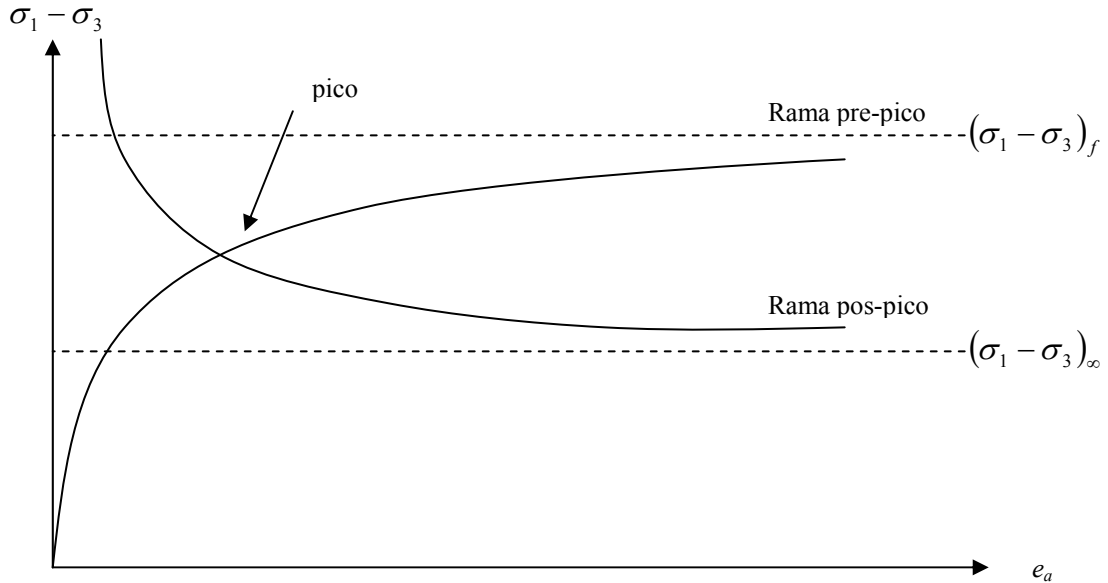


FIGURA 9. Curva típica esfuerzo desviador-deformación.

En una prueba triaxial, la relación entre las variables e_a y $(\sigma_1 - \sigma_3)$ debe darse a través de una función propia, esto es, la función más simple de dichas variables con dominio completo. Si consideramos que e_a varía entre 0 e ∞ , $(\sigma_1 - \sigma_3)$ variará de 0 a un valor final $(\sigma_1 - \sigma_3)_f$. La relación entre dichas variables, a través de una función propia z , se muestra en la figura 10.

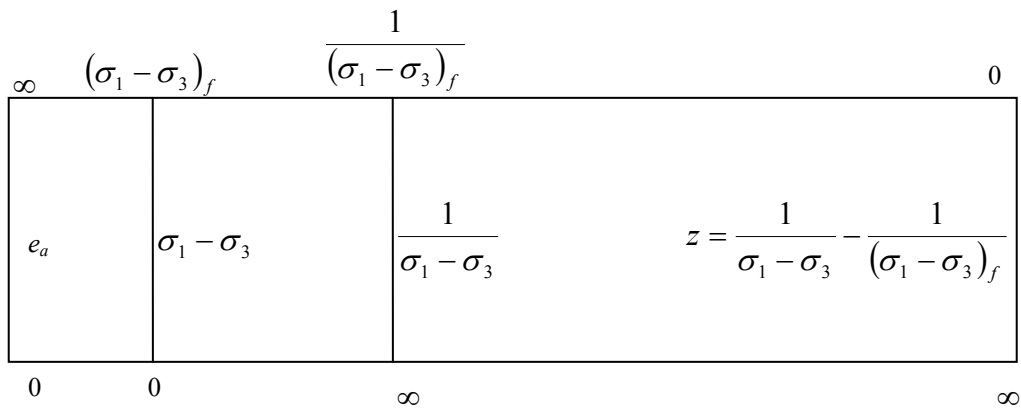


FIGURA 10. Relación entre las variables e_a y $(\sigma_1 - \sigma_3)$

La relación entre estas funciones propias está dada por

$$\frac{de_a}{e_a} = -\nu \frac{dz}{z} \dots\dots\dots(7)$$

donde ν es una constante de proporcionalidad llamada “shear exponent” o “exponente cortante”.

Integrando la expresión (7) se tiene que

$$e_a z^\nu = \text{constante} \dots\dots\dots(8)$$

De acuerdo a lo establecido en la figura 9, y considerando un punto conocido e_{a1} , $(\sigma_1 - \sigma_3)_1$, la ecuación (8) se puede expresar como:

$$e_{a1} \left[\frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_1} - \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\nu = e_a \left[\frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)} - \frac{1}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} \right]^\nu \dots\dots\dots(9)$$

Si consideramos que $e_{a1} = e_a^*$ para $(\sigma_1 - \sigma_3)_1 = \frac{1}{2}(\sigma_1 - \sigma_3)_f$ se tiene

$$e_a^* = e_a \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}{(\sigma_1 - \sigma_3)} - 1 \right]^\nu \dots\dots\dots(10)$$

La ecuación (10) puede ser escrita también como sigue

$$\frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f} = \left[\left(\frac{e_a}{e_a^*} \right)^{-\frac{1}{\nu}} + 1 \right]^{-1} = y_s \dots\dots\dots(11)$$

Esta última ecuación (11) se llama “función de sensibilidad” pre-pico. En la figura 11 se muestra la gráfica de esta función para distintos valores del exponente cortante.

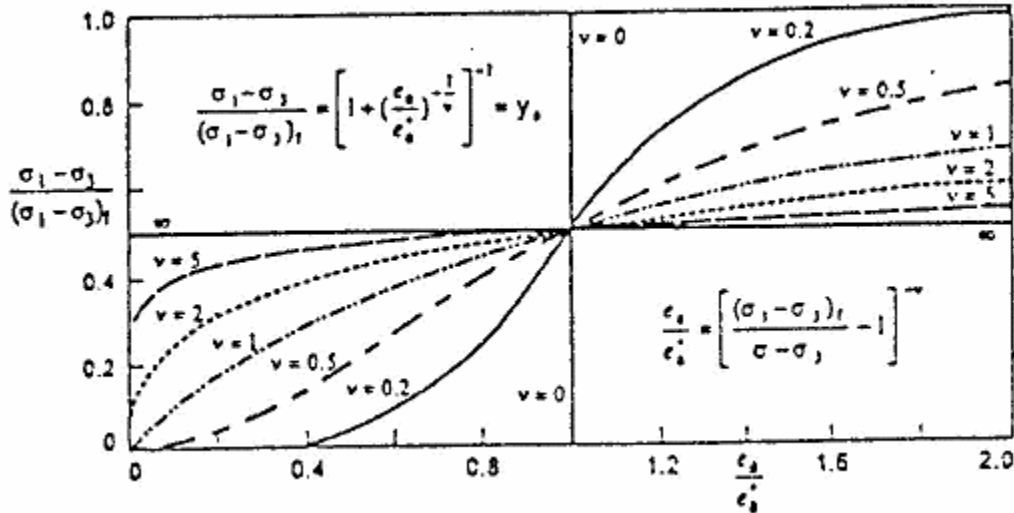


FIGURA 11. Gráfica de la función de sensibilidad pre-pico.

Una característica importante de la figura 11 es que para $\nu < 1$ la pendiente en el origen es 0 y para $\nu > 1$ esta pendiente es infinita.

Siguiendo un razonamiento similar al empleado para obtener la función de sensibilidad, podemos considerar ahora que $(\sigma_1 - \sigma_3)$ varía entre 0 e ∞ , e_a lo hace de 0 a un valor final e_{af} . La relación entre dichas variables, a través de una función propia z , se muestra en la figura 12.

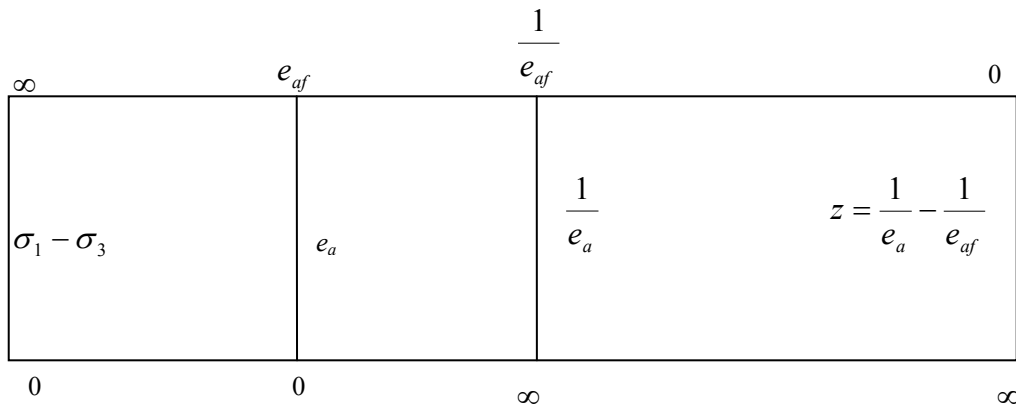


FIGURA 12. Relación entre las variables $(\sigma_1 - \sigma_3)$ y e_a

De esta manera se puede obtener una expresión similar a la expresión (10) como

$$(\sigma_1 - \sigma_3)^* = (\sigma_1 - \sigma_3) \left[\frac{e_{af}}{e_a} - 1 \right]^{\frac{1}{\nu}} = \text{constante} \dots \dots \dots (12)$$

donde $(\sigma_1 - \sigma_3)^*$ es el valor característico de $(\sigma_1 - \sigma_3)$ para $e_a = \frac{1}{2} e_{af}$.

La ecuación (12) es la llamada “función invertida” pre-pico, la cual puede escribirse también como

$$\frac{e_a}{e_{af}} = \left[1 + \left\langle \frac{(\sigma_1 - \sigma_3)}{(\sigma_1 - \sigma_3)^*} \right\rangle^{-\nu} \right]^{-1} \dots \dots \dots (13)$$

En la figura 13 se muestra la gráfica de la función invertida para diferentes valores de ν . Puede observarse nuevamente que para $\nu < 1$ la pendiente en el origen es 0 y para $\nu > 1$ esta pendiente es infinita.

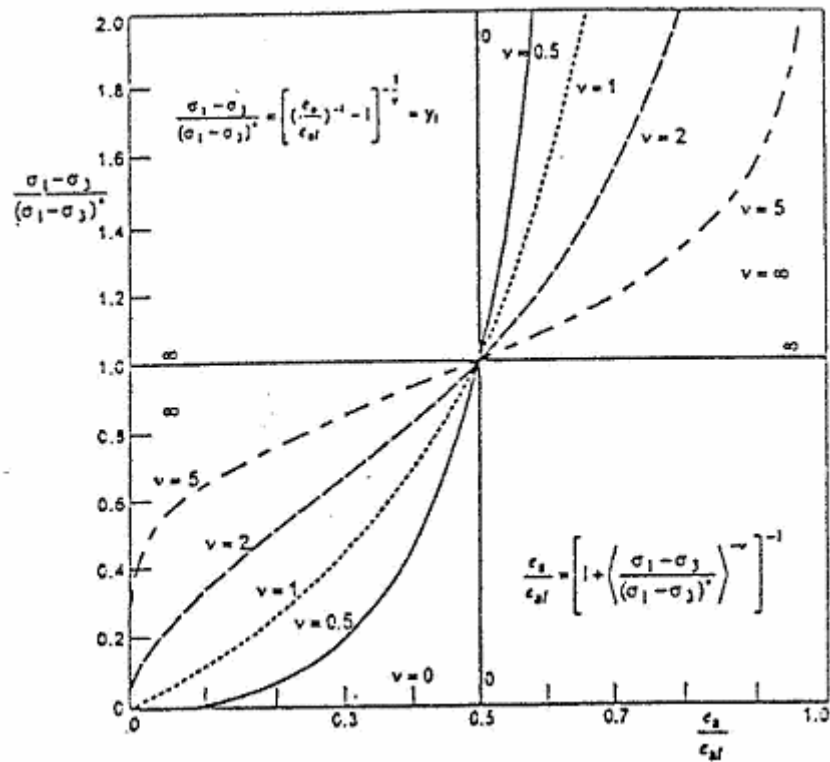


FIGURA 13. Gráfica de la función invertida pre-pico.

Consideremos ahora la región post-pico, en donde $(\sigma_1 - \sigma_3)$ varía de ∞ a un valor final $(\sigma_1 - \sigma_3)_\infty$ mientras que e_a varía de 0 a ∞ . De nueva cuenta, la relación entre dichas variables debe obtenerse a partir de funciones propias como se muestra en la figura 14.

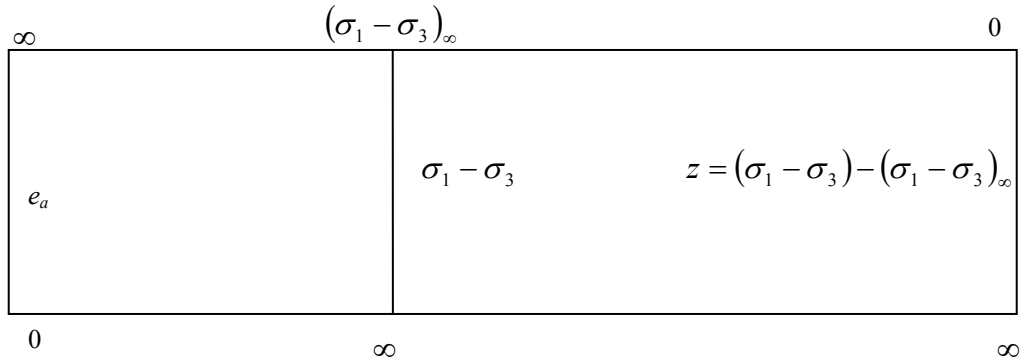


FIGURA 14. Relación entre las variables e_a y $(\sigma_1 - \sigma_3)$ para la rama pos-pico

La relación entre estas funciones propias está dada por

$$\frac{de_a}{e_a} = -\nu \frac{dz}{z} \dots\dots\dots(14)$$

Integrando la expresión (14) se tiene que

$$e_a z^\nu = \text{constante} \dots\dots\dots(15)$$

De acuerdo a lo establecido en la figura 14, a la expresión (15) y considerando un punto conocido $e_{a1}, (\sigma_1 - \sigma_3)_1$, se tiene que

$$\frac{e_a}{e_{a1}} = \left[\frac{(\sigma_1 - \sigma_3) - (\sigma_1 - \sigma_3)_\infty}{(\sigma_1 - \sigma_3)_1 - (\sigma_1 - \sigma_3)_\infty} \right]^{-\nu} = \left(\frac{\sigma}{\sigma_1} \right)^{-\nu} \dots\dots\dots(16)$$

La ecuación anterior es la llamada “función de ductilidad” pos-pico, la cual puede escribirse también como

$$\frac{\sigma}{\sigma_1} = \left(\frac{e_a}{e_{a1}} \right)^{-\frac{1}{\nu}} \dots\dots\dots(17)$$

En la figura 15 se muestra la gráfica de la función de ductilidad para diferentes valores de ν .

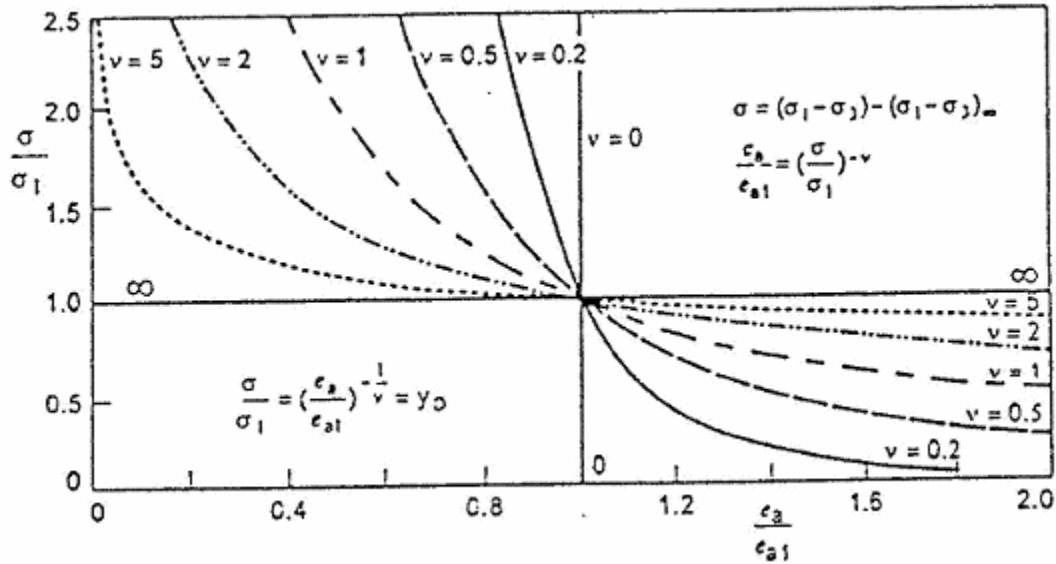


FIGURA 15. Gráfica de la función de ductilidad pos-pico.

Mediante una aplicación indirecta del Principio de Proporcionalidad Natural, puede obtenerse la llamada “función normal” pre-pico.

La deformación natural al cortante η está dada por:

$$\eta = \varepsilon_a - \varepsilon_r = e_a - e_r = \frac{3}{2} e_a \dots \dots \dots (18)$$

ya que $e_a + 2e_r = 0$.

Se postula que la diferencial de deformación natural al cortante es directamente proporcional a $d(\sigma_1 - \sigma_3)$ e inversamente proporcional a $(\sigma_1 + \sigma_3)$ y

$\left[\left(\frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right)_f - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right]$. El subíndice f se refiere al valor final en $e_a = \infty$. De esta manera,

se postula que, para arcillas normalmente consolidadas

$$d\eta = -\mu \frac{\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_1 + \sigma_3}}{\left[1 - \left(\frac{\sigma_1 + \sigma_3}{\sigma_1 - \sigma_3} \right)_f \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_1 + \sigma_3} \right]^{\nu}} \dots \dots \dots (19)$$

donde μ es llamado “shear coefficient” o “coeficiente cortante”.

Para una prueba triaxial común se puede escribir que

$$\sigma_1 + \sigma_3 = 2\sigma_{co} + a(\sigma_1 - \sigma_3) \dots \dots \dots (20)$$

donde $a = 1$ para pruebas en que se incrementa el esfuerzo axial o radial, $a = -1$ para esfuerzo axial o radial disminuido y $a = 1/3$ y $a = -1/3$ para pruebas de compresión y extensión con $J_f = cte$.

Sustituyendo las expresiones (18) y (20) en (19) se obtiene

$$de_a = -\frac{1}{3} \mu \frac{\frac{d(\sigma_1 - \sigma_3)}{\sigma_{co}}}{\left(1 - \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{(\sigma_1 - \sigma_3)_f}\right)^\nu} \dots \dots \dots (21)$$

Si definimos que $x = \frac{\sigma_1 - \sigma_3}{\sigma_{co}}$, la expresión (21) se puede escribir como

$$de_a = -\frac{1}{3} \mu \frac{dx}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^\nu} \dots \dots \dots (22)$$

donde x_f es el valor final de x para $e_a = \infty$. Integrando la ecuación (22) se obtiene

$$e_a = -\frac{1}{3} \mu x_f \frac{1}{\nu - 1} \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{x}{x_f}\right)^{\nu-1}} - 1 \right] \dots \dots \dots (23)$$

expresión que puede escribirse también como

$$\frac{x}{x_f} = 1 - \left[1 + (1 - \nu) \frac{3e_a}{\mu x_f} \right]^{\frac{1}{1-\nu}} \dots \dots \dots (24)$$

La expresión (24) es la llamada “función normal” pre-pico.

Para $\nu = 1$ se tiene

$$e_a = \frac{1}{3} \mu x_f \ln \left(1 - \frac{x}{x_f} \right) \dots \dots \dots (25)$$

o bien

$$\frac{x}{x_f} = 1 - \exp \left(\frac{3e_a}{\mu x_f} \right) \dots \dots \dots (26)$$

En la figura 16 se muestra la gráfica de la función normal, para diferentes valores de ν .

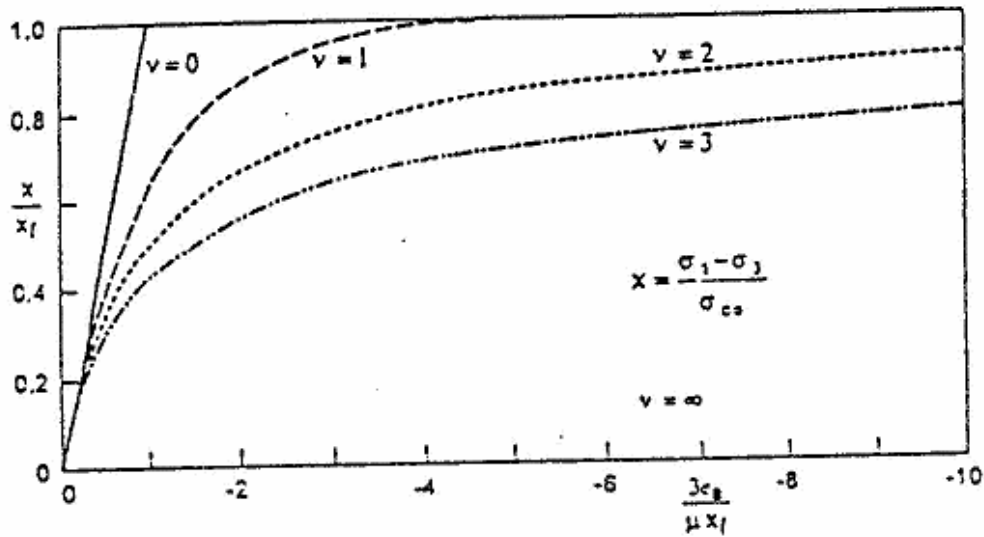


FIGURA 15. Gráfica de la función normal pre-pico.

Para muestras preconsolidadas de arcilla se postula

$$e_a = -\frac{1}{3} \mu x_f (OCF)^{-\frac{1}{\nu}} \frac{1}{\nu - 1} \left[\frac{1}{\left(1 - \frac{x}{x_f} \right)^{\nu - 1}} - 1 \right] \dots \dots \dots (27)$$

Para $\nu=1$ se tiene

$$e_a = \frac{1}{3} \mu x_f (OCF)^{-1} \ln \left(1 - \frac{x}{x_f} \right) \dots \dots \dots (28)$$

El objetivo de mostrar las cuatro funciones obtenidas a partir del Principio de Proporcionalidad natural es ejemplificar el método que sigue el principio para establecer sus modelos de comportamiento y además, presentar las funciones que, hasta el momento, se ha observado representan, razonablemente bien, el comportamiento de los fenómenos relacionados con los geomateriales.

2.3. Ecuaciones de comportamiento para interpretar las pruebas de carga.

Siguiendo un razonamiento similar al mostrado en las dos secciones anteriores, es posible obtener expresiones que modelen el comportamiento del sistema suelo – pilote.

Consideremos una prueba de carga de tensión o extracción, o bien, una prueba de carga lateral, con un ciclo de carga y descarga. La curva carga vs. desplazamiento resultante de dicha prueba, antes de alcanzar el pico, es como la que se muestra en la figura 17.

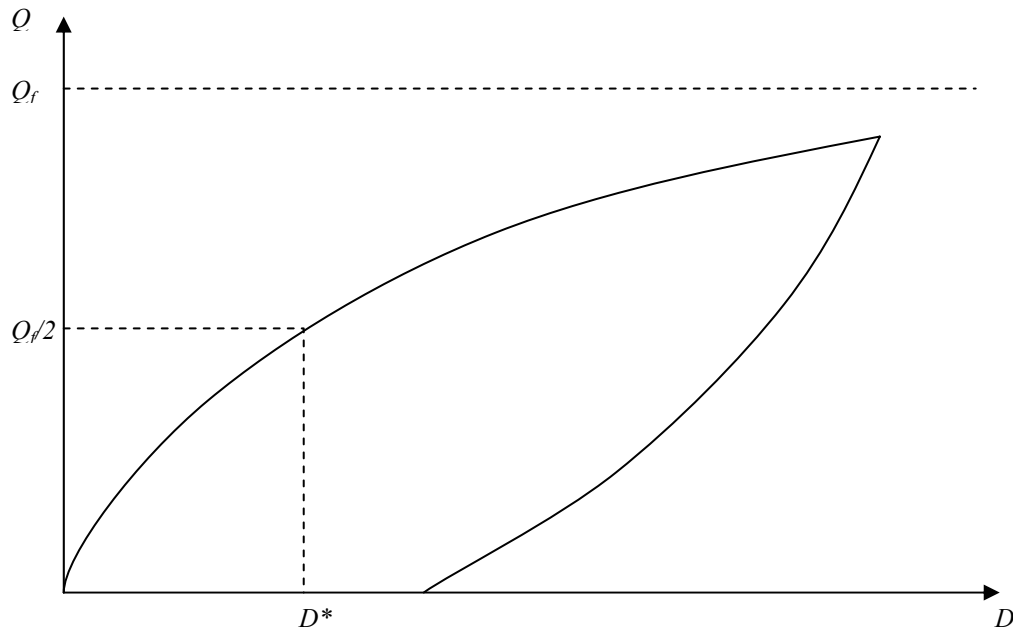


FIGURA 17. Curva típica Carga vs. Desplazamiento

La variable D (desplazamiento de la pila o pilote) tiene dominio completo, es decir de 0 a ∞ , mientras que la variable Q (carga aplicada al pilote o pila) tiene dominio incompleto, ya que para $D = 0$ se tiene $Q = 0$ y para $D = \infty$ tenemos $Q = Q_f$, donde Q_f es un valor final de la carga. Por tanto, la relación entre las variables involucradas debe darse a través de una función propia de la variable Q . En la figura 18 se muestra un diagrama que muestra la relación entre D y Q a través de dicha función.

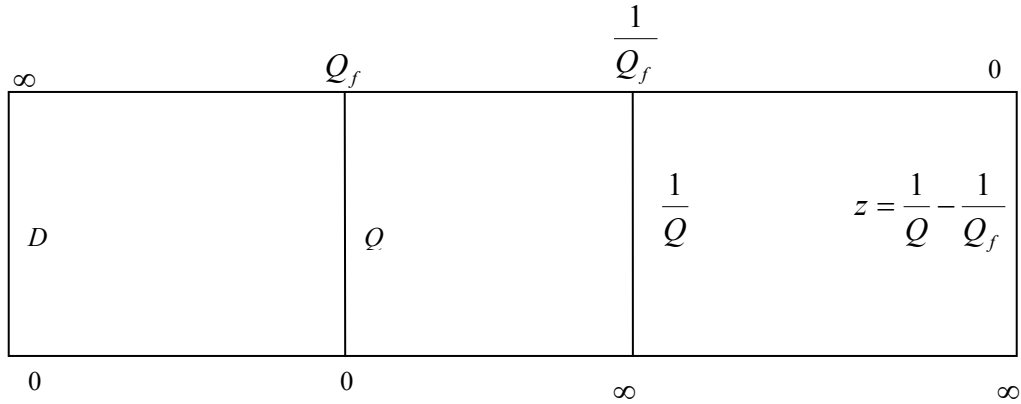


FIGURA 18. Relación entre las variables D y Q .

De acuerdo al Principio de Proporcionalidad Natural, la relación entre D y $z(Q)$ está dada como:

$$\frac{dD}{D} = -\nu \frac{dz}{z} \dots\dots\dots(29)$$

donde, ν es una constante de proporcionalidad adimensional, llamada “exponente de desplazamiento ó deflexión”.

Integrando la expresión (29) entre (z_1, D_1) y (z, D) se tiene

$$\frac{z}{z_1} = \left(\frac{D}{D_1} \right)^{-\frac{1}{\nu}} \dots\dots\dots(30)$$

Según lo establecido en la figura 18 podemos escribir

$$\frac{\frac{1}{Q} - \frac{1}{Q_f}}{\frac{1}{Q_1} - \frac{1}{Q_f}} = \left(\frac{D}{D_1} \right)^{-\frac{1}{\nu}} \dots\dots\dots(31)$$

o bien,

$$Q = \frac{Q_f}{1 + \left(\frac{Q_f}{Q_1} - 1 \right) \left(\frac{D}{D_1} \right)^{-\frac{1}{\nu}}} \dots\dots\dots(32)$$

Si consideramos que $D_I = D^*$ para $Q_I = Q_f/2$ se tiene

$$Q = \frac{Q_f}{1 + \left(\frac{D}{D^*}\right)^{-\frac{1}{\nu}}} \dots\dots\dots(33)$$

La anterior expresión (33) es la ecuación general de la etapa de carga de una prueba de carga de cualquier tipo (compresión, tensión o carga lateral).

Para $\nu = 1$ se puede escribir

$$Q = \frac{Q_f}{1 + \frac{D}{D^*}} \dots\dots\dots(34)$$

Como podrá verse más adelante, parece ser que el valor de $\nu = 1$ es un valor general para todas las pruebas de carga, por lo que la ecuación (34) servirá para modelar el comportamiento de dichas pruebas.

Obsérvese que la ecuación (34) tiene la forma de la función de sensibilidad.

Con base en el razonamiento anterior y observando la figura 19, es posible establecer una ecuación similar a la (34) para la rama de descarga que también es aplicable a recargas:

$$Q = Q_i + \frac{Q_f' - Q_i}{1 + \frac{D^* - D_i}{D - D_i}} \dots\dots\dots(35)$$

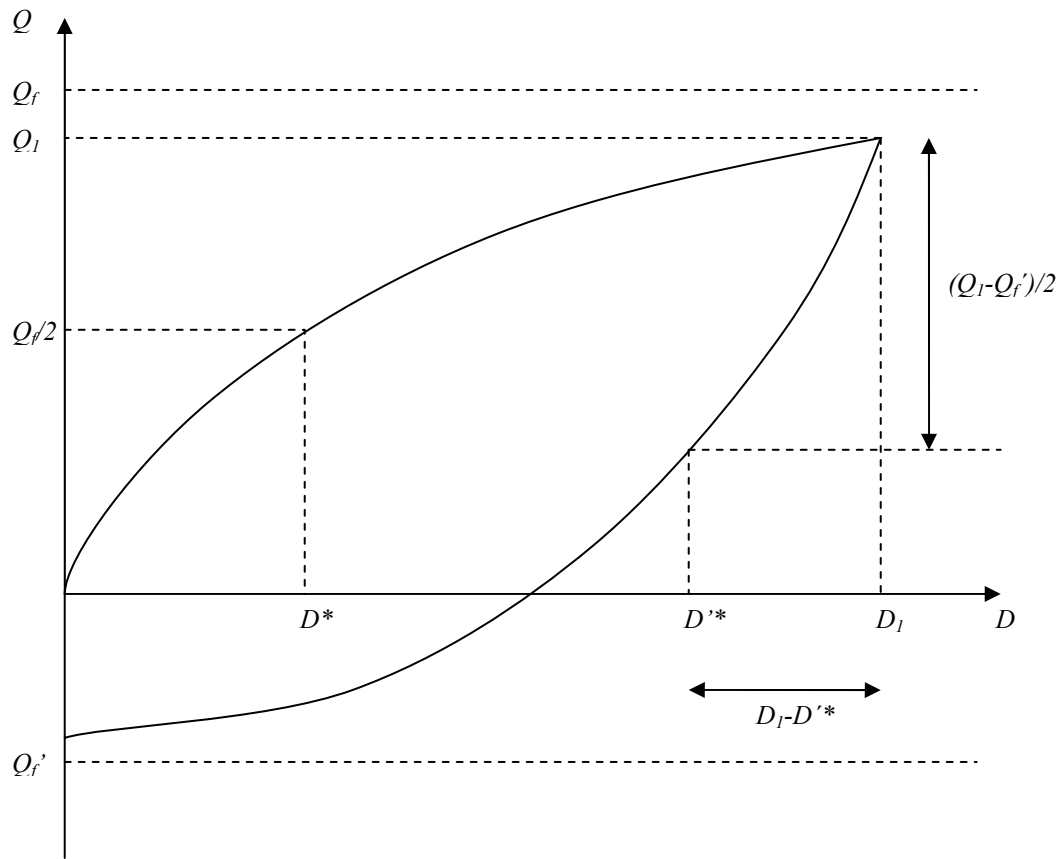


FIGURA 19. Curva típica Carga vs. Desplazamiento.

donde

Q_i y D_i son las coordenadas del punto donde se inicia la descarga o la recarga, en la curva carga vs. desplazamiento.

Q_f' es la carga final hacia la que tiende la rama de descarga

D'^* es el desplazamiento característico de la rama de descarga, es decir, el desplazamiento

para una carga de $\left(\frac{Q_i - Q_f'}{2}\right)$ sobre la rama de descarga.

Después del pico Q varía de ∞ a 0, mientras que el desplazamiento D varía de 0 a ∞ . Siguiendo un razonamiento similar al empleado para el pre-pico, tenemos que:

$$\frac{dD}{D} = -v \frac{dQ}{Q} \dots\dots\dots(36)$$

Integrando la expresión (36) entre (Q_i, D_i) y (Q, D) se tiene

$$\frac{Q}{Q_1} = \left(\frac{D}{D_1} \right)^{-1/\nu} \dots\dots\dots(37)$$

La función anterior tiene la forma de la función de ductilidad. La constante de proporcionalidad adimensional ν , ahora recibe el nombre de “coeficiente de ductilidad”.

Consideremos ahora una prueba de compresión. A excepción de los casos en que la punta del elemento ensayado se encuentre apoyada en un estrato determinado debajo del cual se halle otro más deformable, es posible considerar que conforme se incrementa el desplazamiento, en este caso asentamiento, la carga Q también se incrementará indefinidamente, sin presentarse nunca un pico.

De esta manera, para pruebas de compresión, Q_f no es una constante sino que su valor crece con el desplazamiento. Es posible considerar un crecimiento lineal de Q_f , tal que:

$$Q_f = a + bD \dots\dots\dots(38)$$

donde a y b son constantes.

Finalmente, para pruebas de compresión, la ecuación (33) debe escribirse como

$$Q = \frac{a + bD}{1 + \left(\frac{D}{D^*} \right)^{-1/\nu}} \dots\dots\dots(39)$$

Para el caso de las ramas de descarga o recarga, la ecuación (38) debe sustituirse en la (35).

Como puede verse, el problema radica en determinar los parámetros que requieren los modelos, es decir, ν , Q_f , D^* , a , b , Q_f' y D'^* . Conocidos éstos valores será posible predecir el comportamiento carga vs. desplazamiento tanto para las ramas de carga como las de descarga.

Como se verá más adelante, en una prueba de carga en la que se ejecuta más de un ciclo de carga, todas las ramas de carga tienden hacia una misma curva, es decir, al volver a cargar, la curva de este nuevo ciclo pasa por debajo de la del ciclo anterior hasta que alcanza la carga máxima previa y continua con la misma tendencia hacia un valor final.

3. Resultados experimentales y su interpretación mediante algunos métodos tradicionales y el Principio de Proporcionalidad Natural.

Con el fin de comprobar la validez de los modelos antes establecidos así como tratar de determinar de qué dependen los parámetros de dichos modelos y la forma de calcularlos, se requiere de una base de datos, considerablemente amplia, conformada por los resultados de una serie de pruebas de carga reales de los distintos tipos.

Las curvas carga vs. desplazamiento de las distintas pruebas se tratarán de ajustar con el modelo derivado del Principio de Proporcionalidad Natural mediante la estimación de los parámetros requeridos.

Una vez ajustadas las curvas con el modelo se buscará relacionar los valores de los parámetros con la información más relevante de las pruebas y con las interpretaciones efectuadas mediante algunos métodos tradicionales.

De la información adjunta a los resultados de las pruebas, es decir, características del suelo en el sitio y del elemento ensayado, métodos de hincado y ensaye, etc., se estimarán los parámetros necesarios para calcular una capacidad teórica. La capacidad estimada se comparará con los parámetros del modelo tratando de encontrar una posible relación.

Los métodos de interpretación tradicionales que se emplearán son: Método de Davisson, Método de Chin, Método de De Beer y Método de Butler - Hoy.

3.1. Pruebas de compresión.

La capacidad última por punta de un pilote o pila apoyado en un estrato resistente puede estimarse como (Zeevaert, L. 1973):

$$Q_u = (cN_c + \sigma' N_q) A_p \dots\dots\dots(1)$$

donde,

c , cohesión del material de apoyo

σ' , esfuerzo vertical efectivo al nivel del desplante de la punta del pilote o pila

N_c y N_q , factores de capacidad de carga, función del ángulo de fricción interna del material de apoyo y de la geometría del pilote y superficie de falla.

A_p , área de la punta del pilote o pila.

La capacidad por fricción, considerando que la falla se presenta entre suelo adherido al pilote y suelo adyacente, está dada por (Zeevaert, L. 1973):

$$Q_{fu} = (c + \sigma' K_o \tan \phi) A_f \dots\dots\dots(2)$$

donde,

K_o , coeficiente de empujes en reposo

ϕ , ángulo de fricción interna del suelo adyacente al pilote o pila

A_f , área del fuste del pilote o pila.

La capacidad última está dada como

$$Q_u = Q_{pu} + Q_{fu} \dots\dots\dots(3)$$

Dado que la información adjunta a los resultados de las pruebas es generalmente pobre en cuanto a parámetros del suelo en el sitio, los datos necesarios para la estimación de las capacidades de carga por punta y fricción serán estimados. Se considerará, por simplicidad, que $K_o = 0.5$ y que se tiene empotramiento completo para la estimación de los factores de capacidad de carga según Meyerhof.

El objetivo de comparar los parámetros del modelo dado por el Principio de Proporcionalidad Natural con los resultados de una estimación teórica tradicional de capacidad de carga es únicamente el tratar de vislumbrar alguna relación o tendencia, que de encontrarse, pueda afinarse posteriormente, con la obtención de parámetros más precisos del sitio.

A continuación se presentan los resultados de distintas pruebas de carga de compresión efectuadas en sitios diversos. En las curvas carga vs. desplazamiento se muestran también las curvas dadas por el Principio de Proporcionalidad Natural (PPN) indicando los parámetros empleados en dichos modelos. Adjunto a las curvas antes mencionadas se presenta un esquema que muestra la estratigrafía del sitio así como algunas características de los estratos que la integran y los tiempos de reposo (t_r) del elemento ensayado entre su hincado y la prueba (esta información se presenta en los reportes de las pruebas de carga, de donde se obtuvieron los resultados que se muestran).

Prueba: Circuito Exterior Mexiquense (Ref. 6). (Figura 20).

El Gobierno del Estado de México construyó el Circuito Exterior Mexiquense, tramo Autopista Jorobas – Tultepec – Av. Central – Autopista Peñón – Texcoco, cruzando por los municipios de Atenco, Texcoco y Ecatepec.

El tramo de este circuito donde se realizó la prueba se localiza sobre el Viaducto Ramal Periférico, ubicado en la zona federal del Lago de Texcoco, en el lugar denominado Cola de Pato.

La construcción del viaducto contempló algunos puentes cuya cimentación se resolvió mediante zapatas de cimentación con pilotes de fricción.

El pilote de prueba se hincó utilizando martillo marca DELMAG, modelo D-30, con 54,250 lb-ft de energía máxima.

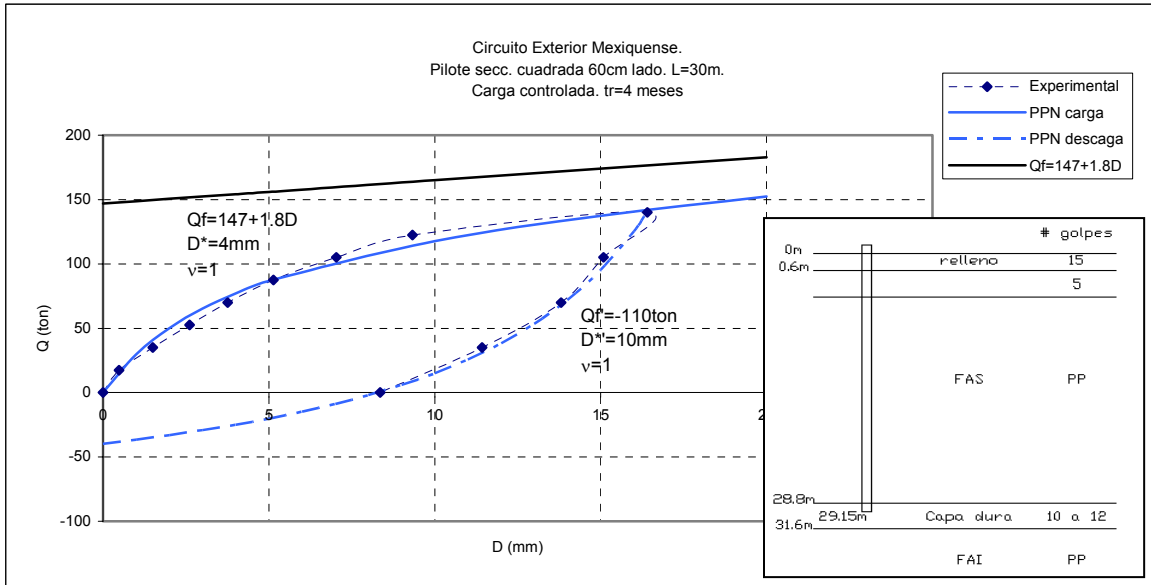


FIGURA 20. Prueba de Compresión. Circuito Exterior Mexiquense.

Prueba: Hospital General Zona Oriente (Zaragoza) (Ref. 7). (Figuras 21 y 22).

Los pilotes de prueba forman parte de la cimentación del edificio A del Hospital General Zona Oriente del ISSSTE, ubicado en Calzada Ignacio Zaragoza, en la Ciudad de México.

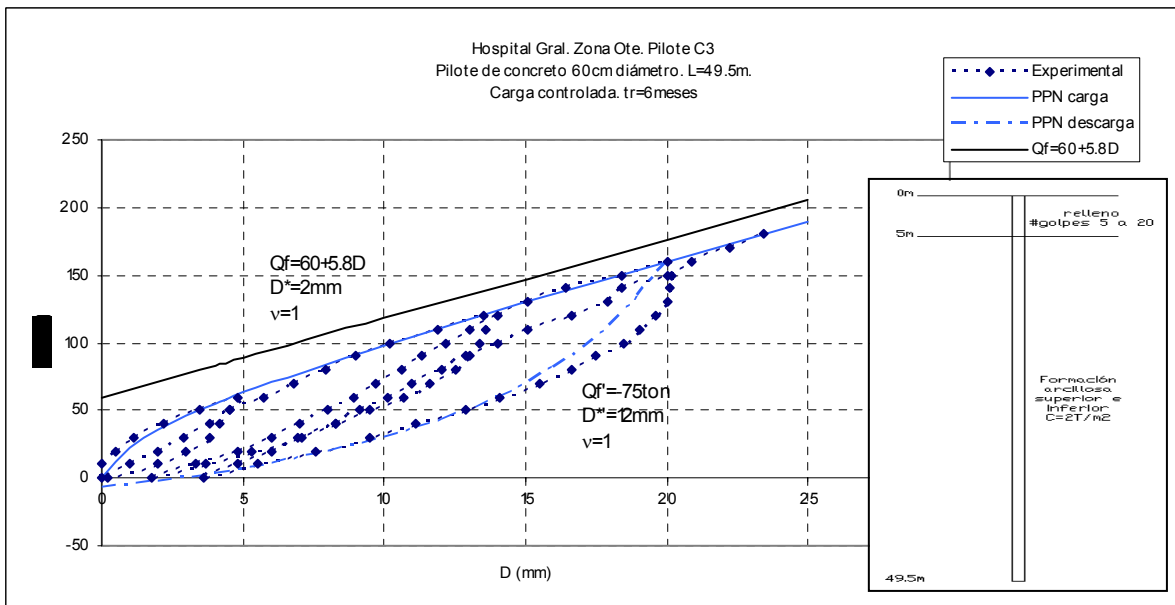


FIGURA 21. Prueba de Compresión. Hospital General de Zona Oriente (Zaragoza). Pilote C3.

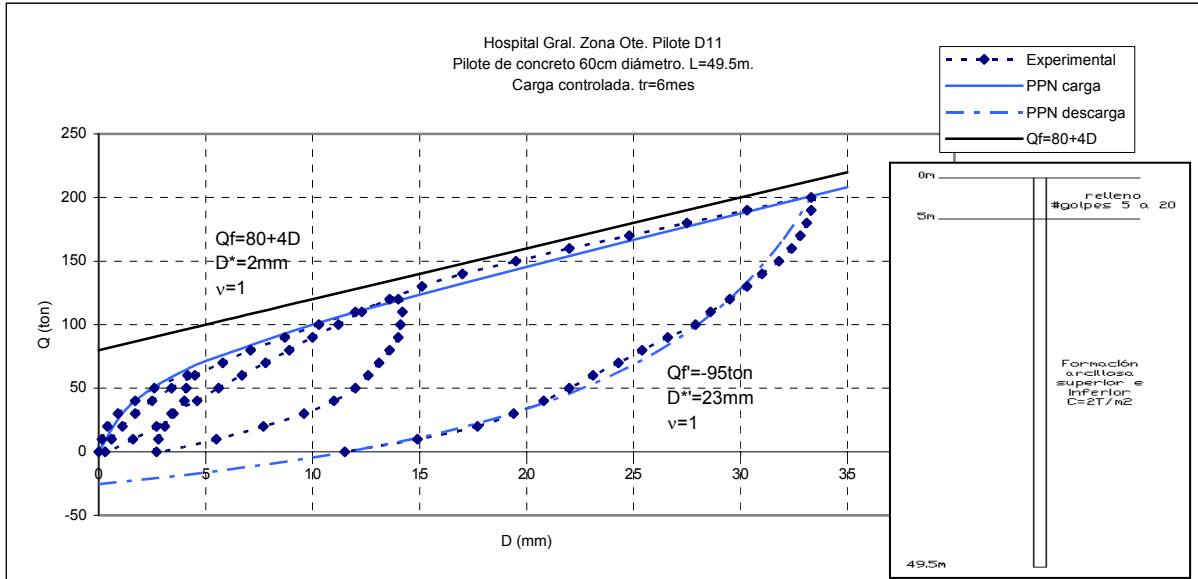


FIGURA 22. Prueba de Compresión. Hospital General de Zona Oriente (Zaragoza). Pilote D11.

Prueba: Hotel Rivera del Sol (Ref. 8). (Figura 23).

El Fondo Nacional de Turismo construyó la ampliación del Hotel Rivera del Sol en Ixtapa Zihuatanejo, Guerrero, para lo cual se recomendó una cimentación profunda a base de pilotes.

Para el hincado del pilote de prueba se realizó una perforación previa de 60 cm de diámetro hasta 19.8 m, y el hincado se realizó mediante martillo Delmag D-30.

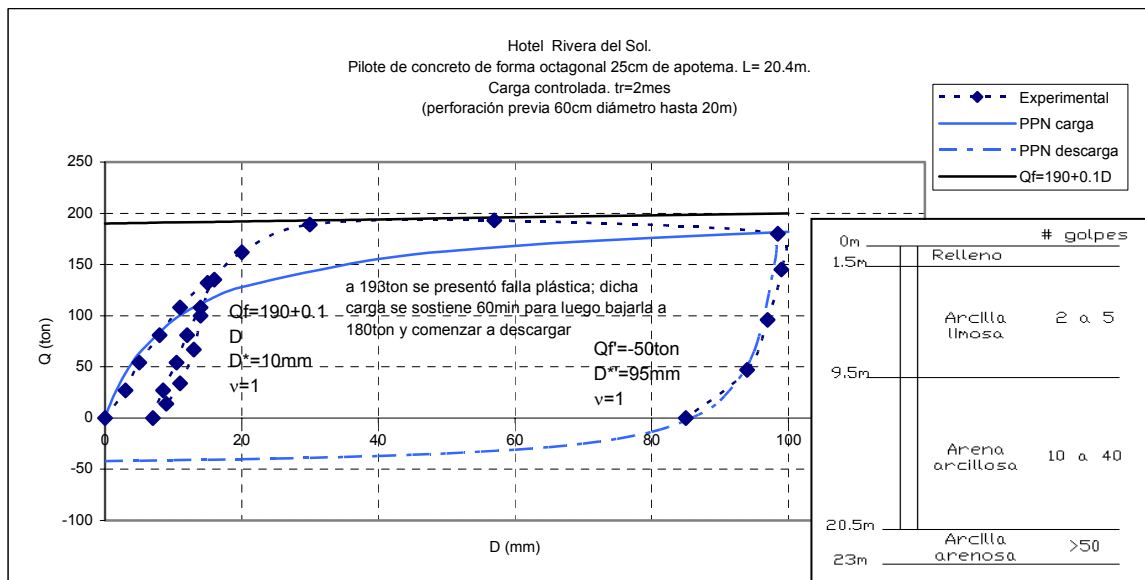


FIGURA 23. Prueba de Compresión. Hotel Rivera del Sol.

Prueba: ICA-FD (Ref. 9). (Figura 24).

ICA FLUOR DANIEL, llevó a cabo el proyecto ejecutivo de la Planta de Ciclo Combinado “Campeche”. La cimentación de un turbogenerador consistió en pilotes precolados.

De acuerdo a la solicitud de ICA-FD se realizaron dos pruebas de carga, una de compresión axial y otra de carga lateral, ambas con el criterio de carga controlada.

El sitio de interés se localiza en el kilómetro 155 de la carretera Villahermosa – Escárcega, a la altura del entronque Palizada.

Para el hincado de los pilotes se realizó una perforación previa de 35 cm de diámetro hasta un metro antes de la profundidad de desplante de la punta, utilizando martillo Delmag D-30.

A continuación se presentan los resultados de la prueba de compresión.

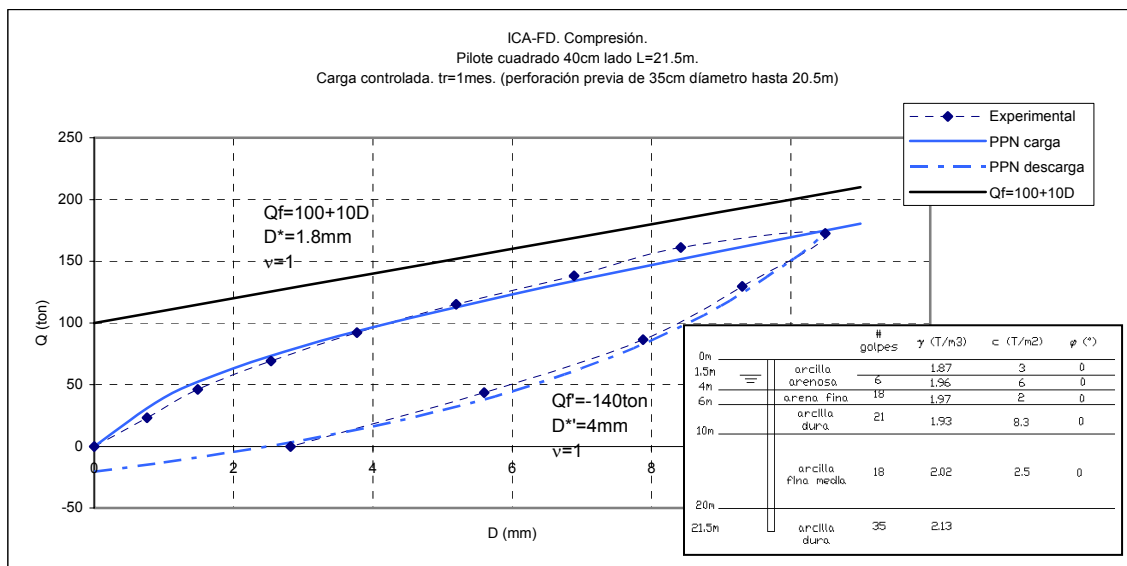


FIGURA 24. Prueba de Compresión. ICA-FD.

Prueba: Instituto Mexicano de Comercio Exterior (Ref. 10). (Figuras 25 y 26).

El instituto Mexicano de Comercio Exterior construyó su nuevo edificio para oficinas administrativas en las calles de Juanacatlán, Michoacán y Pachuca de esta Ciudad.

Para el hincado de los pilotes se empleó martillo Delmag D-22.

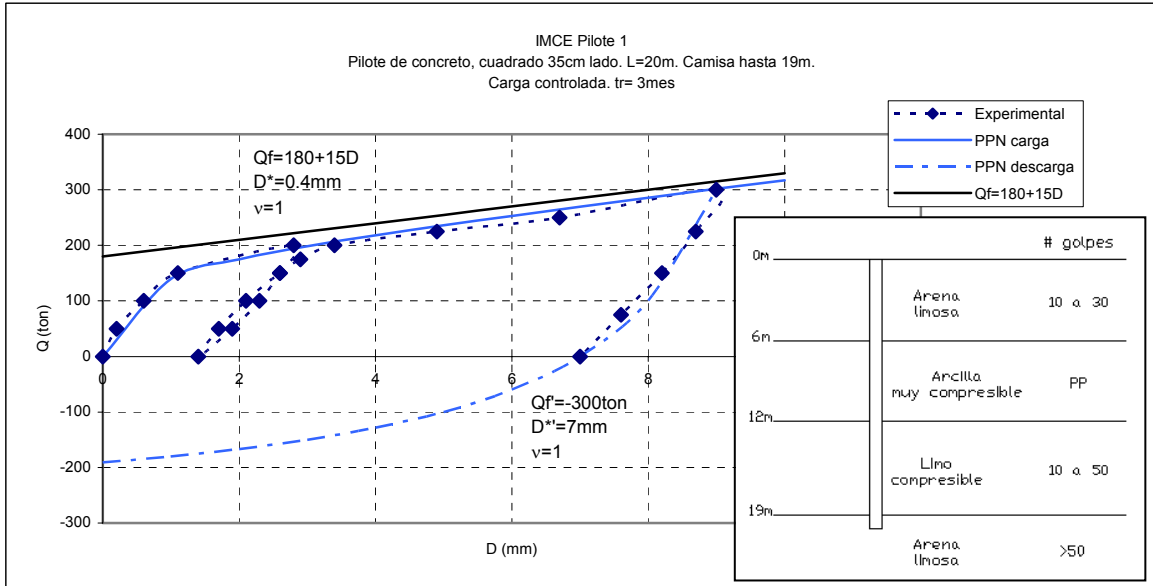


FIGURA 25. Prueba de Compresión. Instituto Mexicano de Comercio Exterior. Pilote 1.

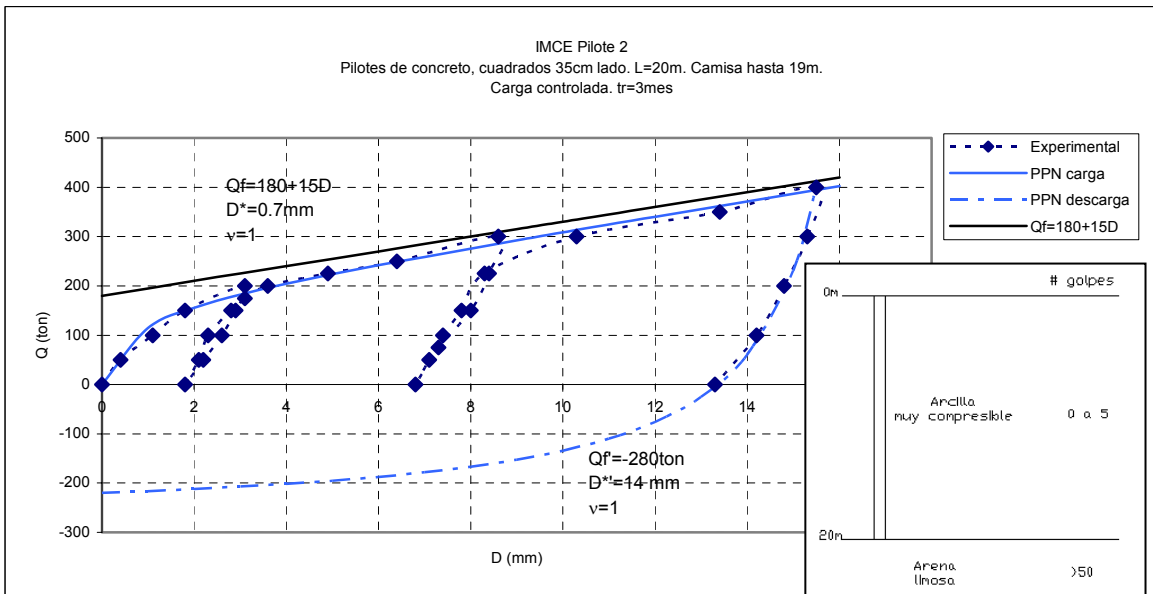


FIGURA 26. Prueba de Compresión. Instituto Mexicano de Comercio Exterior. Pilote 2.

Prueba: INNPACK (Ref. 11). (Figuras 27 a 29).

Envases Innovativos de Coatepec, S.A. de C.V. (INNPACK) desarrolló una planta en Coatepec, Veracruz.

La construcción de la planta contempló una cimentación piloteada, por lo que se ejecutaron tres pruebas de carga.

Todos los pilotes fueron hincados con martillo diesel de acción sencilla, con pistón de 2,2 ton, marca IHI, modelo -22, con 39,000 lb-ft de energía.

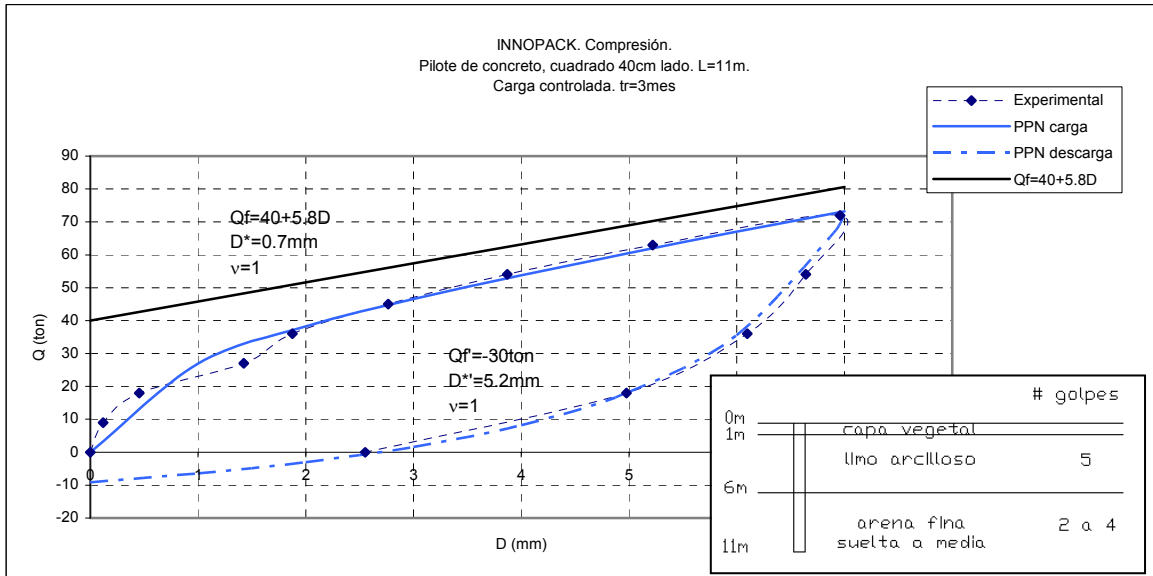


FIGURA 27. Prueba de Compresión. INNOPACK 1.

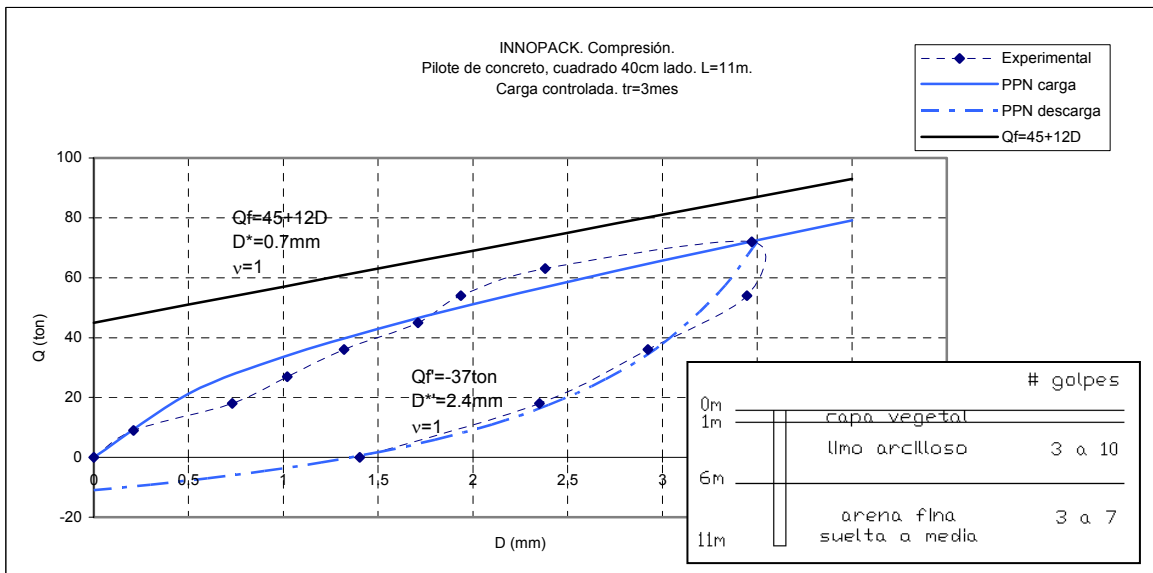


FIGURA 28. Prueba de Compresión. INNOPACK 2.

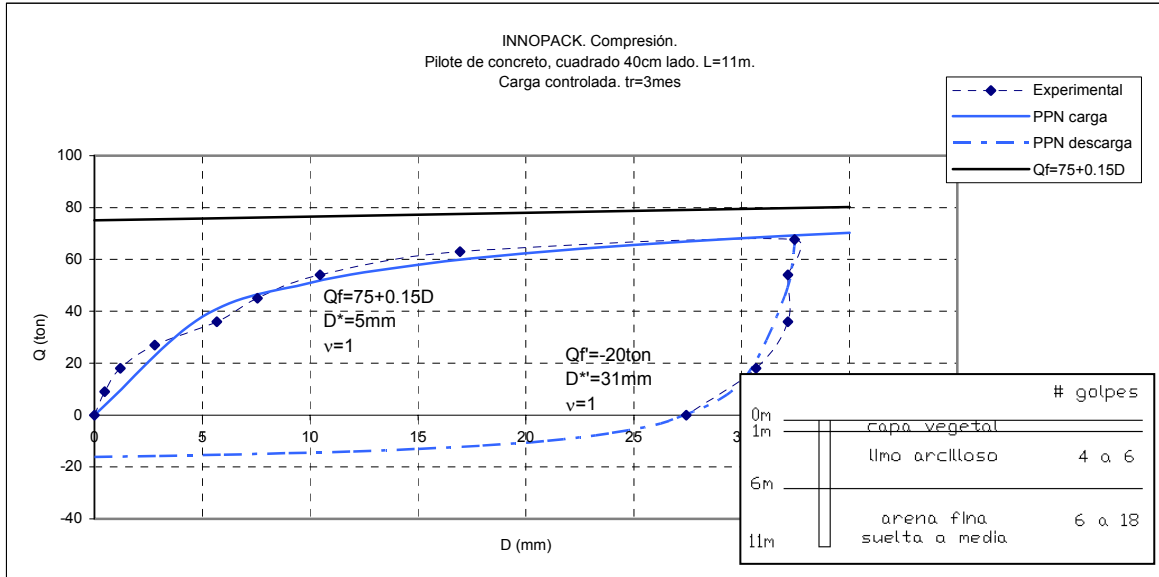


FIGURA 29. Prueba de Compresión. INNOPACK 3.

Prueba: JAIME 1 (Ref. 12). (Figura 30).

La publicación número 515 del Instituto de Ingeniería, “Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del Valle de México”, elaborada por Jaime, Romo y Reséndiz, presenta una serie de pruebas de carga.

De los resultados de las pruebas realizadas, para los fines del presente trabajo, se seleccionaron las pruebas lentas, una de compresión y una de extracción.

Las pruebas se realizaron en un predio ubicado en el Centro Urbano Presidente Juárez, en la esquina que forman las calles de Yucatán y Antonio M. Anza, en la colonia Roma.

Los primeros 5 m del suelo fueron atravesados con una perforación previa de 50 cm de diámetro y posteriormente se utilizó un ademe metálico. El hincado de los pilotes se realizó con martillo Delmag D-12.

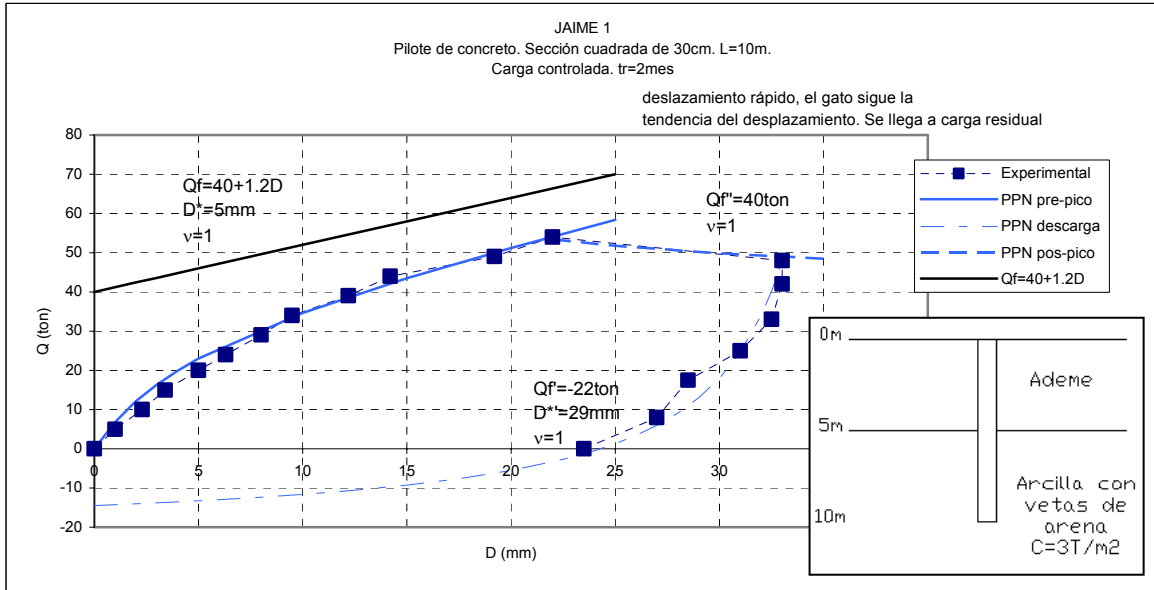


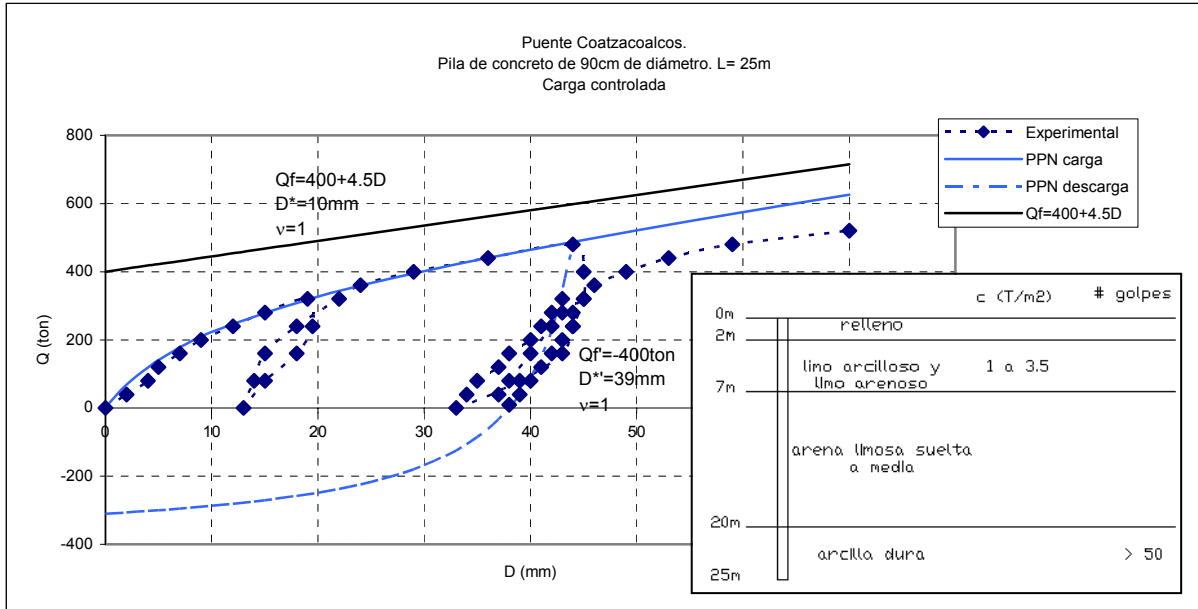
FIGURA 30. Prueba de Compresión. Jaime 1.

Para esta prueba, a diferencia de lo que se esperaba, la carga alcanza un pico a partir del cual comienza a disminuir con el desplazamiento tendiendo hacia un valor mínimo. Lo anterior indica que debajo del estrato de apoyo de la punta del pilote se encuentra un estrato más blando. Como puede observarse, en la proximidad del pico, la rama pos-pico se ajusta adecuadamente con la función de ductilidad y $\nu=1$, tendiendo hacia un valor final.

Prueba: Puente Coatzacoalcos (Ref. 13). (Figura 31).

Con el fin de construir el acortamiento carretero y modernización del camino entre las zonas de Minatitlán y Coatzacoalcos, se proyectó cruzar el río Coatzacoalcos mediante un puente carretero.

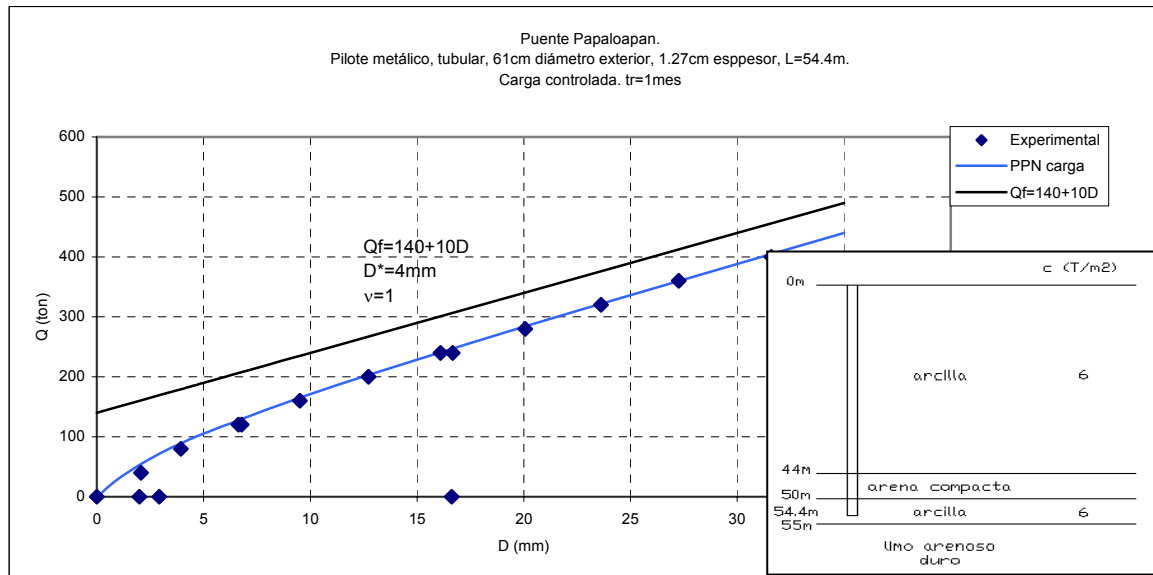
Dada la incertidumbre en el comportamiento del subsuelo de apoyo, para las pilas de la margen izquierda, se realizó una prueba de carga sobre una pila colada en el lugar.



Prueba: Puente Papaloapan (Ref. 14). (Figuras 32 y 33).

Se llevó a cabo la construcción del Puente Papaloapan en las inmediaciones de Cosamaloapan, Veracruz, como parte de la autopista La Tinaja – Cosoleacaque, en el tramo La Tinaja – Sayula.

Como parte del desarrollo de los trabajos, se planeó una prueba de carga estática en uno de los pilotes de la margen derecha.



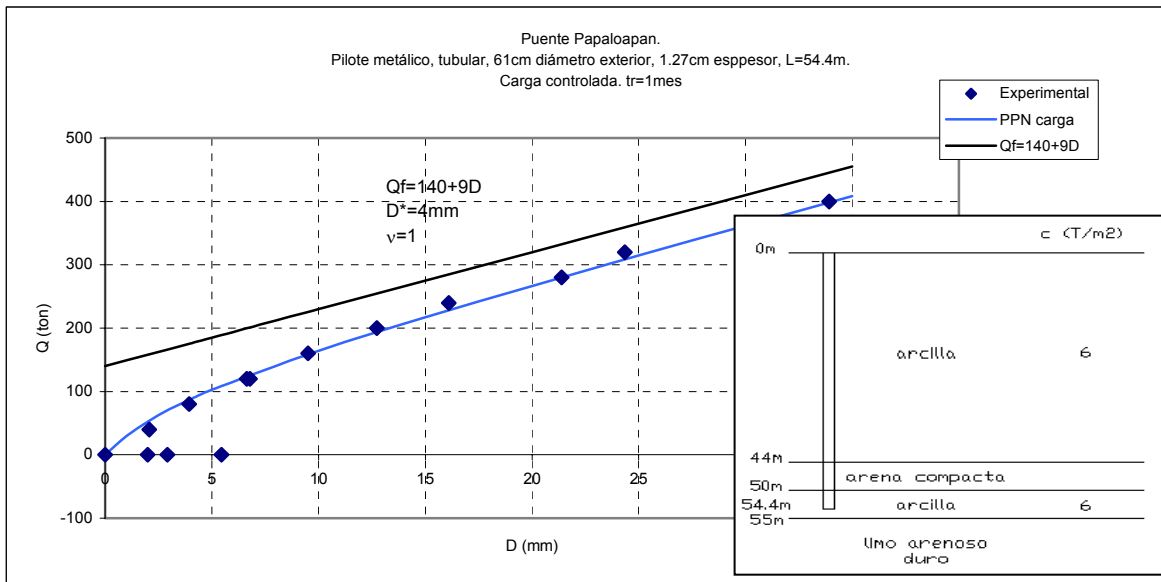


FIGURA 33. Prueba de Compresión. Puente Papaloapan 2.

Prueba: Rangel (Ref. 15). (Figuras 34 a 40).

En el artículo “Pruebas de carga estáticas en pilas y pilotes en suelos del Valle de México”, presentado por Rangel, Ibarra y Paniagua, en el XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos, se presentan siete pruebas de carga estática, dos sobre pilas construidas en suelos aluviales y cinco sobre pilotes hincados en arcilla blanda, todas en suelos típicos del Valle de México.

Las pruebas 1 a 5 se realizaron sobre pilotes hincados en la zona del lago (el hincado del pilote de la prueba 1 se realizó con perforación previa a lo largo de toda su longitud). Cabe señalar que las pruebas 4 y 5 se ubican en el mismo sitio, pero los tiempos de reposo son de 72 y 2 meses respectivamente. Dado que los tiempos de reposo comunes no son mayores a 6 meses, la prueba 4 se excluye de los análisis posteriores por esta diferencia.

Las pruebas 6 y 7 se realizaron sobre pilas ubicadas en la zona de transición.

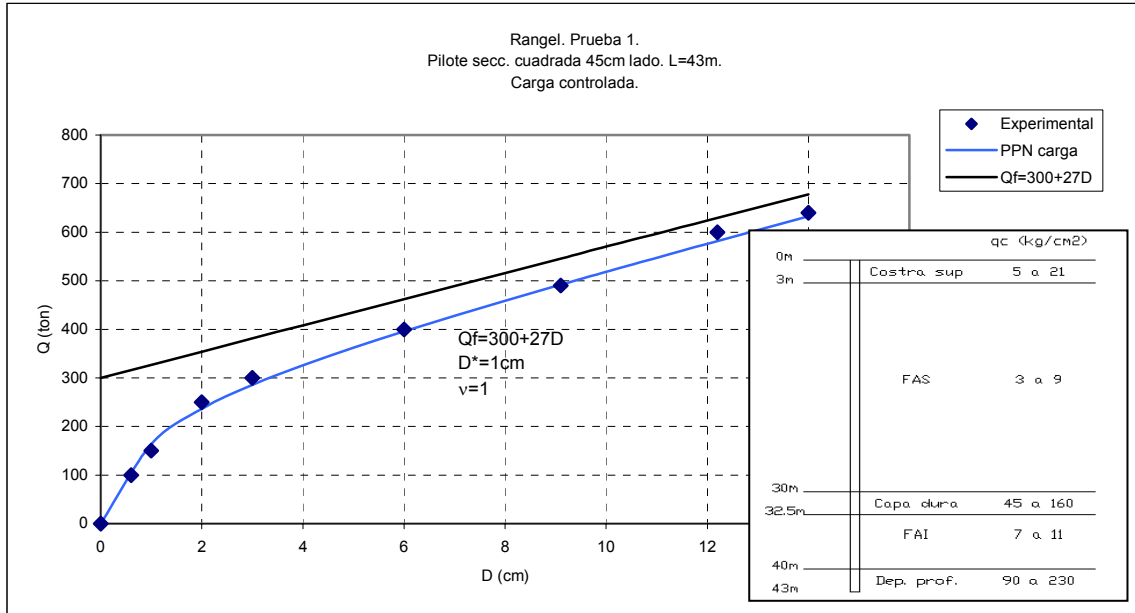


FIGURA 34. Prueba de Compresión. Rangel. Prueba 1.

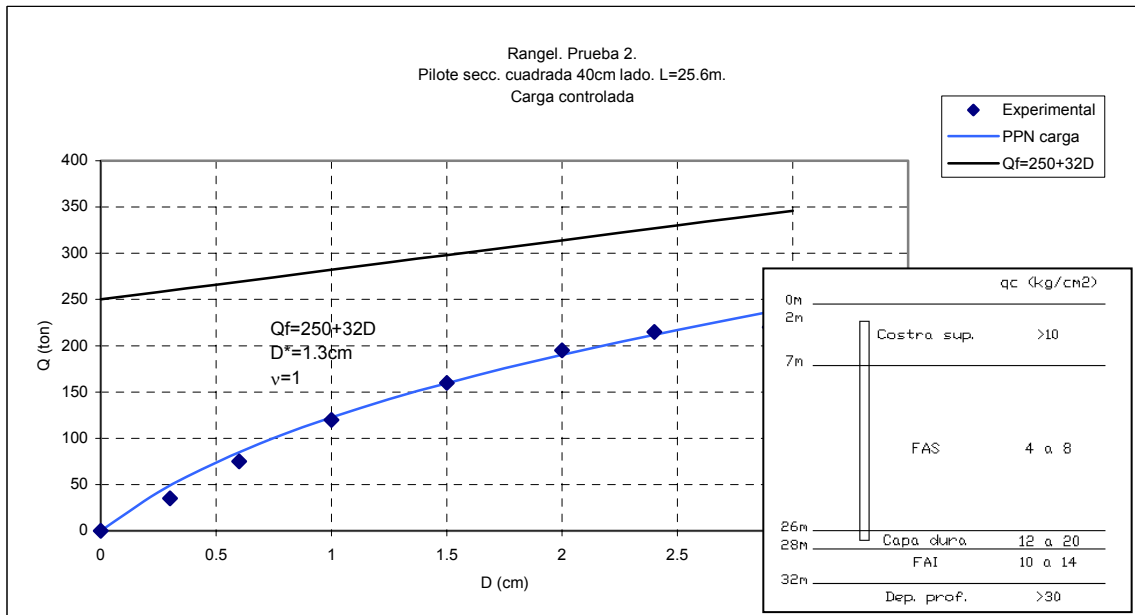


FIGURA 35. Prueba de Compresión. Rangel. Prueba 2.

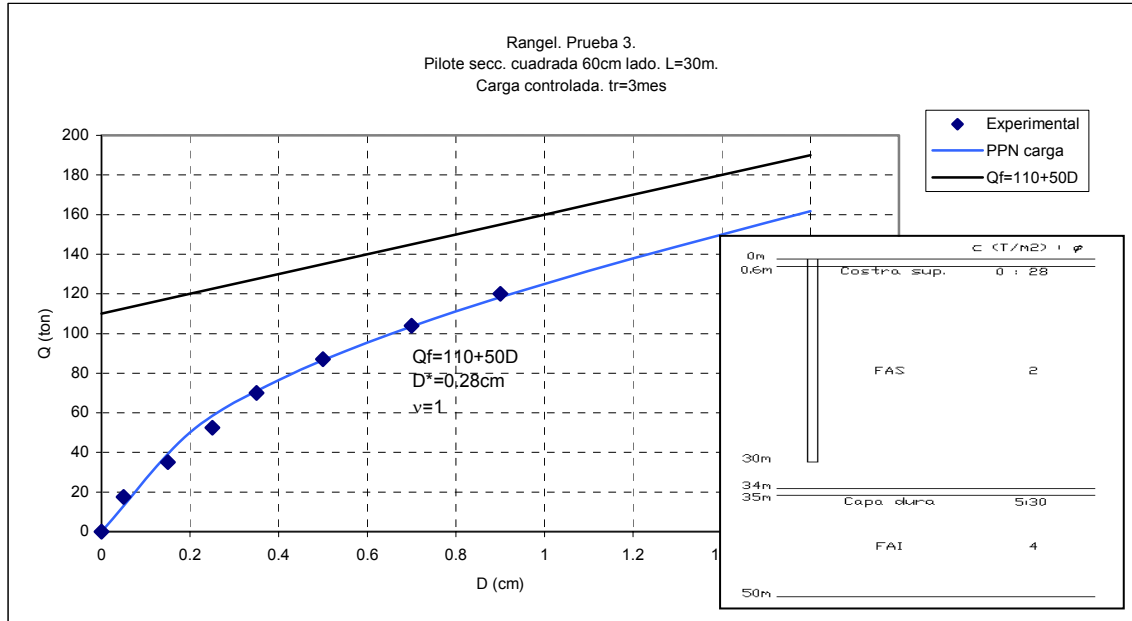


FIGURA 36. Prueba de Compresión. Rangel. Prueba 3.

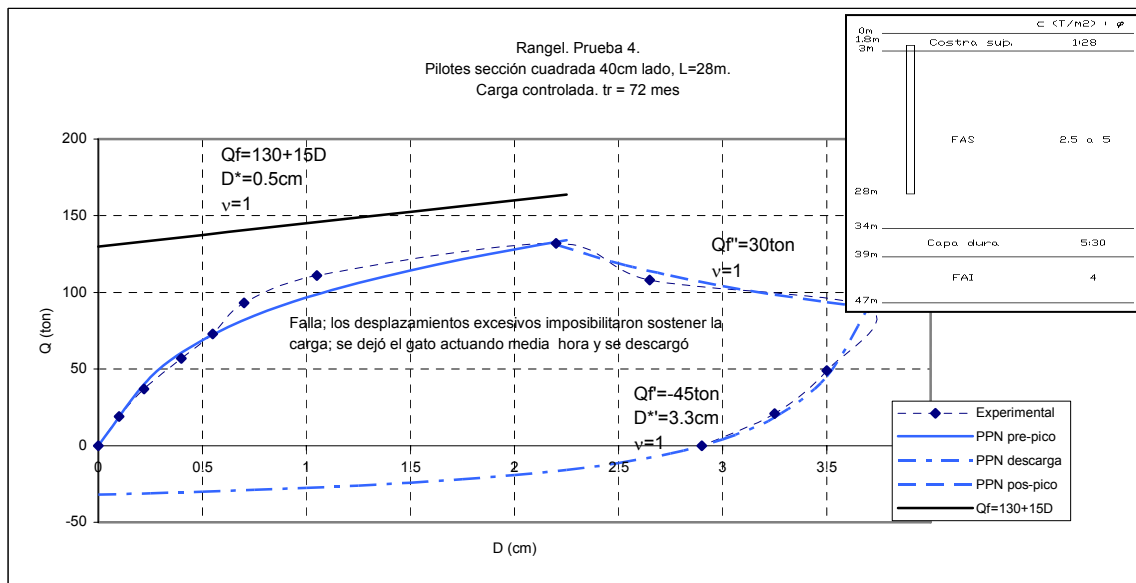


FIGURA 37. Prueba de Compresión. Rangel. Prueba 4.

Para la prueba anterior, a diferencia de lo que se esperaba, la carga alcanza un pico a partir del cual comienza a disminuir con el desplazamiento tendiendo hacia un valor mínimo. Lo anterior indica que debajo del estrato de apoyo de la punta del pilote se encuentra un estrato más blando. Si la prueba se hubiera continuado sin descargar se esperaría que la carga aumentara nuevamente con el desplazamiento, iniciando otra rama pre-pico.

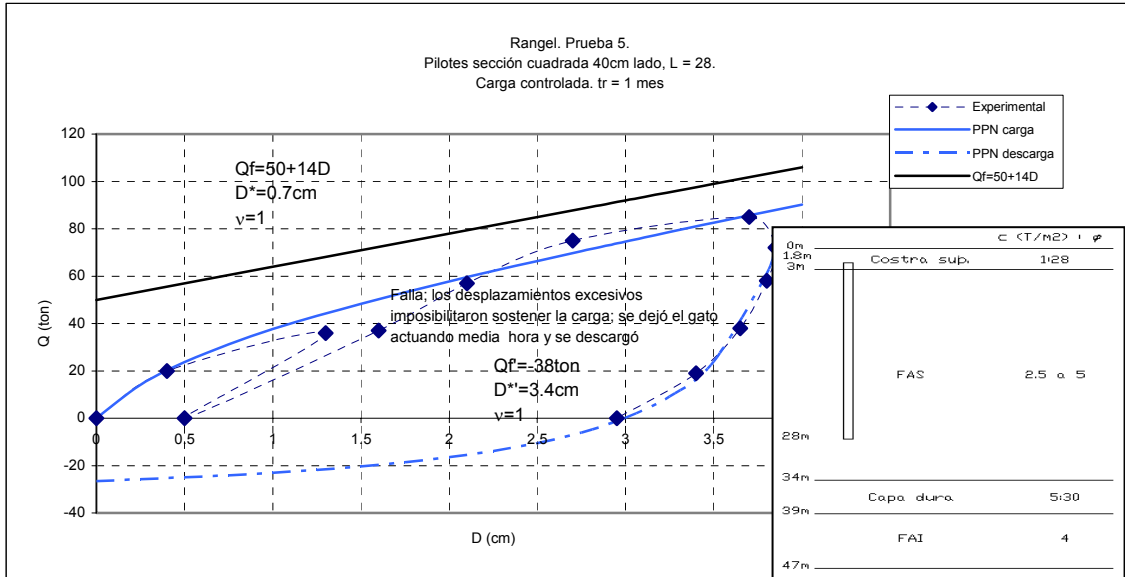


FIGURA 38. Prueba de Compresión. Rangel. Prueba 5.

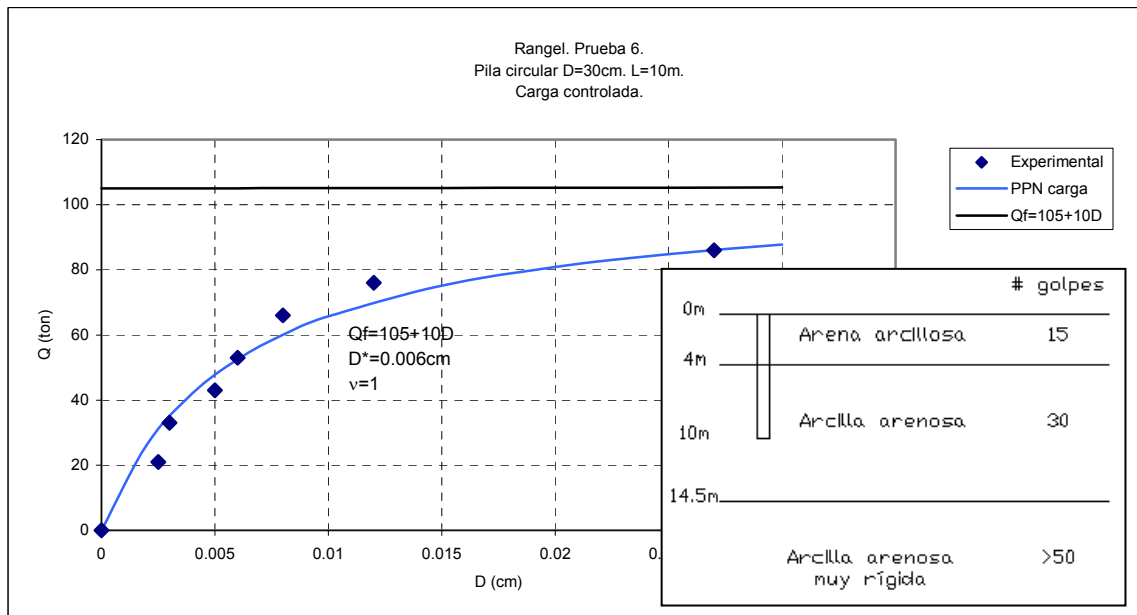


FIGURA 39. Prueba de Compresión. Rangel. Prueba 6.

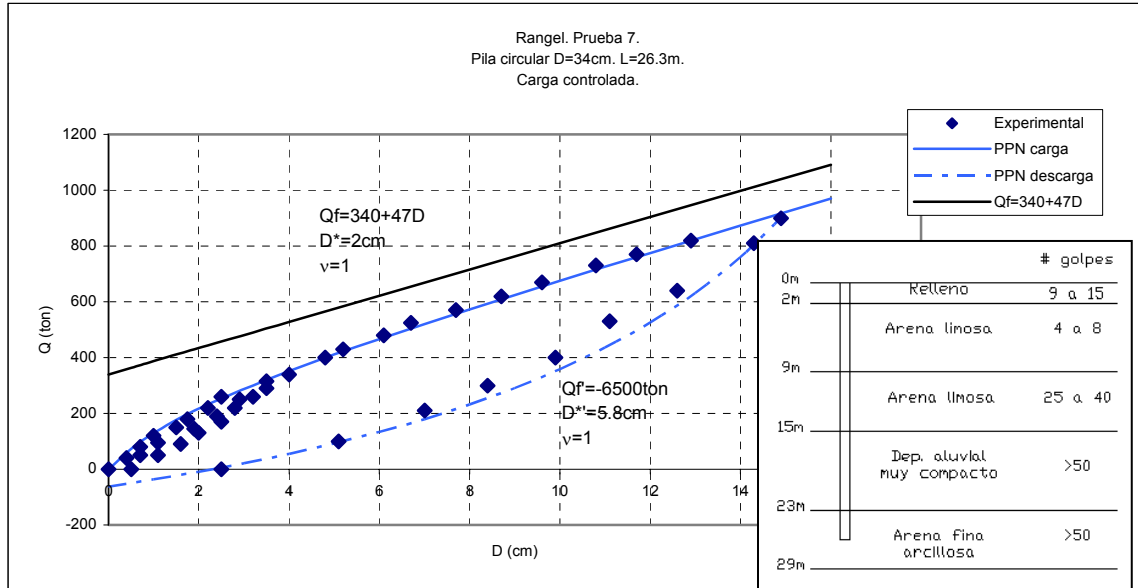


FIGURA 40. Prueba de Compresión. Rangel. Prueba 7.

Prueba: Refinería Madero (Ref. 16). (Figuras 41 y 42).

SK Engineering and Construction Co. desarrolló la modernización de la Refinería Madero de PEMEX, cercana a la ciudad de Tampico, en el estado de Tamaulipas.

Dicha modernización contempló un amplio número de cimentaciones a base de pilotes, por lo que se realizaron distintas pruebas de carga:

En el pilote LPT-01 prueba de compresión, tensión y carga lateral; en el pilote LPT-02 prueba de compresión, tensión y carga lateral; en el pilote LPT-03 prueba de tensión.

Todos los pilotes fueron hincados mediante martillo hidráulico DKHI 7 ton, con 8.4 ton-m de energía.

A continuación se presentan los resultados de las pruebas de compresión.

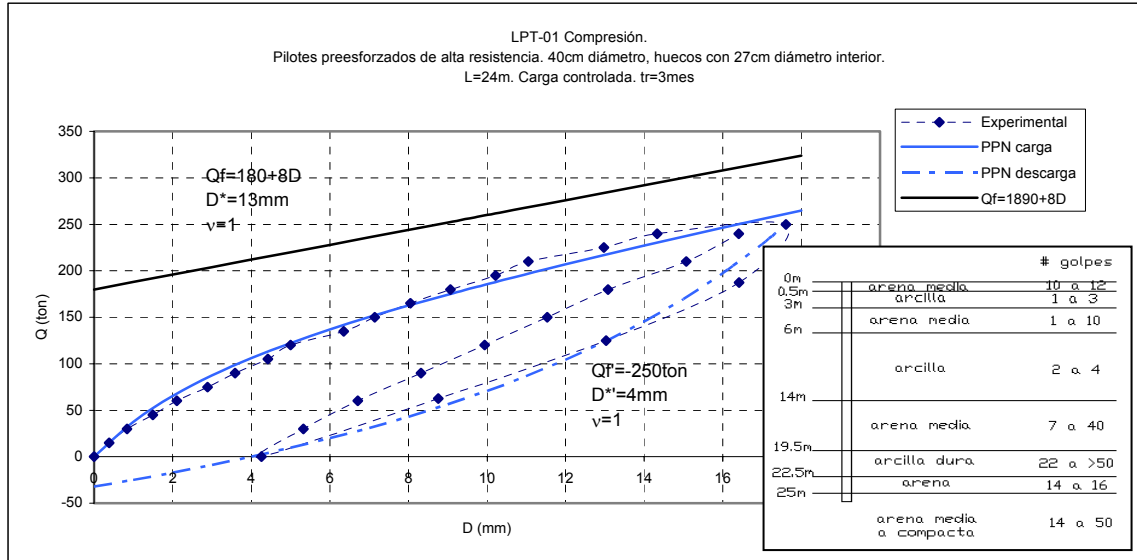


FIGURA 41. Prueba de Compresión. Refinería Madero LPT-01.

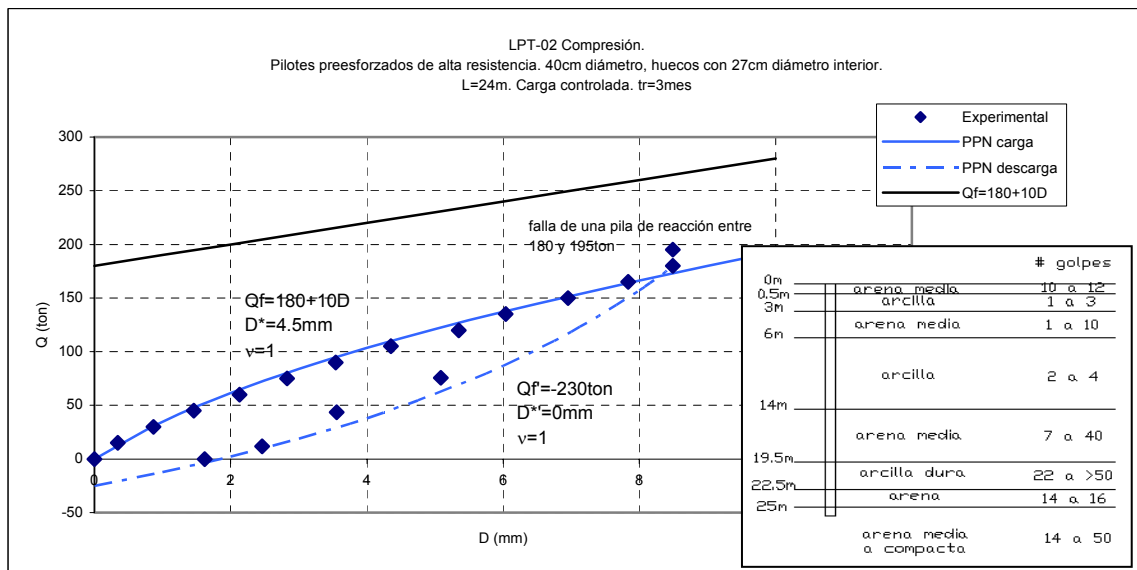


FIGURA 42. Prueba de Compresión. Refinería Madero LPT-02.

Prueba: Distribuidor vial (sitio Periférico) (Ref. 17). (Figura 43).

Los apoyos de los viaductos del distribuidor vial San Antonio en la Ciudad de México fueron cimentados a base de zapatas y pilas coladas in situ.

El sitio de realización de la prueba se localiza al poniente del Periférico, sobre la avenida Ferrocarril de Cuernavaca, a unos 50 m de la avenida Río Becerra Poniente.

Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el Principio de Proporcionalidad Natural

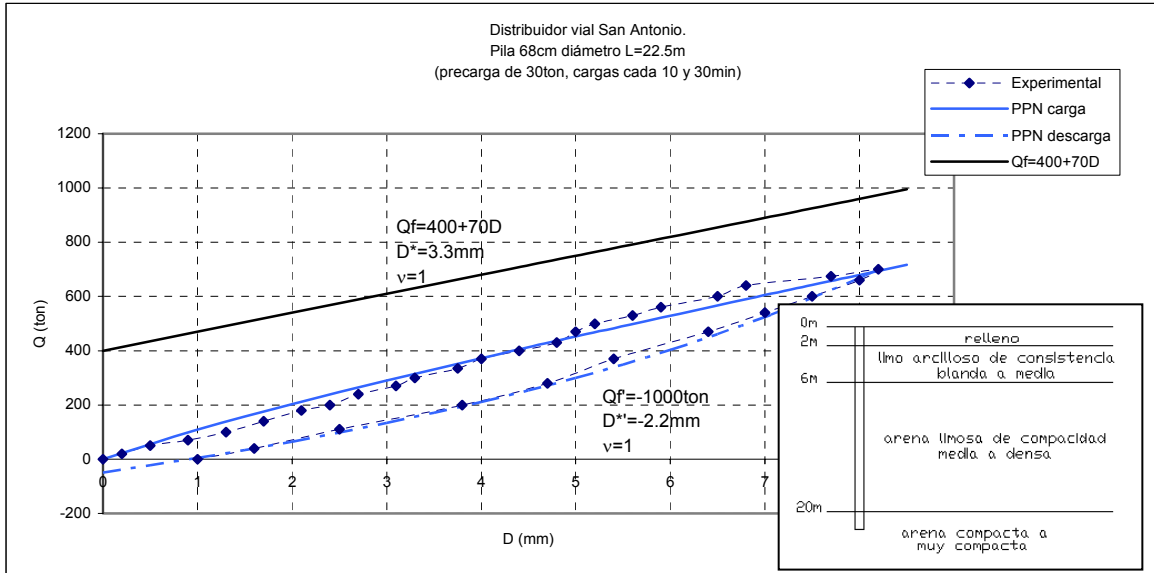


FIGURA 43. Prueba de Compresión. Distribuidos vial San Antonio.

Prueba: Torre Mayor (Ref. 18). (Figuras 44 a 46).

El edificio más alto de la Ciudad de México (226 m), está cimentado sobre 250 pilas desplantadas a profundidad variable entre 46 y 52 m.

Los resultados de las pruebas de carga que se muestran a continuación se refieren a tres ensayos diferentes: el primero, en que se aisló la fricción lateral de la pila mediante un ademe; el segundo en el que se determinó únicamente la fricción lateral pila – suelo y; el tercero en el que se combinaron ambos efectos (punta y fricción).

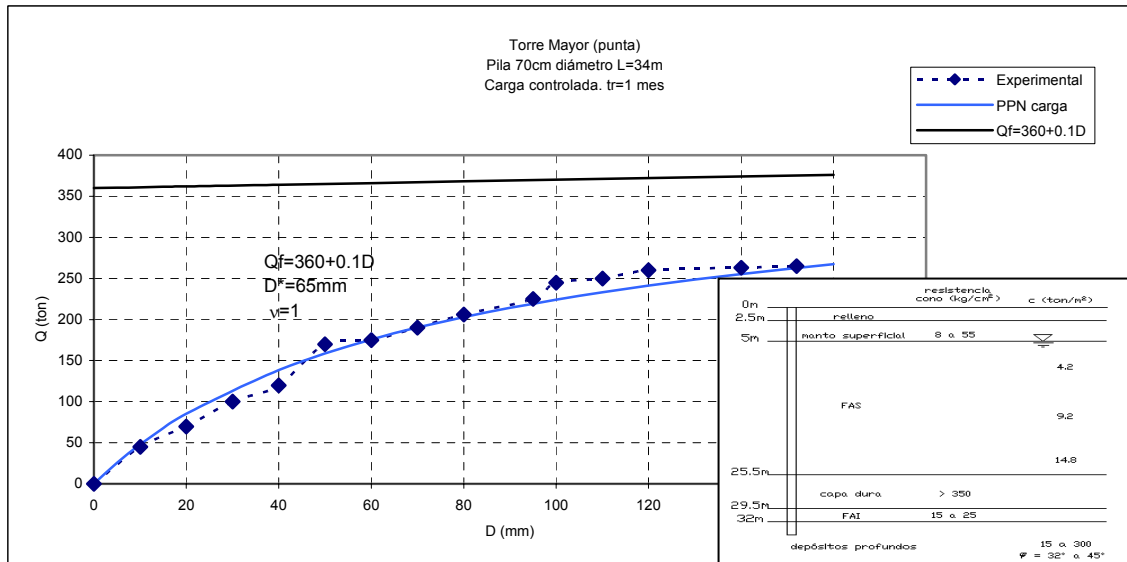


FIGURA 44. Prueba de Compresión. Torre Mayor (punta).

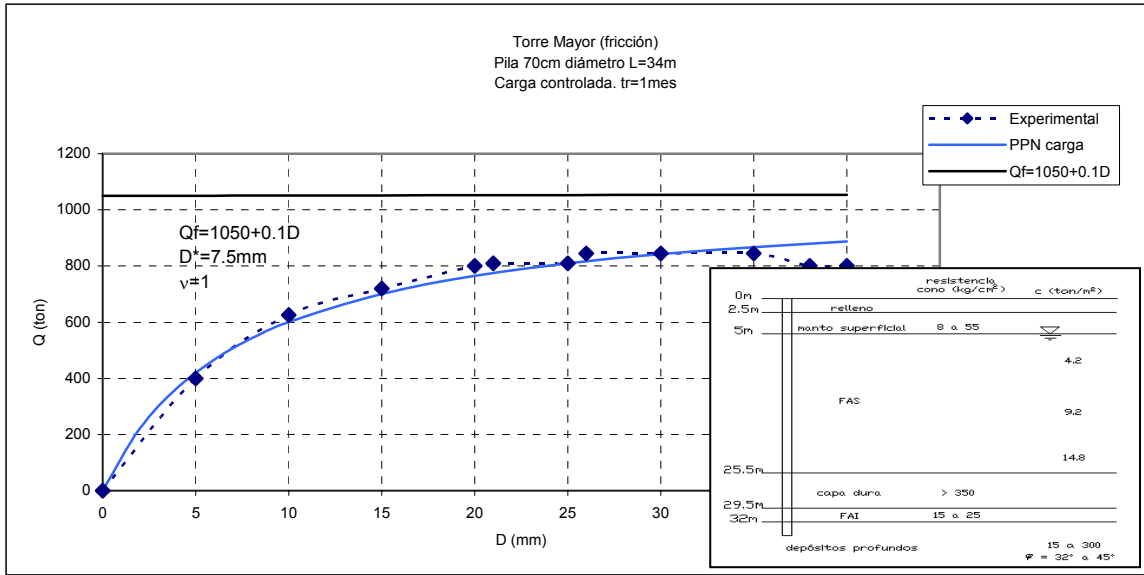


FIGURA 45. Prueba de Compresión. Torre Mayor (fricción).

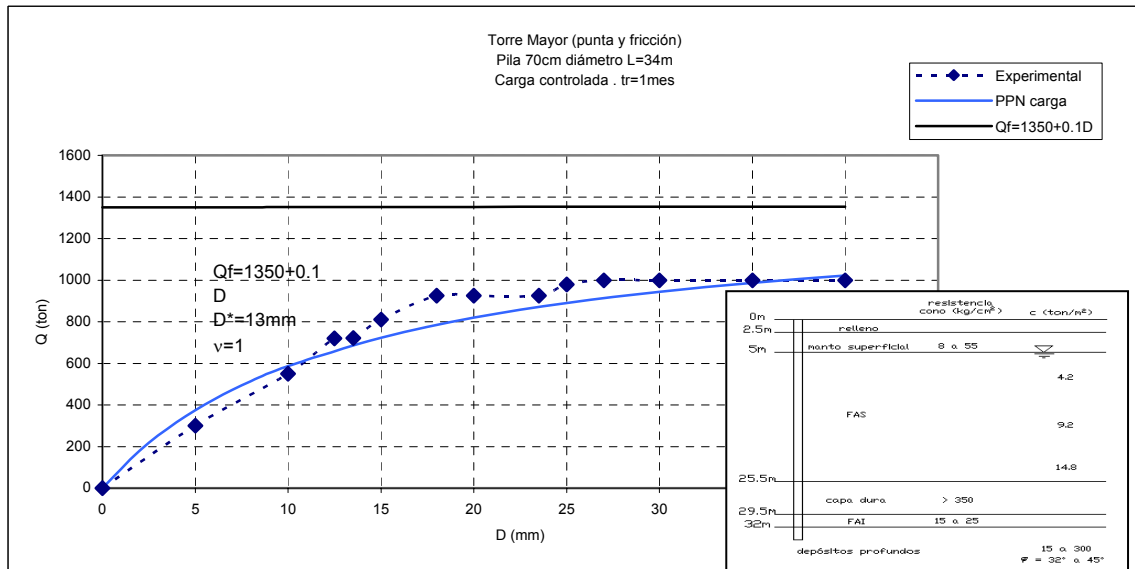


FIGURA 46. Prueba de Compresión. Torre Mayor (punta y fricción).

En base a las expresiones (1), (2) y (3), se calcularon las capacidades de cada elemento con los parámetros estimados. Los parámetros empleados y las capacidades calculadas se muestran en la tabla 1.

Los resultados anteriores se resumen en la tabla 2. A su vez, los resultados de las pruebas efectuadas en el Valle de México se resumen en la tabla 3.

Ahora, en las figuras 47 a 55 se presenta la relación entre Q_{fu} , Q_{pu} y Q_u con a , b y D^* para todas las pruebas analizadas.

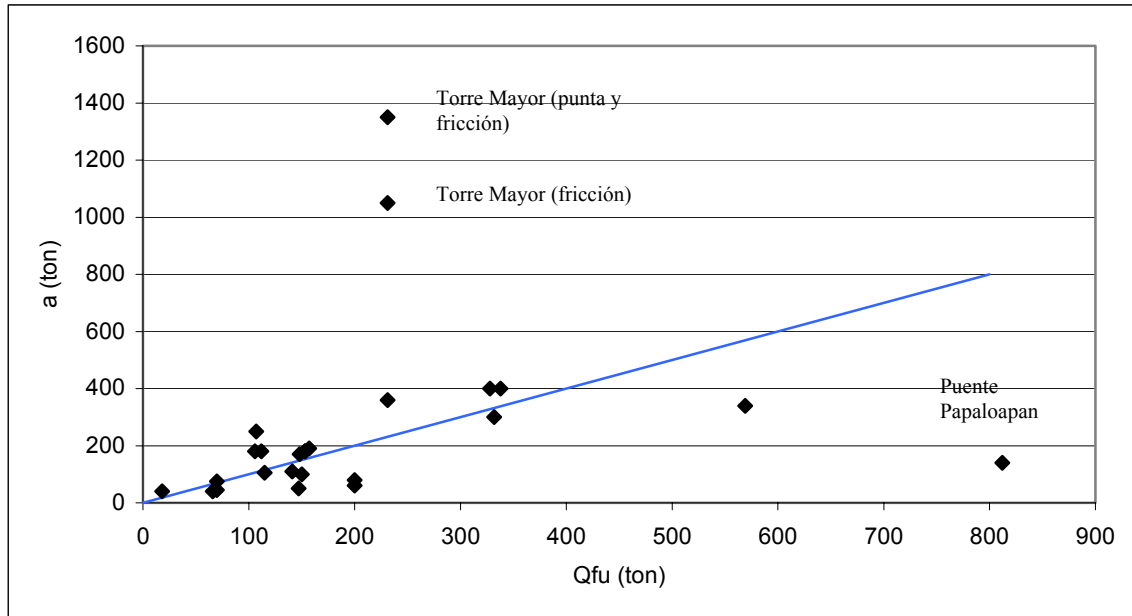


FIGURA 47. Gráfica Q_{fu} vs. a para pruebas de compresión.

En la figura anterior se muestra una recta con pendiente unitaria, la cual, a excepción de algunos puntos, parece ajustar aproximadamente los puntos de la relación Q_{fu} vs. a . Lo anterior indica que $Q_{fu} \approx a$.

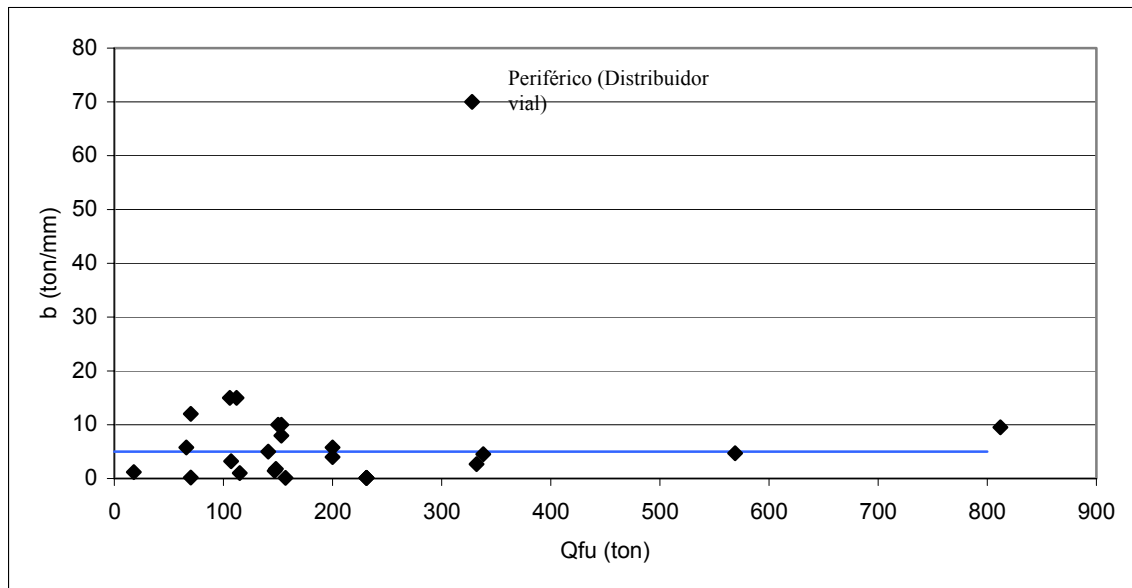


FIGURA 48. Gráfica Q_{fu} vs. b para pruebas de compresión.

En la figura anterior, a pesar de la gran dispersión, los puntos parecen tender hacia un valor de b constante.

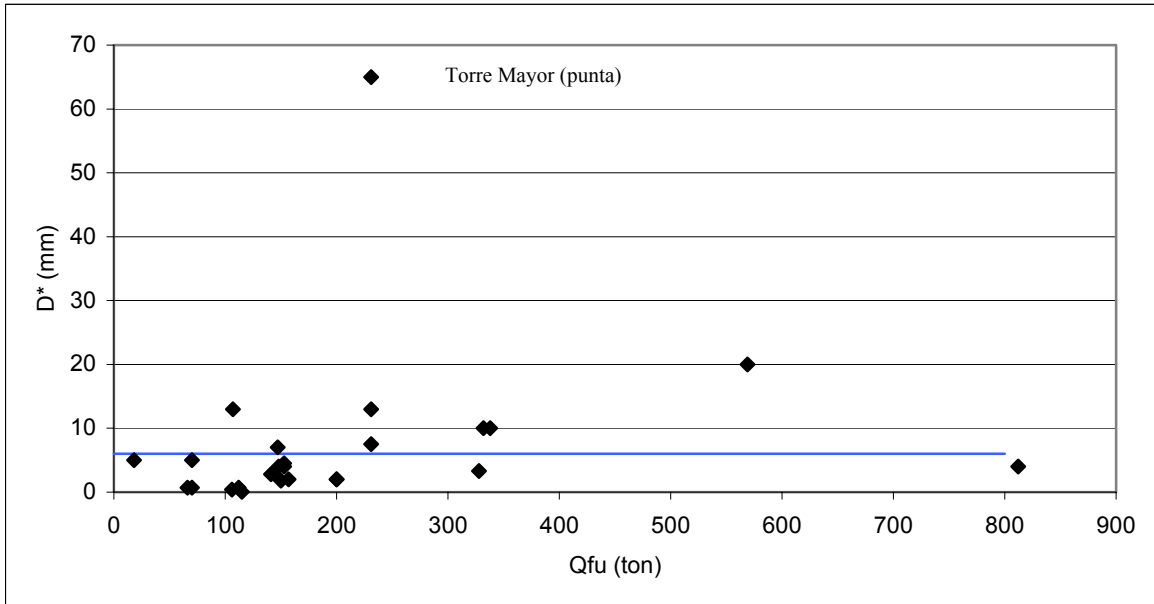


FIGURA 49. Gráfica Q_{fu} vs. D* para pruebas de compresión.

De acuerdo a la figura anterior, D* parece tender hacia un valor constante.

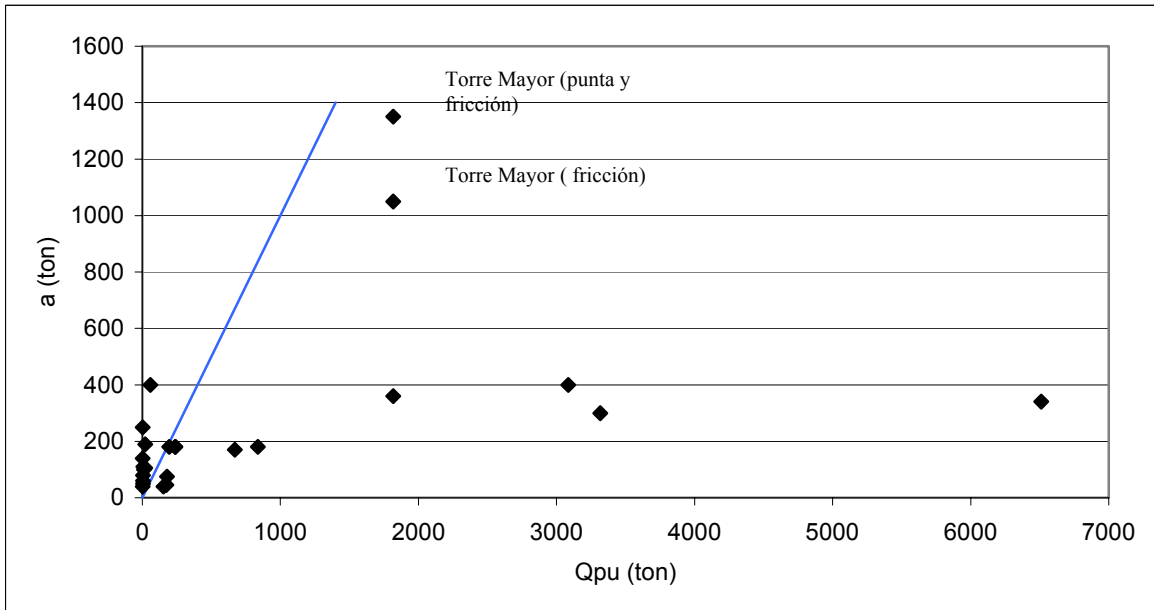


FIGURA 50. Gráfica Q_{pu} vs. a para pruebas de compresión.

En la figura 50 se observa que no existe un buen ajuste con la recta con pendiente unitaria. Considerando, como se mencionó anteriormente, que $Q_{fu} \approx a$, puede decirse que los puntos arriba de la recta 1:1, el trabajo es primordialmente por fricción, mientras que para los puntos debajo de la recta la capacidad por punta es considerable.

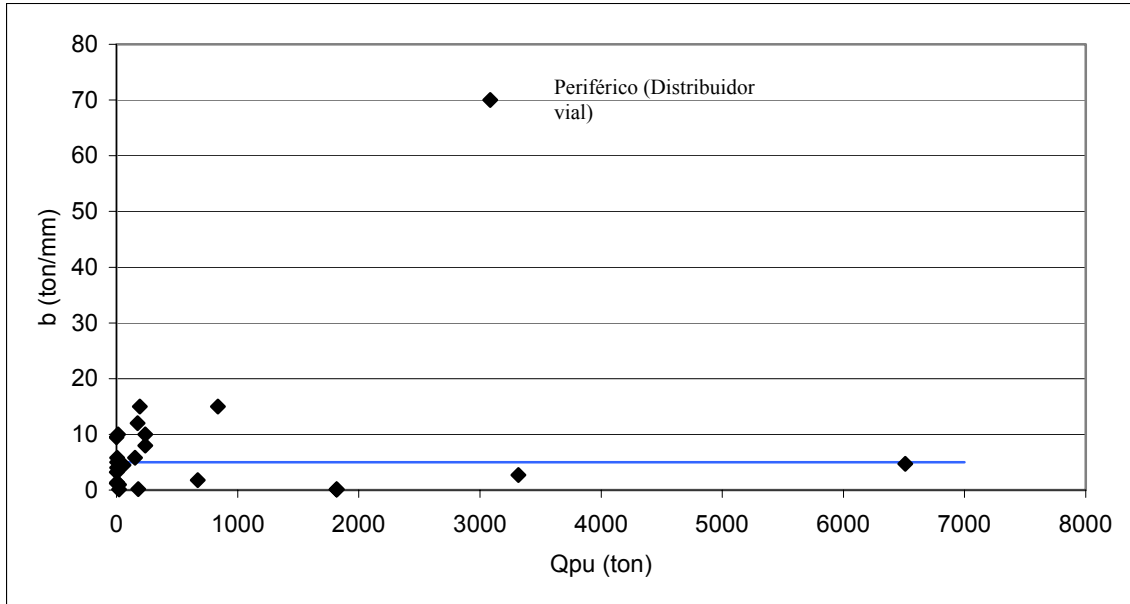


FIGURA 51. Gráfica Qpu vs. b para pruebas de compresión.

De nueva cuenta parece que b tiende hacia un valor constante.

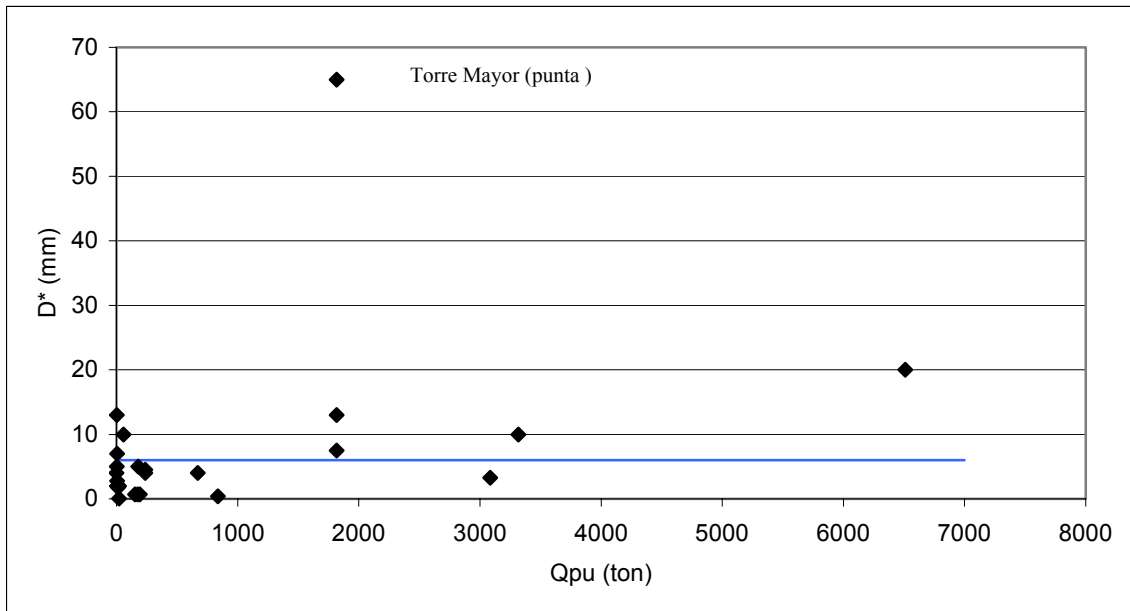


FIGURA 52. Gráfica Qpu vs. D^* para pruebas de compresión.

De manera semejante, a pesar de la gran dispersión, parece que D^* tiende hacia un valor constante.

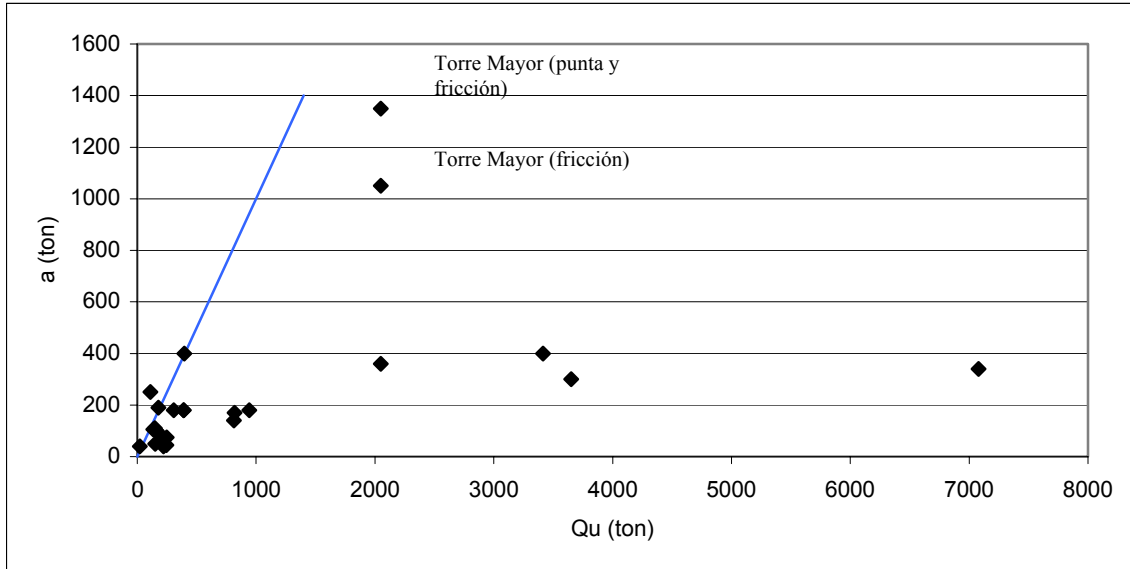


FIGURA 53. Gráfica Q_u vs. a para pruebas de compresión.

Como era de esperarse, si consideramos que Q_{fu} es aproximadamente igual a a (aunque probablemente algo mayor), la capacidad última de los elementos ensayados, incluyendo la punta y fricción es mayor que a .

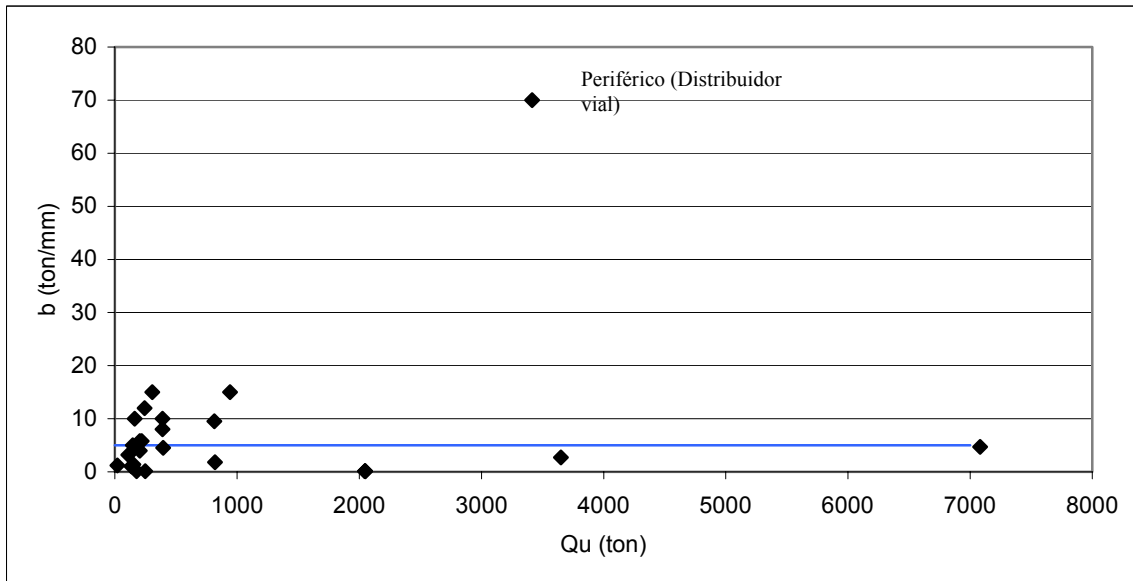


FIGURA 54. Gráfica Q_u vs. b para pruebas de compresión.

Para la figura 54 nuevamente se observa la tendencia de b hacia un valor constante.

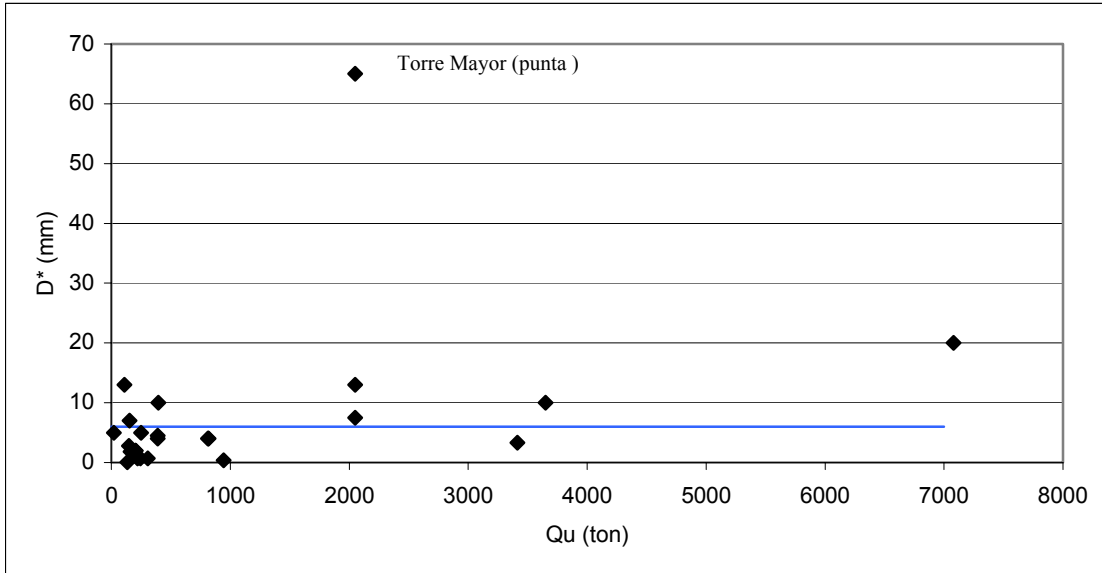


FIGURA 55. Gráfica Q_u vs. D^* para pruebas de compresión.

De manera semejante, en la figura 55 se observa la tendencia de D^* hacia un valor constante.

En las figuras 56 a 64 se presenta la relación entre Q_{fu} , Q_{pu} y Q_u con a , b y D^* para las pruebas efectuadas en el Valle de México.

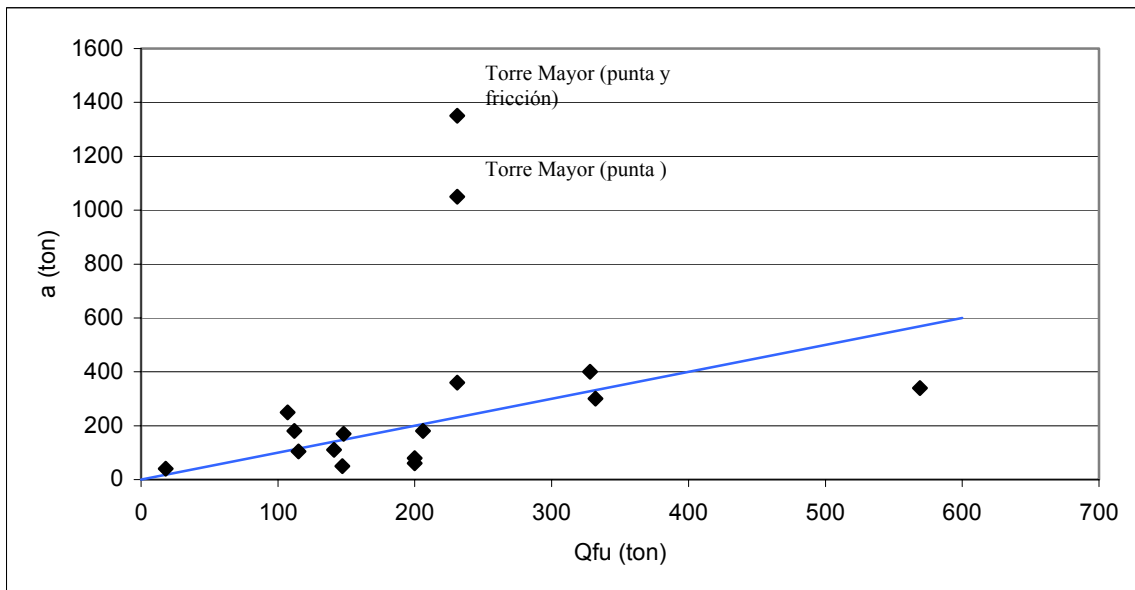


FIGURA 56. Gráfica Q_{fu} vs. a para pruebas de compresión en el Valle de México.

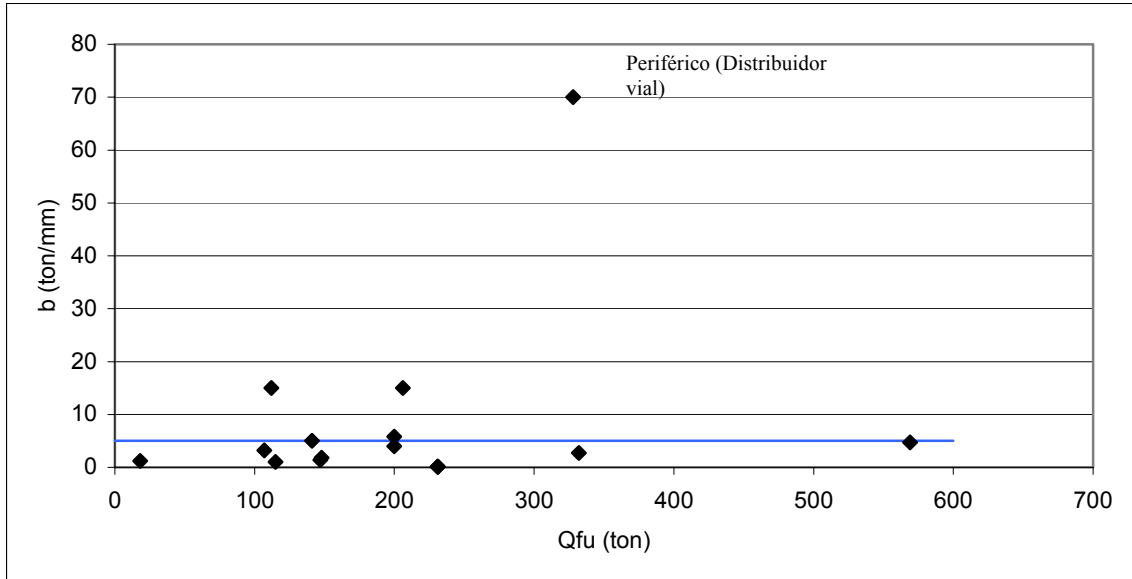


FIGURA 57. Gráfica Q_{fu} vs. b para pruebas de compresión en el Valle de México.

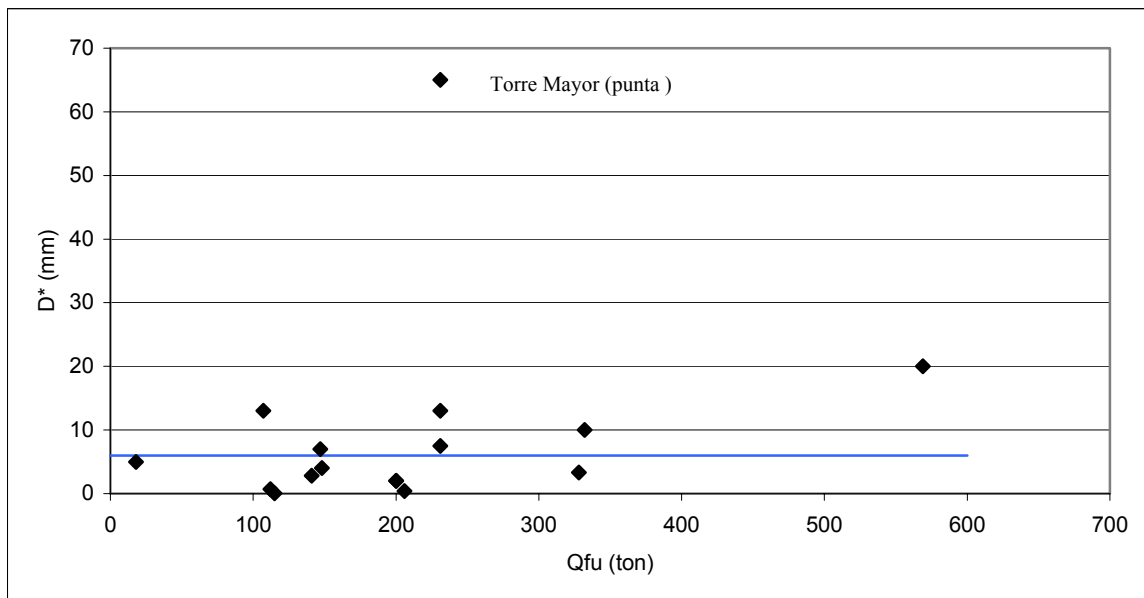


FIGURA 58. Gráfica Q_{fu} vs. D^* para pruebas de compresión en el Valle de México.

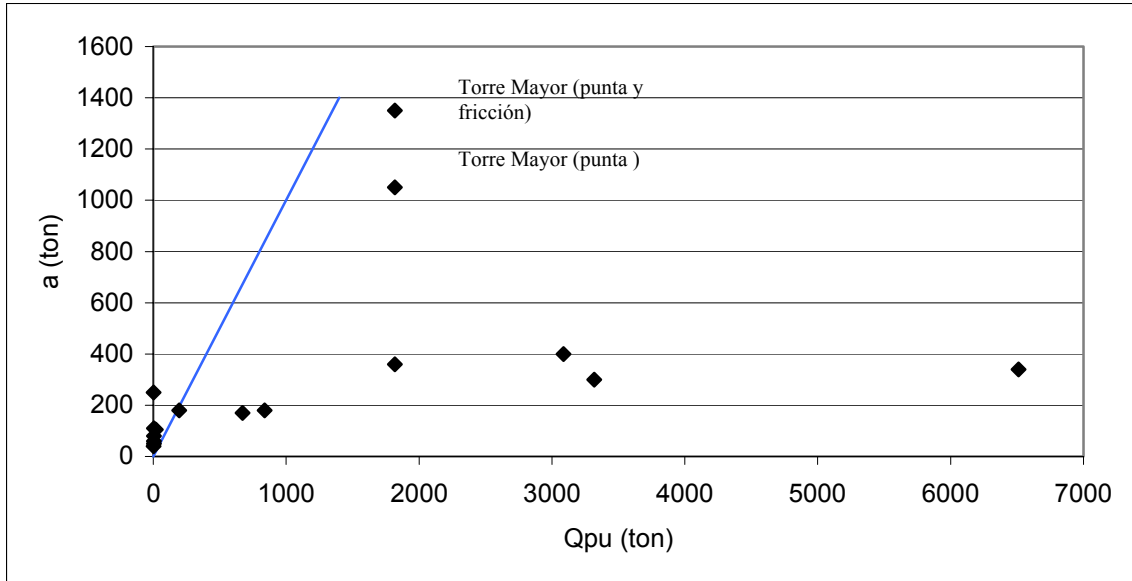


FIGURA 59. Gráfica Q_{pu} vs. a para pruebas de compresión en el Valle de México.

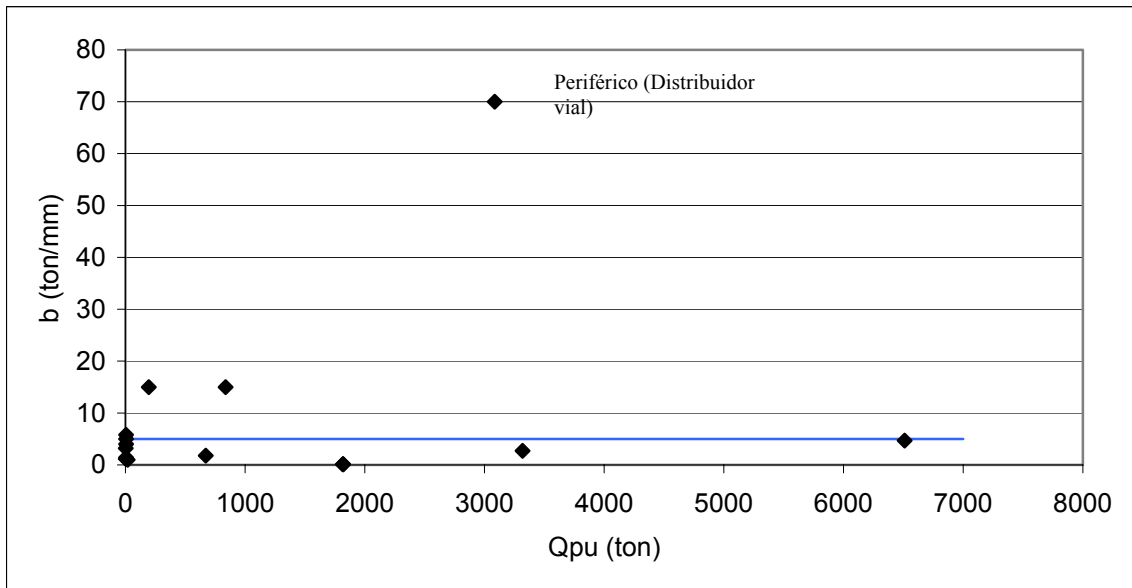


FIGURA 60. Gráfica Q_{pu} vs. b para pruebas de compresión en el Valle de México.

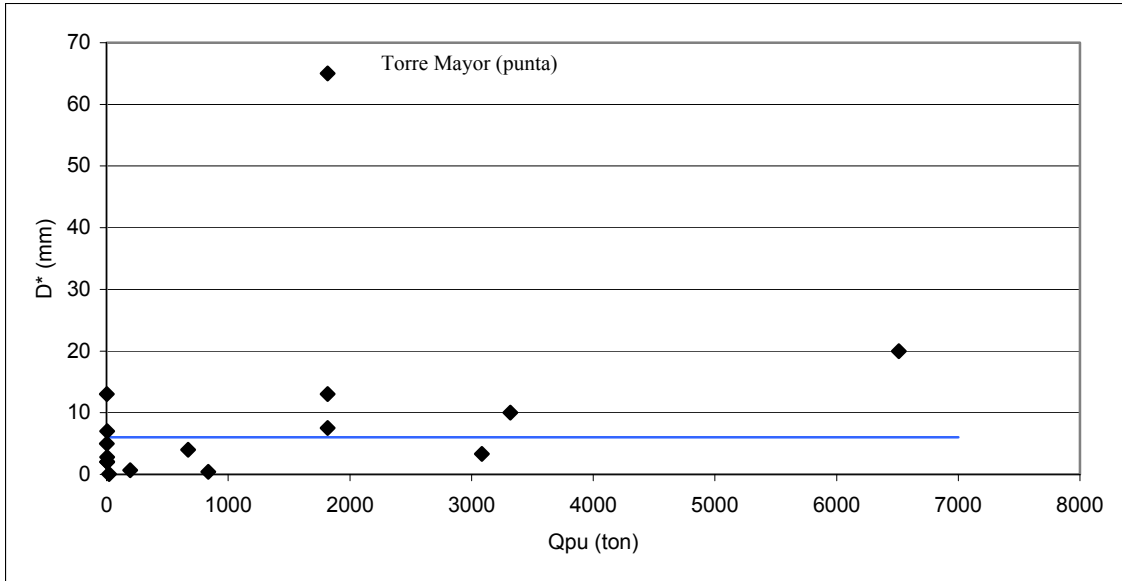


FIGURA 61. Gráfica Q_{pu} vs. D^* para pruebas de compresión en el Valle de México.

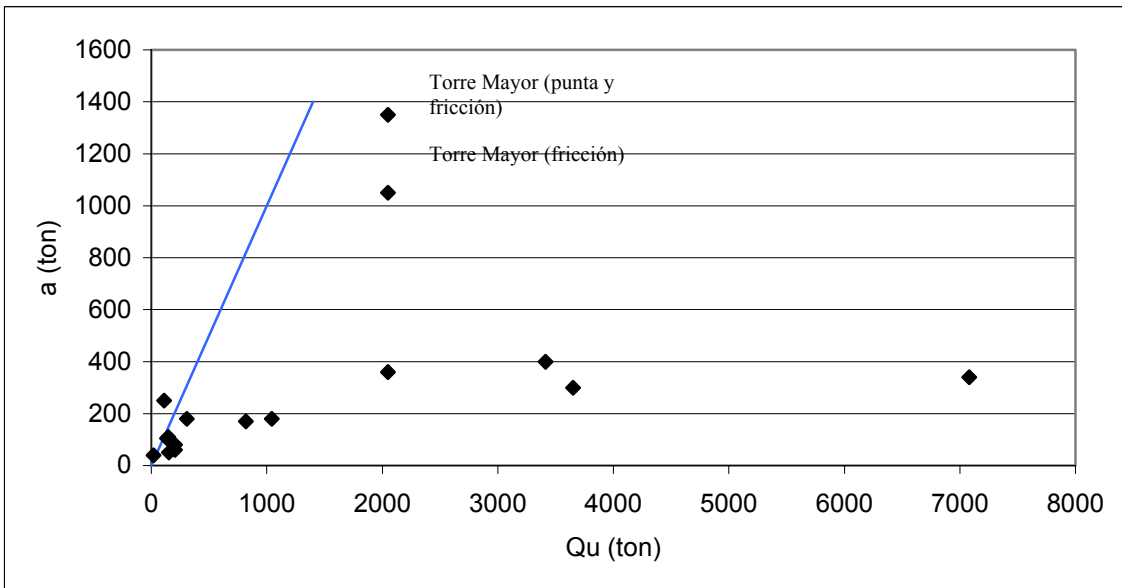


FIGURA 62. Gráfica Q_u vs. a para pruebas de compresión en el Valle de México.

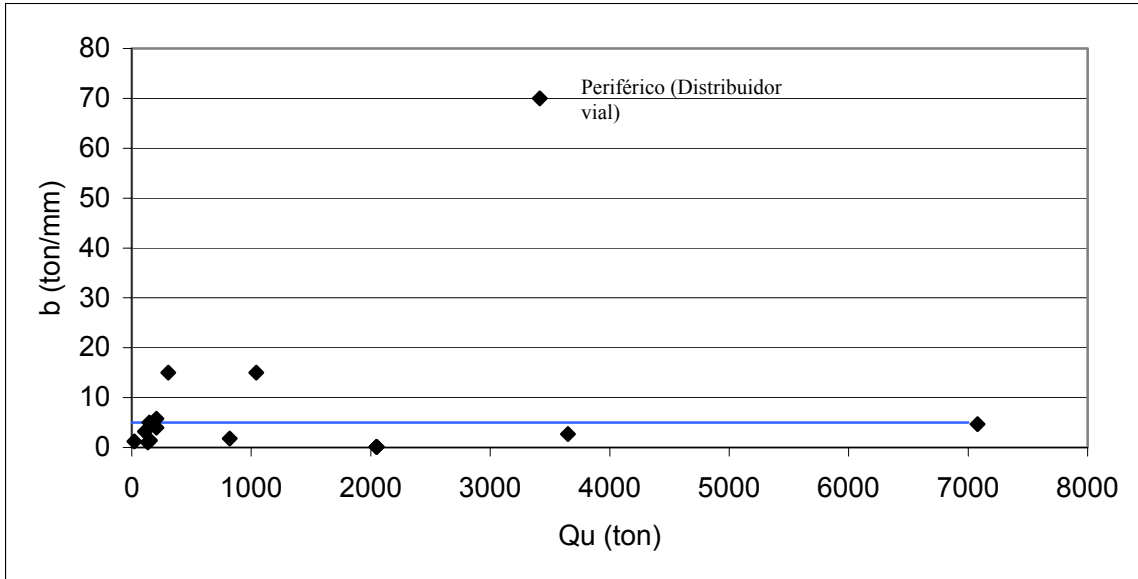


FIGURA 63. Gráfica Q_u vs. b para pruebas de compresión en el Valle de México.

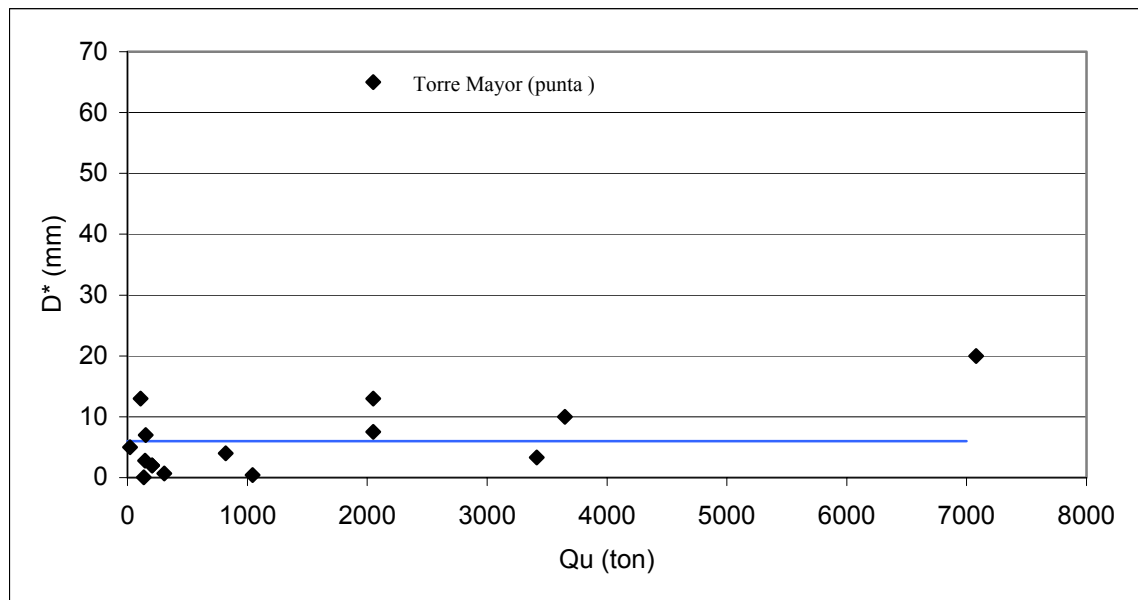


FIGURA 64. Gráfica Q_u vs. a para pruebas de compresión en el Valle de México.

De las figuras anteriores (56 a 64), pueden hacerse las mismas observaciones que se mencionaron para el caso de todo el grupo de pruebas, concluyendo que:

- $Q_{fu} \approx a$.
- b tiende hacia un valor constante de 5 ton/mm.
- D^* tiende hacia un valor constante de 6 mm.

Finalmente, en las figuras 65 a 67 se presenta la relación de Q_{fu} con a , b y D^* para las pruebas en que se considera que el trabajo es primordialmente por fricción, efectuadas en el Valle de México.

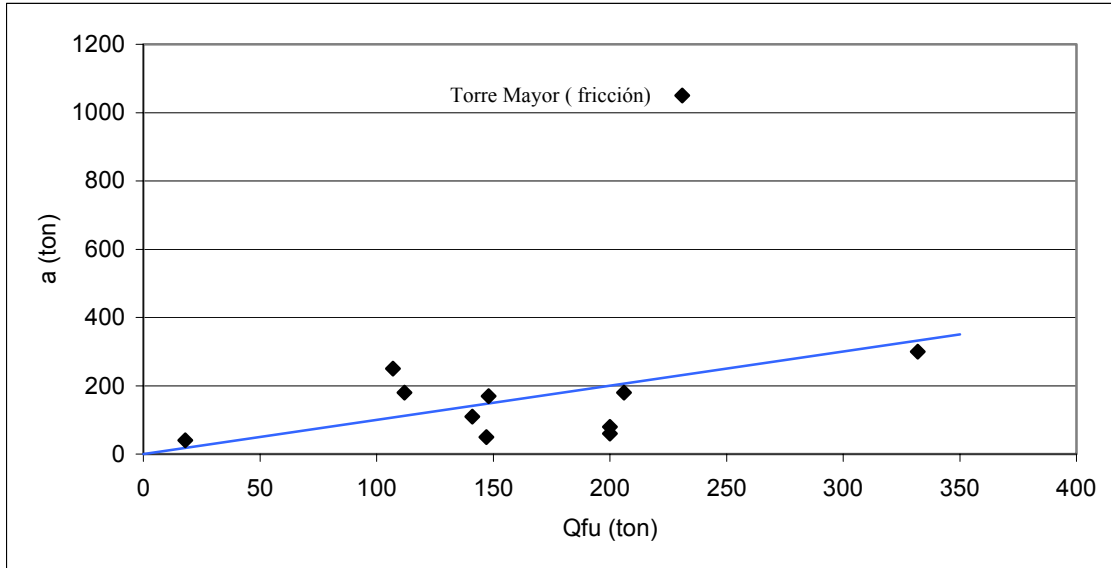


FIGURA 65. Gráfica Q_{fu} vs. a para pruebas de compresión en elementos trabajando por fricción en el Valle de México.

En la figura anterior, a pesar de la dispersión, que puede atribuirse en cierta parte a las incertidumbres para el cálculo teórico de Q_{fu} , puede observarse un ajuste aproximado de los puntos a una recta con pendiente unitaria.

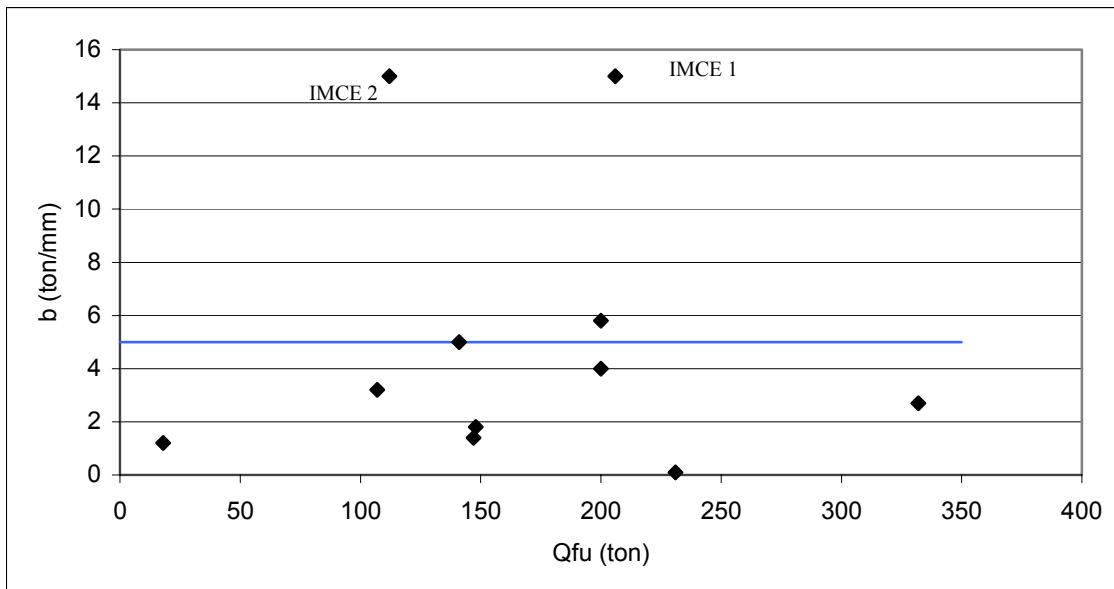


FIGURA 66. Gráfica Q_{fu} vs. b para pruebas de compresión en elementos trabajando por fricción en el Valle de México.

Aunque la dispersión es muy grande, puede decirse que b tiende a 5 ton/mm.

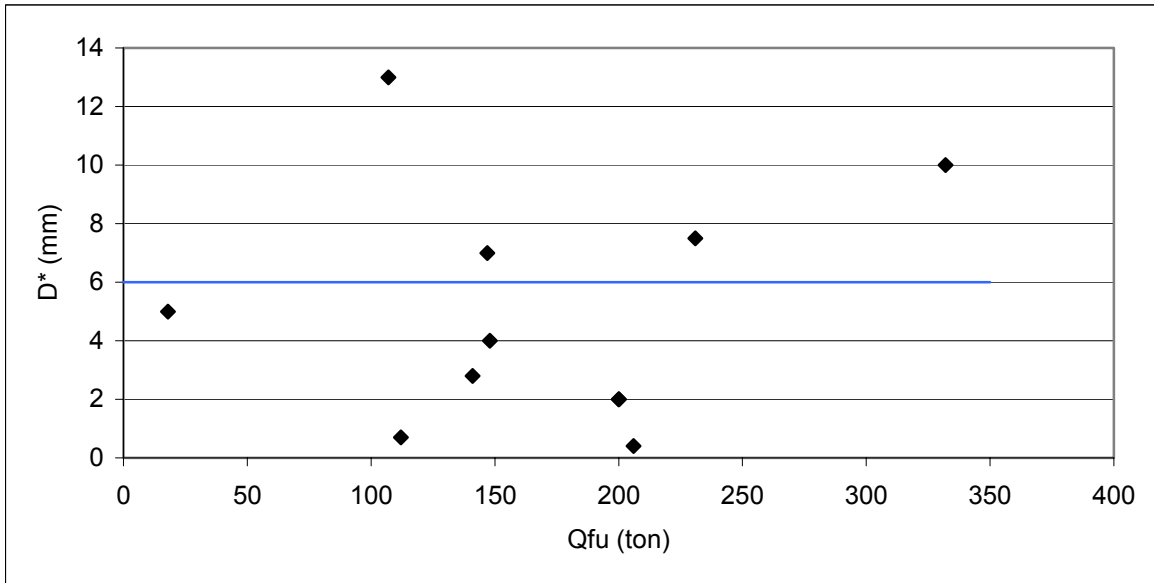


FIGURA 67. Gráfica Qfu vs. D^* para pruebas de compresión en elementos trabajando por fricción en el Valle de México.

A pesar de la gran dispersión, puede decirse que D^* tiende hacia un valor constante de 6 mm.

Se procedió a interpretar las curvas carga vs. desplazamiento mediante los cuatro métodos mencionados anteriormente (Davison, Chin, De Beer y Butler-Hoy). Los resultados se muestran en la tabla 4.

Los métodos de interpretación empleados proporcionan valores de capacidad de carga última del pilote o pila independientemente de las características mecánicas del suelo. Dichos valores fueron promediados, despreciando aquellos que se alejaban demasiado de un valor medio. Los valores promedio fueron comparados con a , b y D^* mediante las figuras 68 a 70.

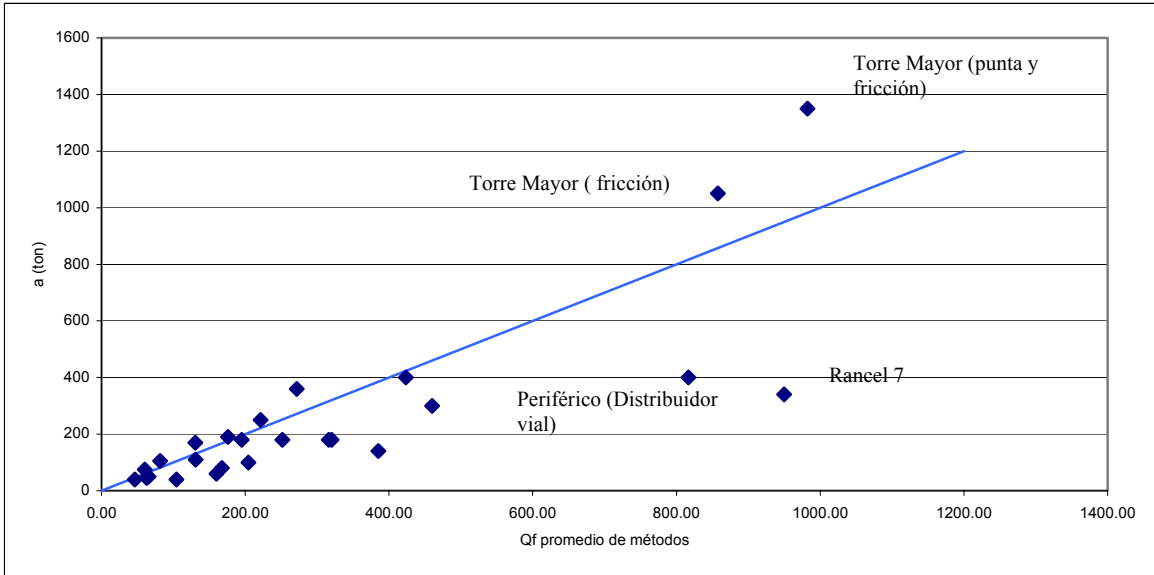


FIGURA 68. Pruebas de Compresión. Gráfica Q_f promedio de métodos vs. a .

En la figura anterior se observa una clara relación entre Q_f promedio de los métodos de interpretación y a , la cual tiende hacia una recta con pendiente unitaria. Lo anterior coincide con lo que se había observado en los análisis anteriores. Puede decirse además que a es aproximadamente el 82% de la capacidad obtenida como el promedio de los métodos tradicionales.

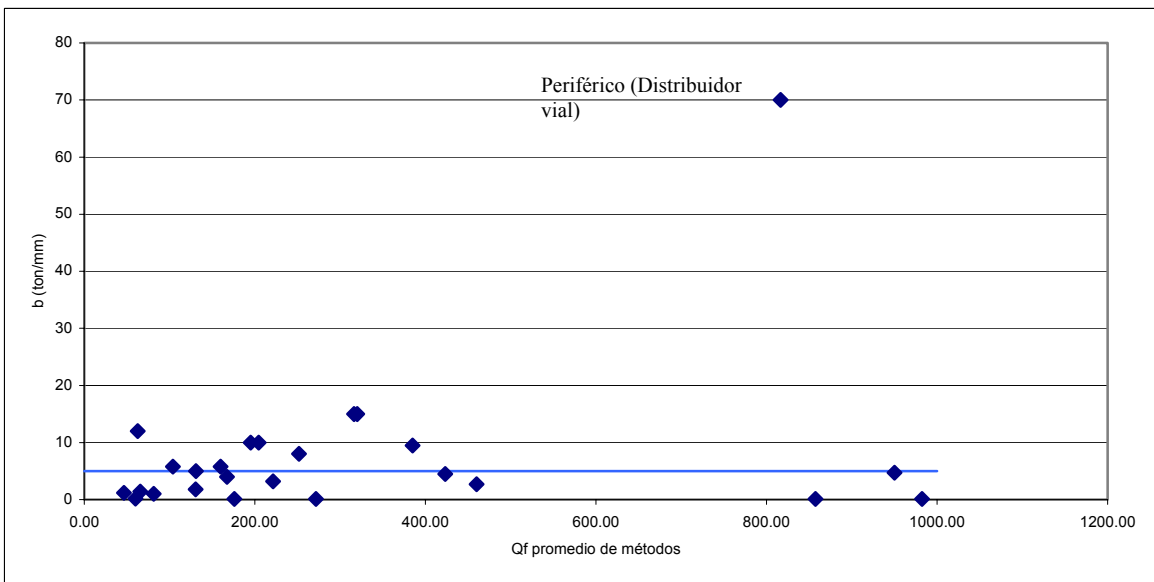


FIGURA 69. Pruebas de Compresión. Gráfica Q_f promedio de métodos vs. b .

De acuerdo a la figura anterior, puede afirmarse que el parámetro b tiende hacia un valor constante.

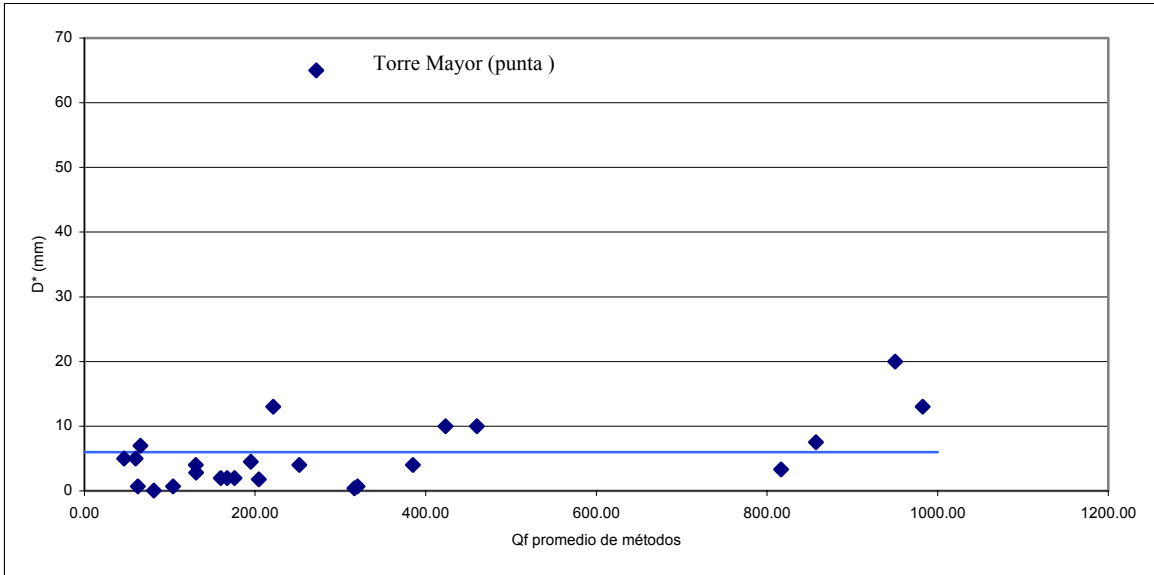


FIGURA 70. Pruebas de Compresión. Gráfica Qf promedio de métodos vs. D*.

En la figura anterior se observa que D^* tiende hacia un valor constante, a pesar de la dispersión.

En resumen, puede decirse que:

- Los modelos empleados para efectuar los ajustes de las ramas de carga pre-pico y pos-pico en su proximidad al pico, así como las ramas de descarga, parecen ser adecuados empleando un valor de 1 para la constante de proporcionalidad ν .
- En dos de las pruebas analizadas, Jaime 1 y Rangel 4, se presenta un pico en la carga, lo cual indica que debajo del estrato en el que se encontraba apoyada la punta existe un estrato más deformable. Dado que a un cierto desplazamiento se inició la descarga, no fue posible observar el nuevo incremento de carga con el desplazamiento como se esperaba.
- Se estima que $Q_{fu} \approx a$, o bien, que Q_{fu} es ligeramente mayor que a . El parámetro a representaría la capacidad del elemento ensayado si ésta no aumentara con la profundidad ($b=0$).
- Se estima que D^* y b son constantes que dependen del tipo de suelo en que se encuentra el pilote o pila, así como del tipo de trabajo que desarrolla el elemento preponderantemente (punta, fricción o ambas).
- La dispersión que se presenta en la relación entre Q_{fu} , Q_{pu} y Q_u con a , b y D^* se debe en cierta parte a que los parámetros empleados para el cálculo de las capacidades son, en la mayoría de los casos, valores estimados debido a que la información que acompaña a los resultados de las pruebas, en cuanto a características del sitio, es pobre. Lo anterior se

confirma al comparar los parámetros con la capacidad dada por los métodos tradicionales de interpretación en los que no se involucra ningún parámetro del suelo.

- En general, fueron cuatro grupos de pruebas las que se alejaron más de las tendencias que parece mostrar el grupo de resultados: Torre mayor (por ser pruebas especialmente diseñadas e instrumentadas, a diferencia del resto, los resultados pueden estar afectados); Periférico (Distribuidor vial), Rangel 7 y Puente Papaloápan (por encontrarse en condiciones estratigráficas diferentes a la mayoría de las demás pruebas); IMCE (seguramente por variaciones estratigráficas locales).

- Se estima que para pilotes trabajando por fricción en estratos de arcilla blanda con intercalaciones de arena (como es el caso de la zona del lago en el Valle de México) D^* y b tienen valores cercanos a 6 mm y 5 ton/mm, respectivamente.

3.2. Pruebas de tensión.

Como se mencionó al inicio de éste trabajo, las pruebas de tensión o extracción tienen el objetivo de determinar aproximadamente la capacidad por fricción del elemento ensayado.

La capacidad de una pila o pilote bajo este tipo de carga puede calcularse de manera simple como (Zeevaert, L. 1973):

$$Q_{fu} = (c + \sigma' K_o \tan \phi) A_f \dots\dots\dots(4)$$

donde,

K_o , coeficiente de empujes en reposo

ϕ , ángulo de fricción interna del suelo adyacente al pilote o pila

A_f , área del fuste del pilote o pila.

Dado que se cuenta con muy escasa información acerca de las características mecánicas del suelo en los distintos sitios donde se efectuaron los ensayos que se presentan a continuación, se considera que la expresión (4) es suficiente para realizar una estimación de la capacidad de los elementos ensayados.

A continuación se presentan las distintas pruebas de tensión que fueron analizadas y ajustadas mediante el modelo derivado del Principio de Proporcionalidad Natural (PPN). Junto con los resultados de las pruebas se presentan los parámetros empleados para el ajuste y un esquema de la estratigrafía del sitio con algunas propiedades de los distintos estratos que la conforman.

Prueba: Estado de Utah, Estados Unidos (Ref. 19).

Las pruebas que se muestran a continuación se realizaron en siete sitios diferentes del estado de Utah. Los suelos encontrados en estos sitios son depósitos granulares, desde gravas bien graduadas hasta arenas finas.

En todos los sitios las excavaciones se efectuaron empleando una broca helicoidal, sin ademe ni lodo bentonítico, por lo que en algunos sitios se presentaron desprendimientos y caídos. Los diámetros indicados en los resultados de las pruebas son diámetros promedio, ya que no se pudieron obtener secciones constantes.

Sitio: Point of Mountain West. (Figura 71).

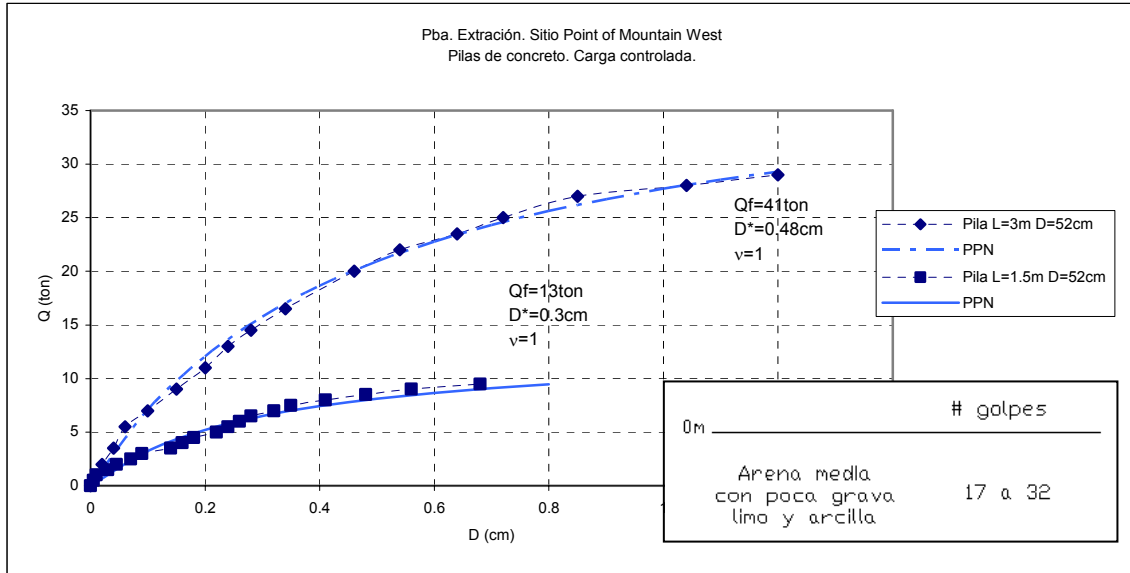


FIGURA 71. Prueba de Tensión. Point of Mountain West.

Sitio: Point of Mountain East. (Figuras 72 y 73).

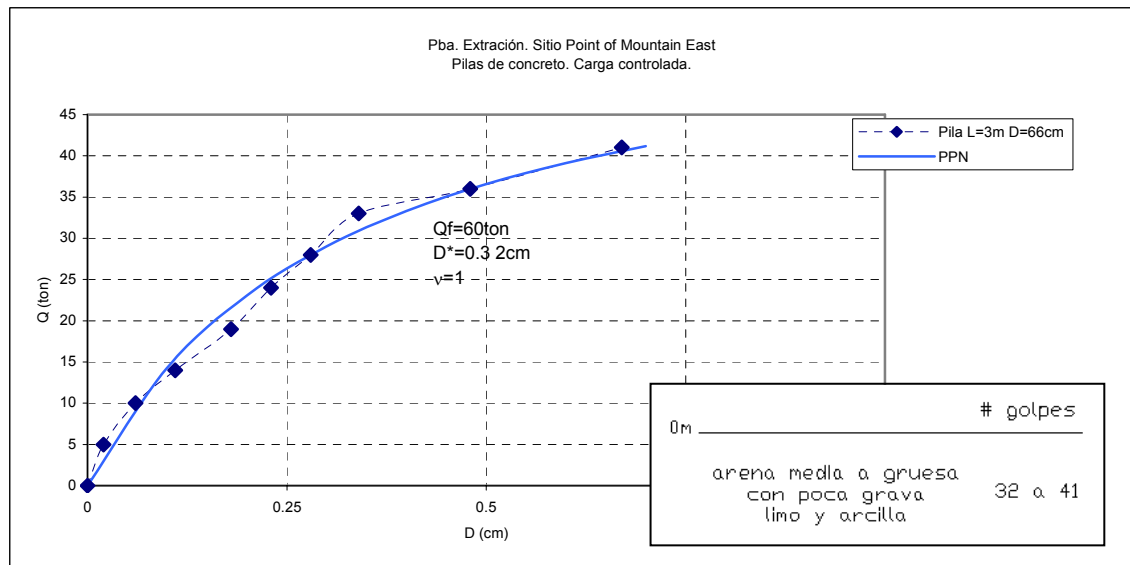


FIGURA 72. Prueba de Tensión. Point of Mountain East.

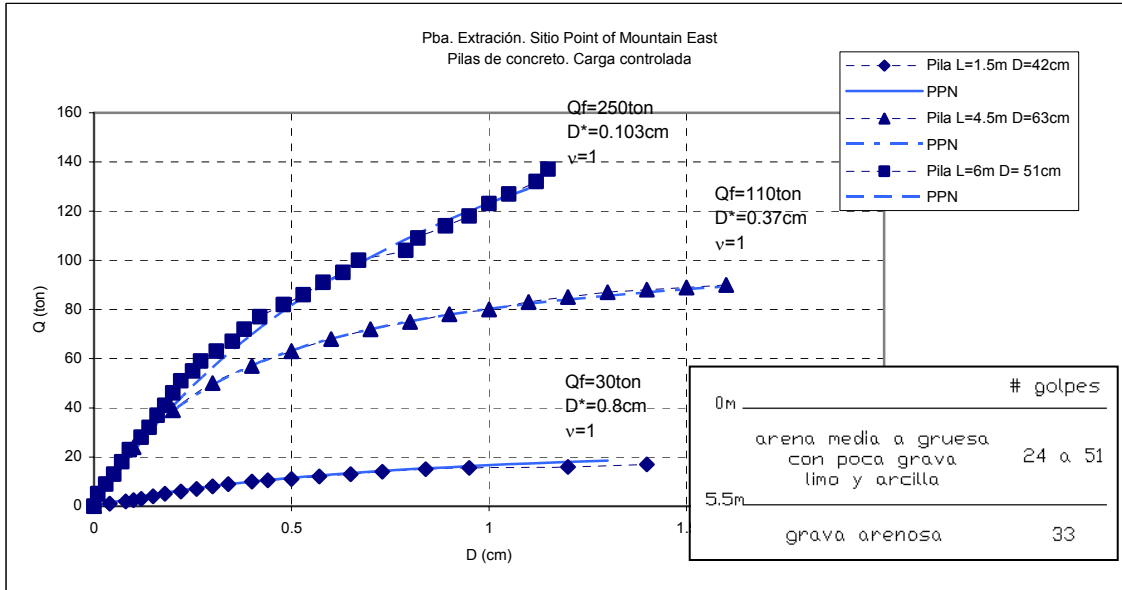


FIGURA 73. Prueba de Tensión. Point of Mountain East.

Prueba: Big Cottonwood. (Figuras 74 y 75).

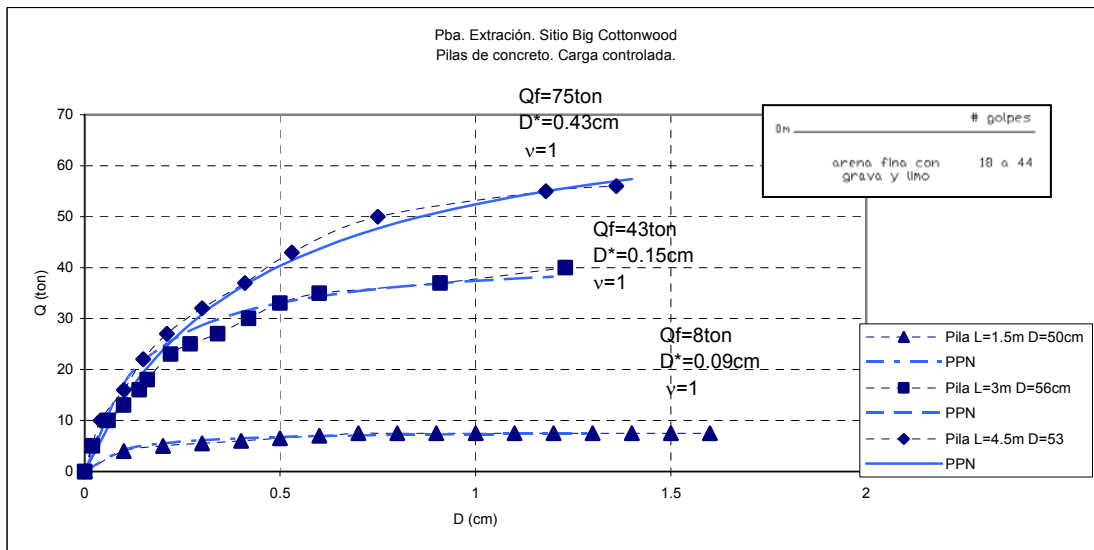


FIGURA 74. Prueba de Tensión. Big Cottonwood.

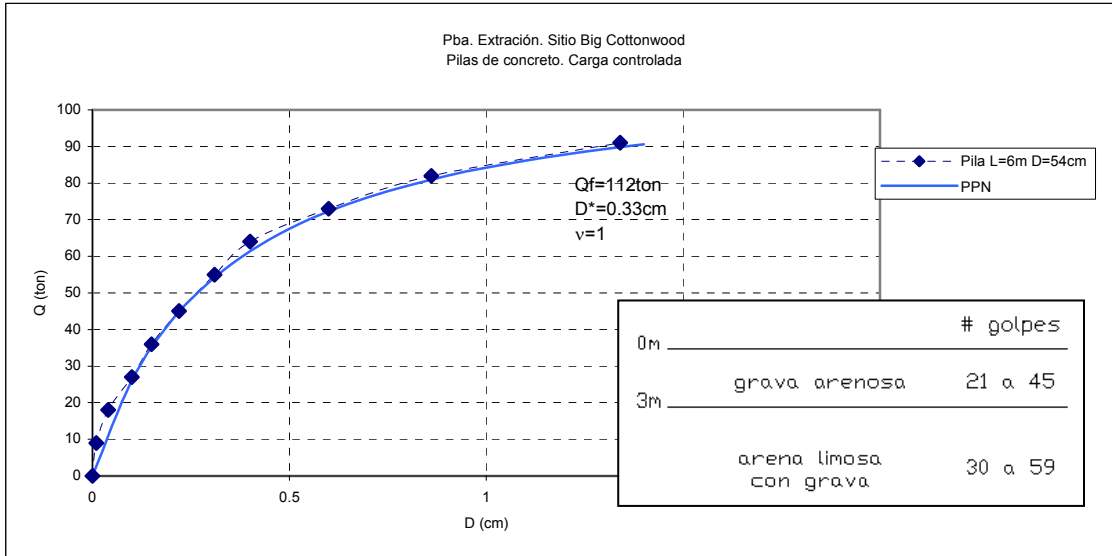


FIGURA 75. Prueba de Tensión. Big Cottonwood.

Prueba: Provo. (Figuras 76 y 77).

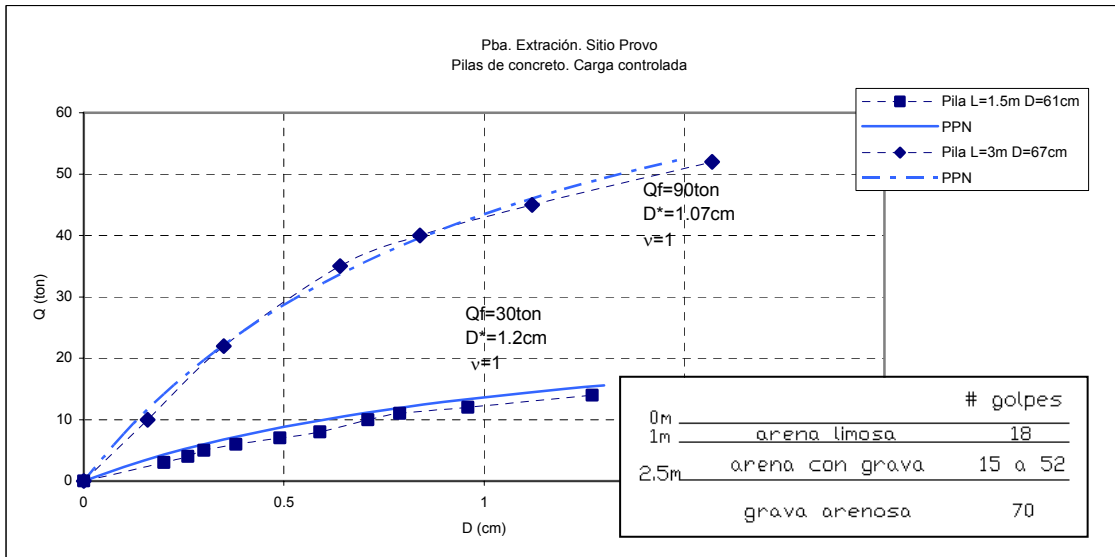


FIGURA 76. Prueba de Tensión. Provo.

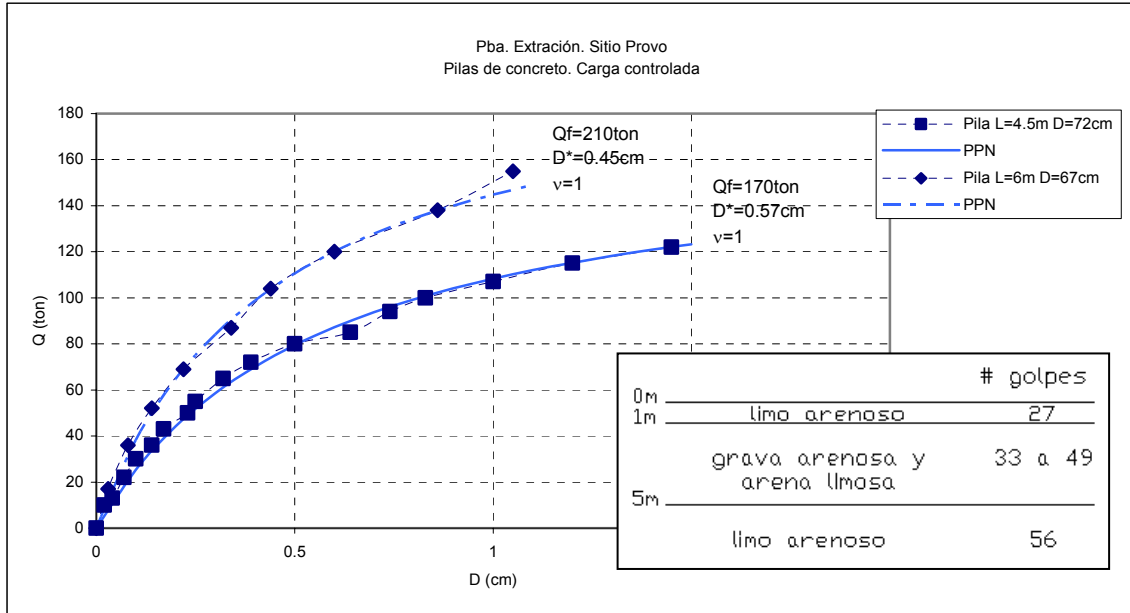


FIGURA 77. Prueba de Tensión. Provo.

Prueba: Mapleton. (Figuras 78 y 79).

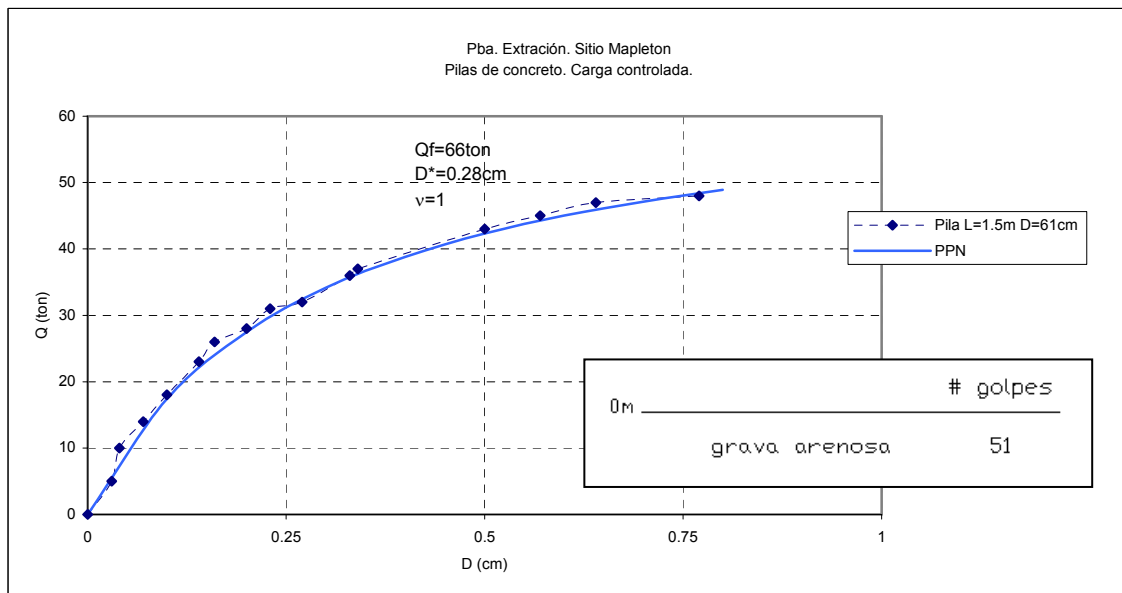


FIGURA 78. Prueba de Tensión. Mapleton.

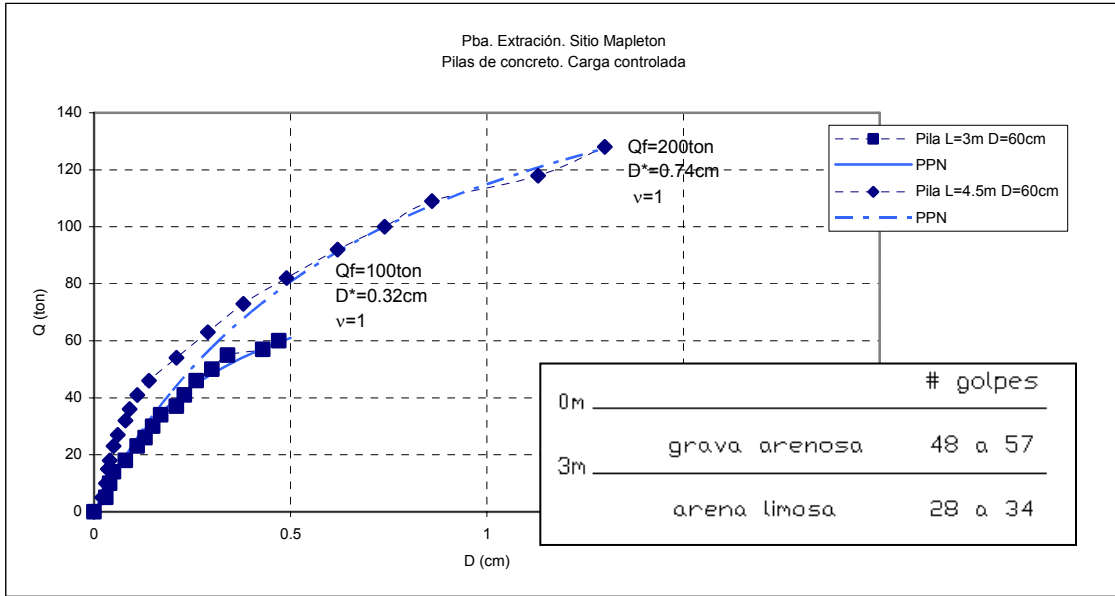


FIGURA 79. Prueba de Tensión. Mapleton.

Prueba: Spanish Fork. (Figura 80).

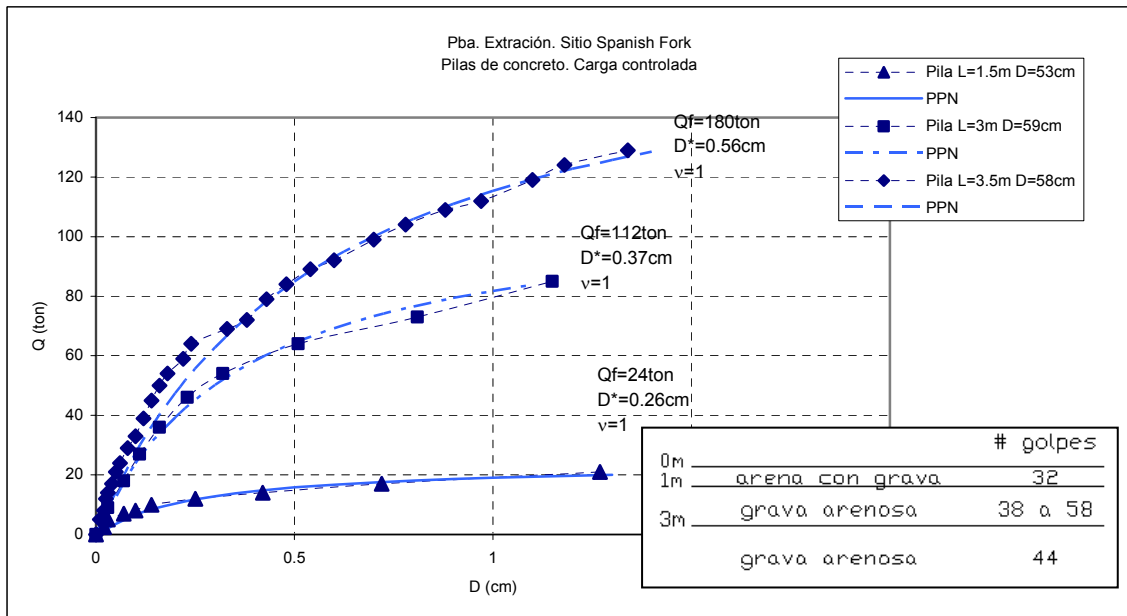


FIGURA 80. Prueba de Tensión. Spanish Fork.

Prueba: American Fork. (Figura 81 y 82).

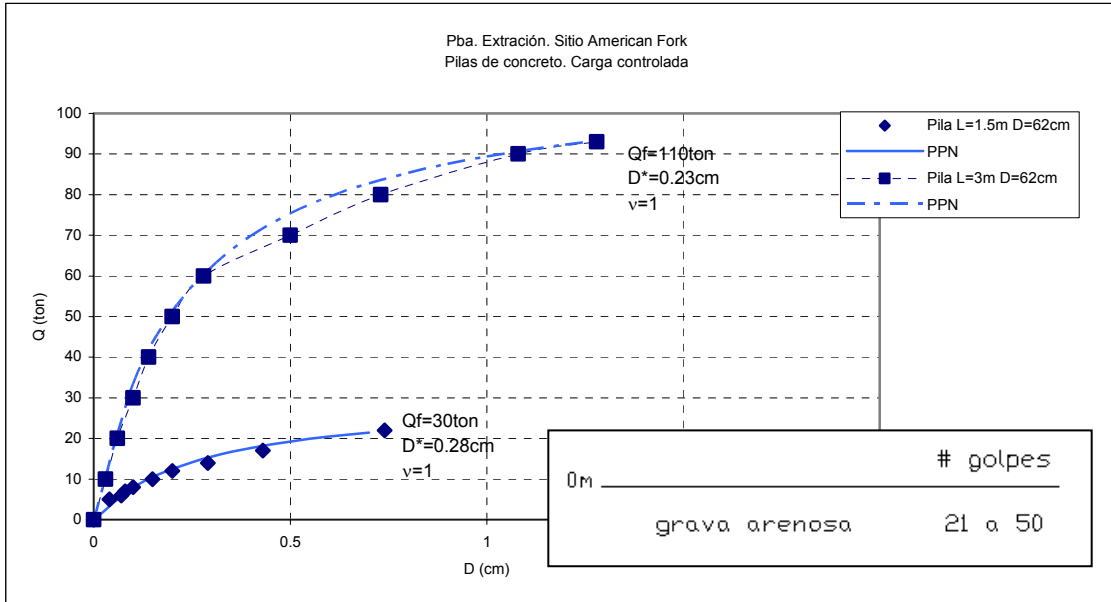


FIGURA 81. Prueba de Tensión. American Fork.

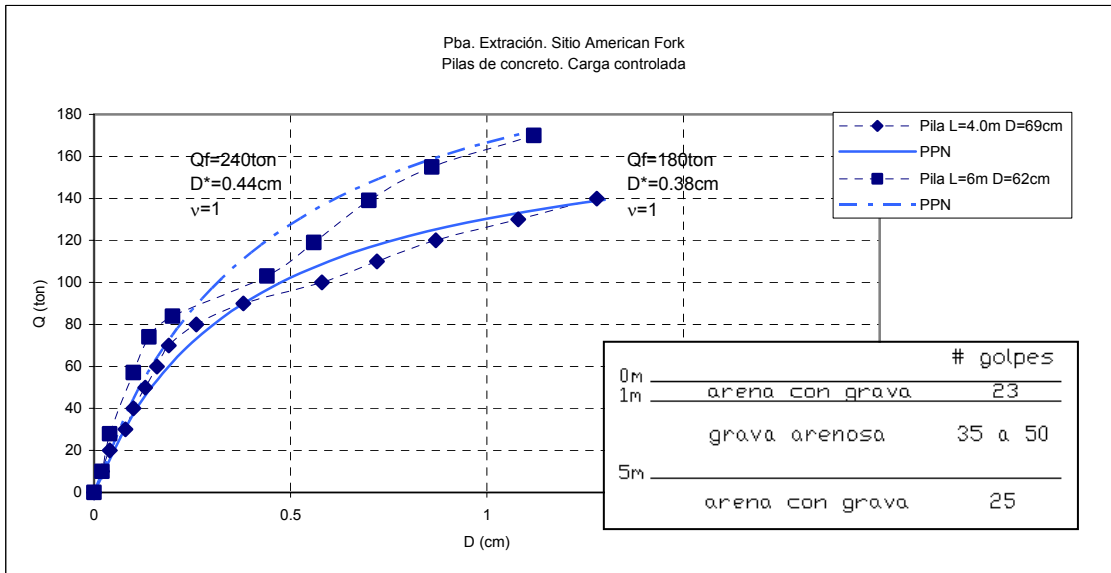


FIGURA 82. Prueba de Tensión. American Fork.

Prueba: JAIME 2 (Ref. 12). (Figura 83).

Como se mencionó en el apartado referente a pruebas de compresión, la publicación número 515 del Instituto de Ingeniería, “Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del Valle de México”, elaborada por Jaime, Romo y Reséndiz, presenta una serie de pruebas de carga.

De los resultados de las pruebas realizadas, para los fines del presente trabajo, se seleccionaron las pruebas lentas. A continuación se presentan los resultados de la prueba de extracción.

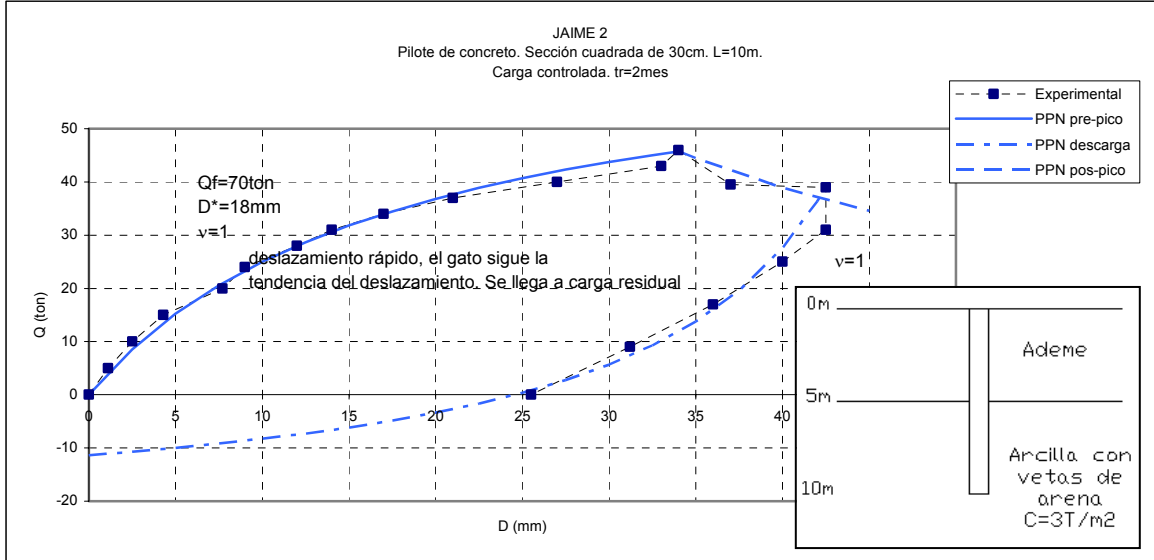


FIGURA 83. Prueba de Tensión. Jaime 2.

Prueba: Refinería Madero (Ref. 16 y 20). (Figuras 84, 85 y 86).

Como se mencionó anteriormente, SK Engineering and Construction Co. desarrolló la modernización de la Refinería Madero de PEMEX, cercana a la ciudad de Tampico, en el estado de Tamaulipas.

Dicha modernización contempló un amplio número de cimentaciones a base de pilotes, por lo que se realizaron distintas pruebas de carga. A continuación se presentan las pruebas de tensión.

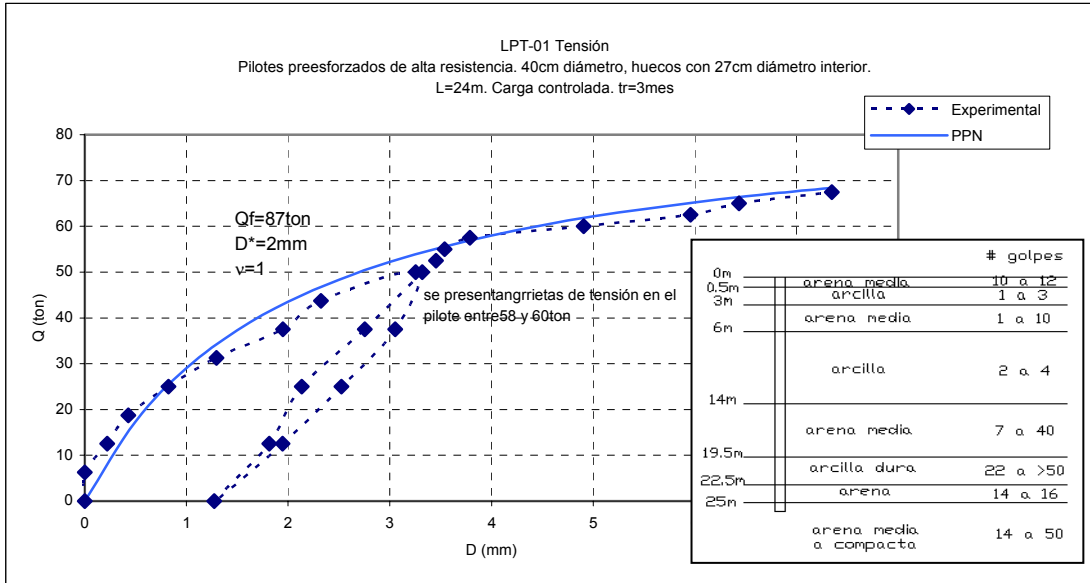


FIGURA 84. Prueba de Tensión. Refinería Madero LPT-01.

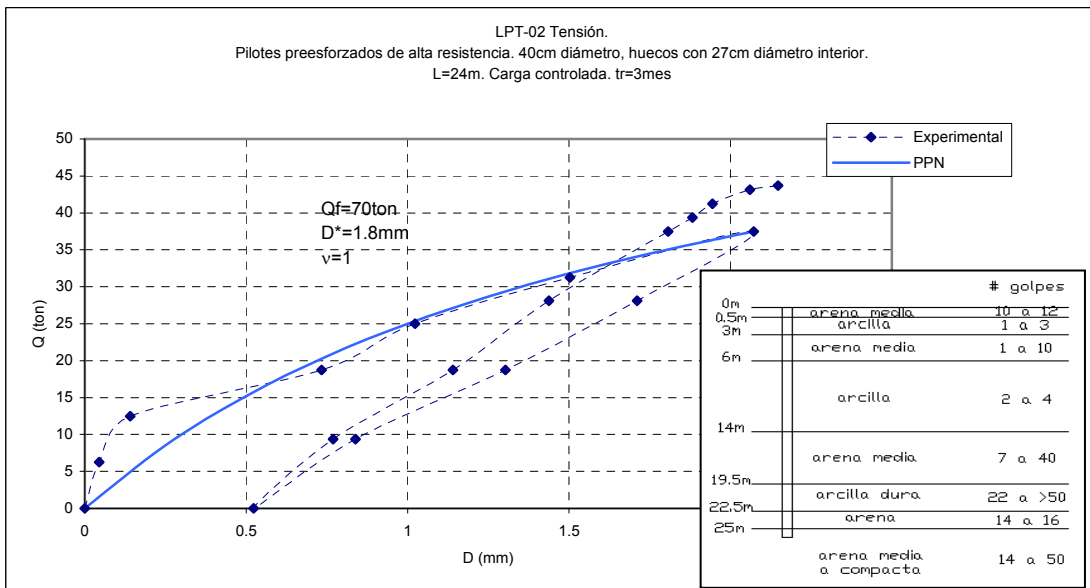


FIGURA 85. Prueba de Tensión. Refinería Madero LPT-02.

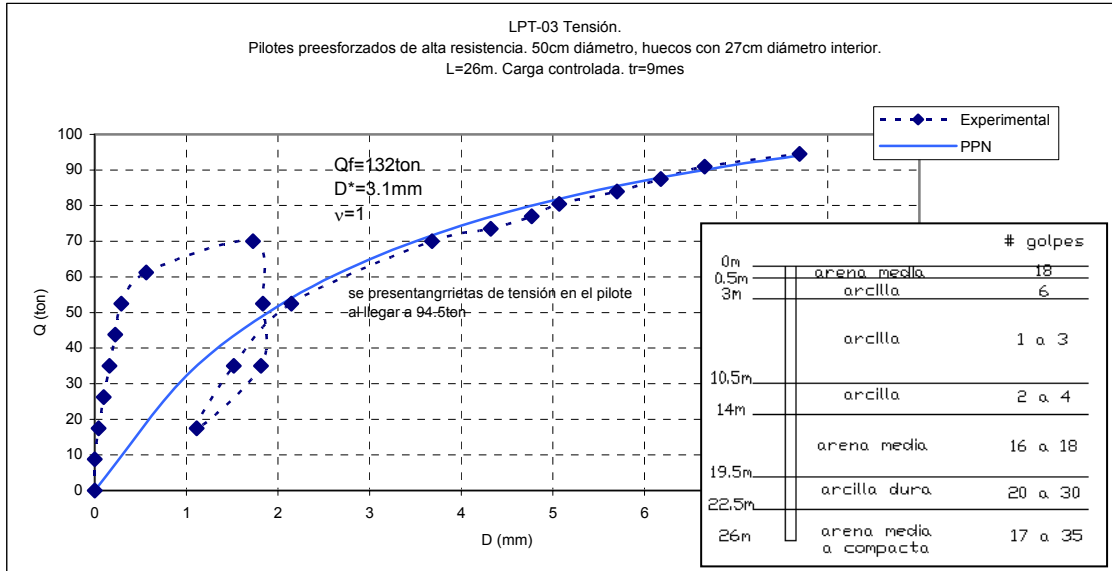


FIGURA 86. Prueba de Tensión. Refinería Madero LPT-03.

Para tratar de establecer una relación con los parámetros del modelo teórico, se calculó la capacidad de carga de cada elemento ensayado mediante la expresión (2), empleando parámetros estimados a través de la información del suelo en el sitio con que se dispone. Los parámetros empleados y las capacidades calculadas se muestran en la tabla 5 en el anexo.

Los resultados anteriores se resumen en la tabla 6. A su vez, los resultados de las pruebas efectuadas en Utah se resumen en la tabla 7.

Ahora, en las figuras 87 y 88 se presenta la relación de Q_{fu} con Q_f y D^* , para todas las pruebas analizadas.

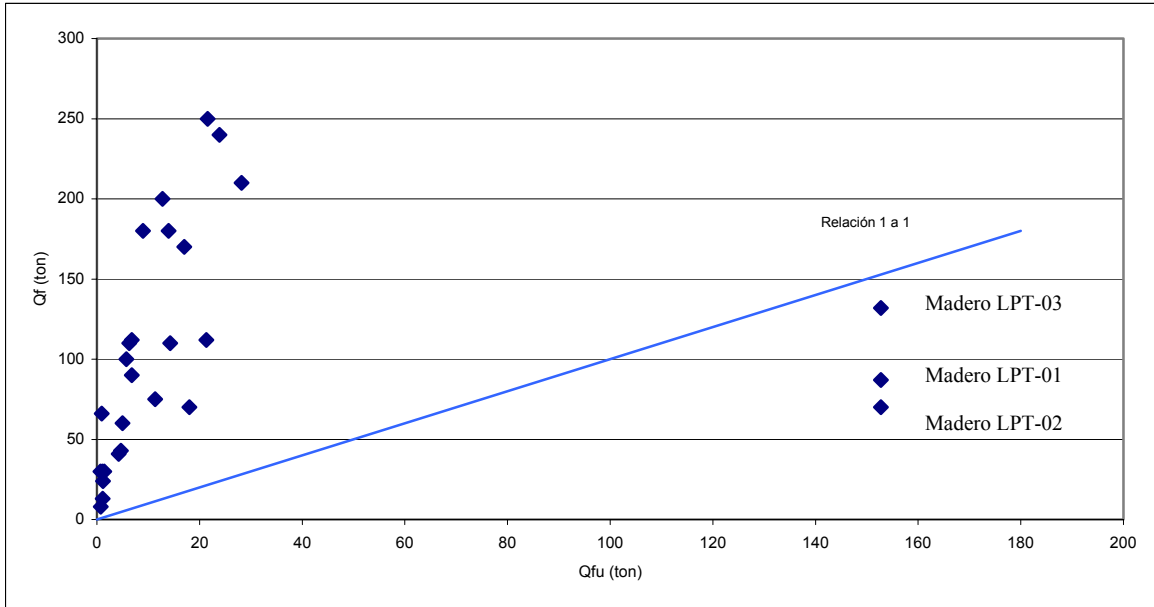


FIGURA 87. Prueba de Tensión. Gráfica Q_f vs Q_{fu}

En la figura 87 se observa que para la mayoría de los ajustes efectuados $Q_f > Q_{fu}$. Se esperaría que la relación anterior fuera más ajustada a una recta con pendiente unitaria, o bien, que los valores de Q_f fueran ligeramente mayores que Q_{fu} debido al significado que tiene el primero de estos valores. Se cree que la relación no es tan apegada a lo que se esperaba debido a que los parámetros empleados para la estimación de la capacidad teórica fueron supuestos y seguramente no son los mejores para las condiciones reales del suelo. La causa de que algunos puntos se encuentren por debajo de la recta con pendiente unitaria es seguramente la expuesta anteriormente.

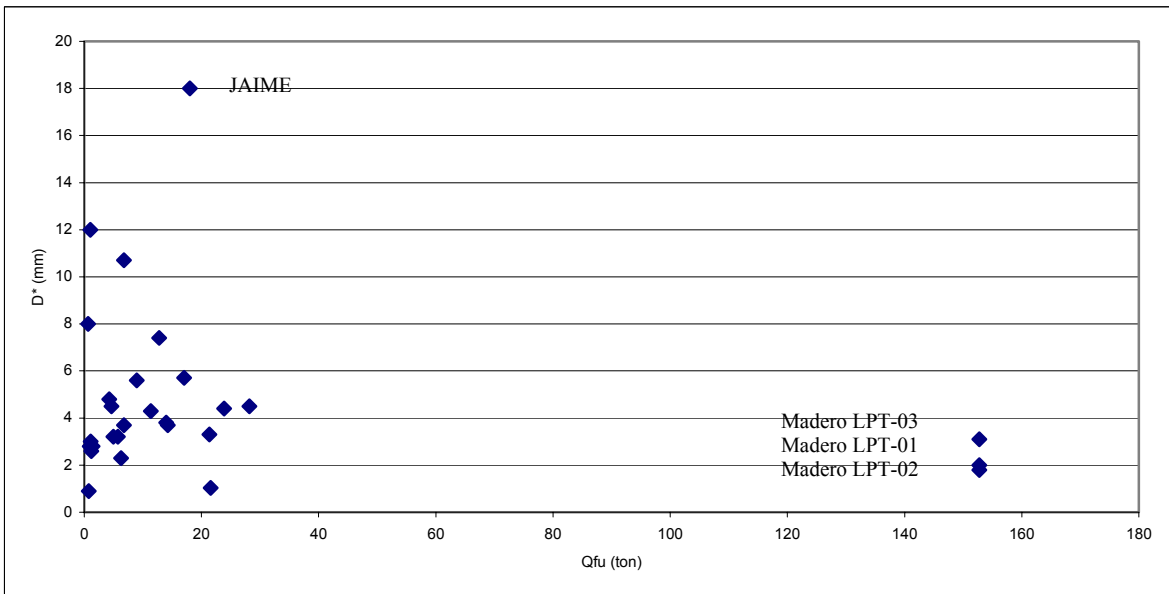


FIGURA 88. Prueba de Tensión. Gráfica D^* vs Q_{fu}

En la figura 88 se observa que no existe una clara relación entre D^* y Q_{fu} , sin embargo si es posible notar que D^* tiende aproximadamente un valor constante.

En las figuras 89 y 90 se presenta la relación de Q_{fu} con Q_f y D^* , para las pruebas efectuadas en Utah.

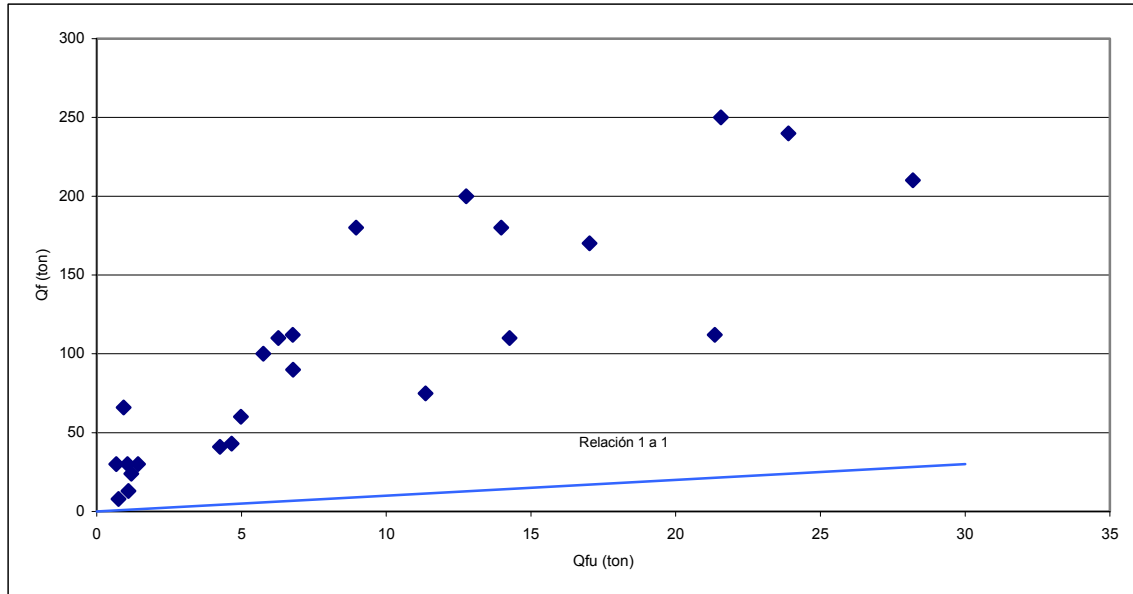


FIGURA 89. Gráfica Q_f vs Q_{fu} para pruebas de tensión en Utah

De manera semejante a lo que se observó en la figura 87, en la figura 89 se observa que para todos los ajustes efectuados sobre pruebas realizadas en Utah $Q_f > Q_{fu}$. Como se mencionó anteriormente, se esperaba que la relación anterior fuera más ajustada a una recta con pendiente unitaria, o bien, que los valores de Q_f fueran ligeramente mayores que Q_{fu} , sin embargo en esta figura sí es posible observar una clara relación que tiende a ser lineal. Se cree que la dispersión que se presenta y el no ajuste a la recta con pendiente unitaria es debido a que los parámetros empleados para la estimación fueron supuestos y seguramente no son los mejores para las condiciones reales del suelo.

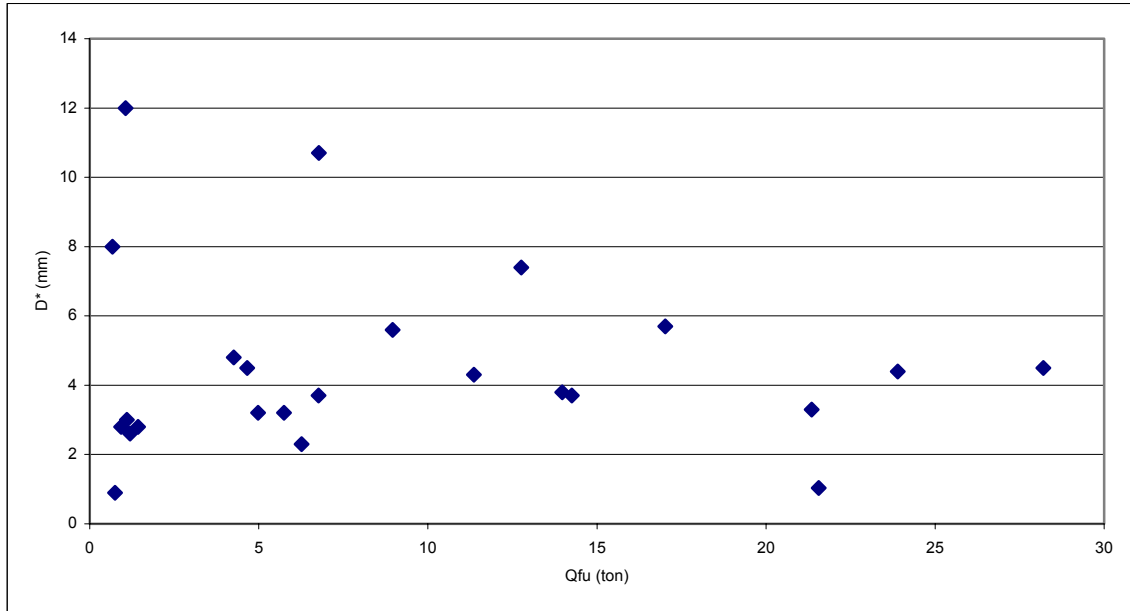


FIGURA 90. Gráfica D^* vs Q_{fu} para pruebas de tensión en Utah

En la figura 90 nuevamente se observa que no existe una clara relación entre D^* y Q_{fu} , notando que D^* tiende aproximadamente un valor constante.

Con el fin de tratar de determinar de qué depende D^* y aprovechando que se cuenta con un buen número de pruebas con diferentes características en un mismo sitio (Utah), se trazaron las siguientes curvas (figuras 91 a 94).

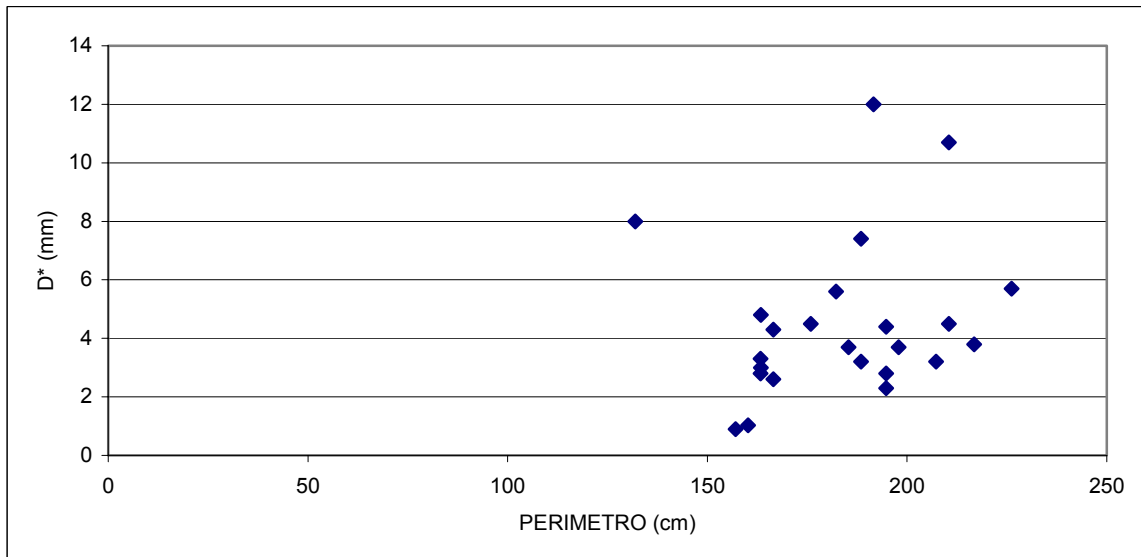


FIGURA 91. Prueba de Tensión en Utah. Gráfica D^* vs. perímetro del pilote.

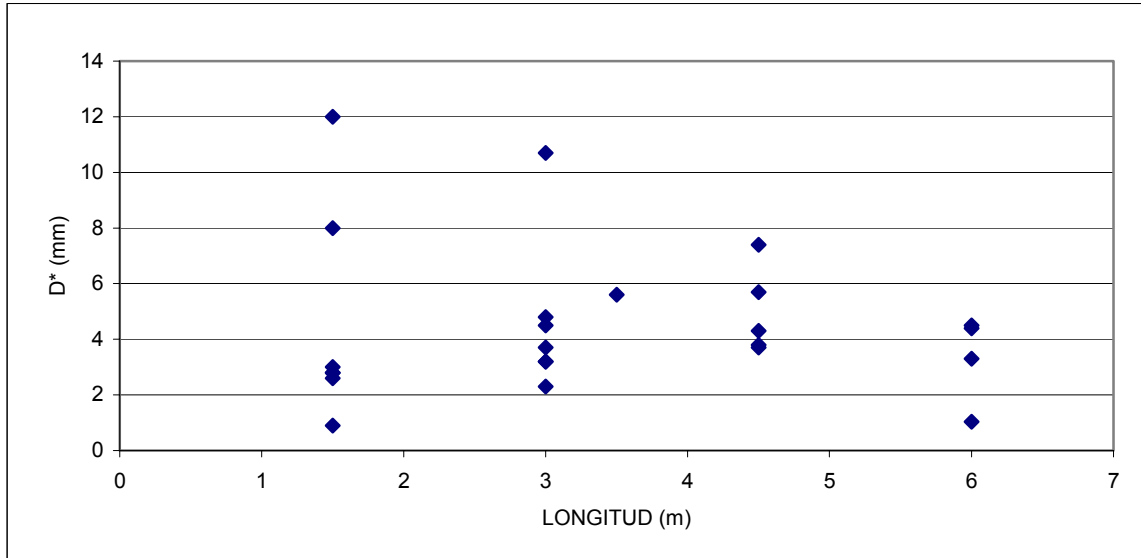


FIGURA 92. Prueba de Tensión en Utah. Gráfica D^* vs. longitud del pilote.

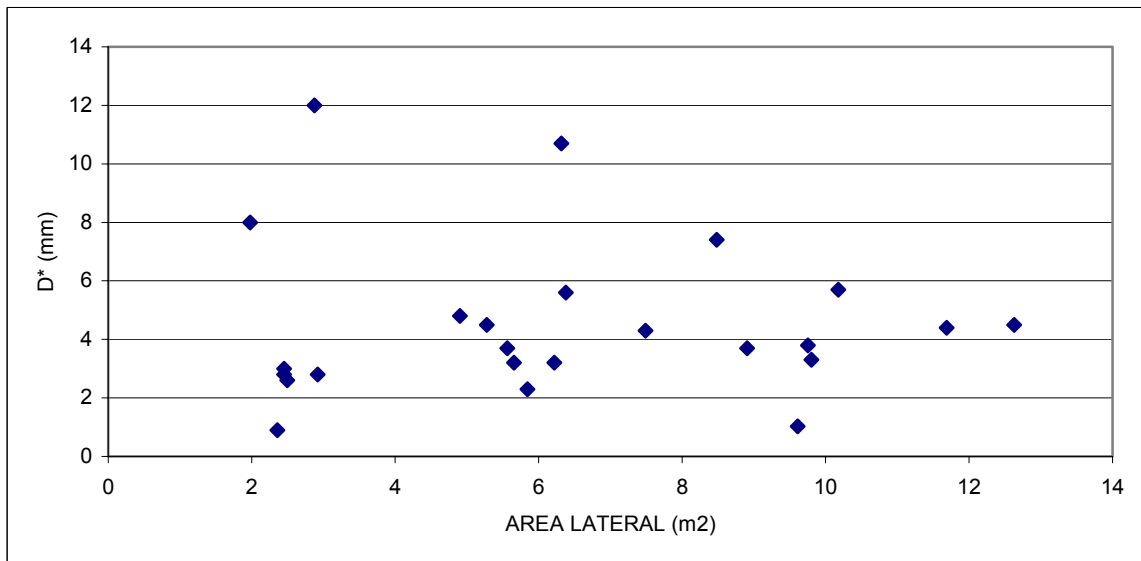


FIGURA 93. Prueba de Tensión en Utah. Gráfica D^* vs. área lateral del pilote.

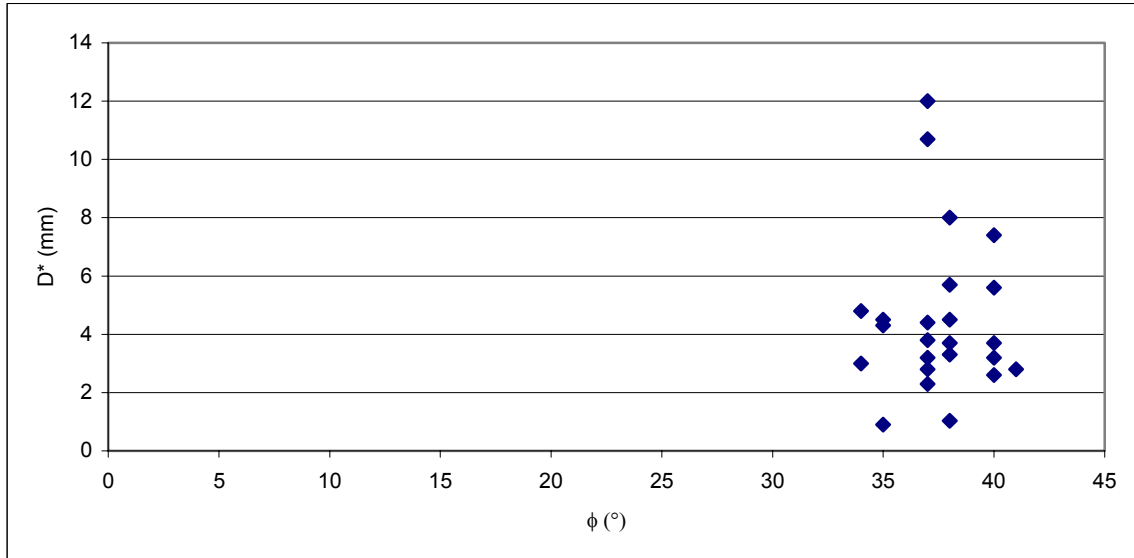


FIGURA 94. Prueba de Tensión en Utah. Gráfica D^* vs. ángulo de fricción interna promedio.

Ahora, se agruparon las pruebas de los distintos sitios (aunque en una misma zona) para tratar de determinar de qué depende D^* . Se graficaron las relaciones de D^* con la longitud del elemento, diámetro, área lateral y capacidad teórica por fricción. Los resultados se muestran en las figuras 95 a 118.

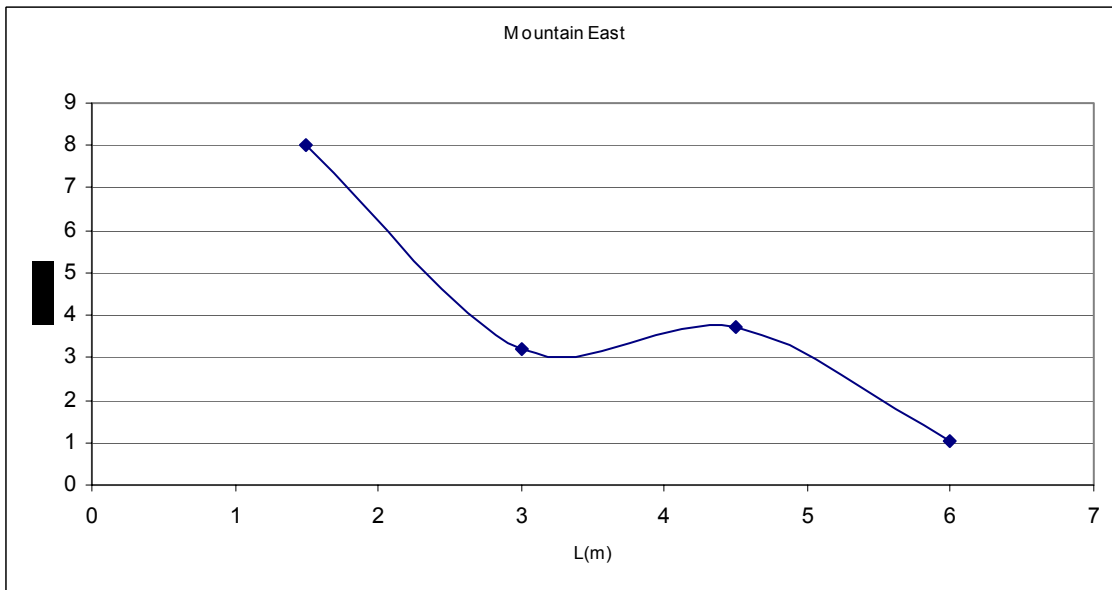


FIGURA 95. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs longitud de la pila, en Mountain East.

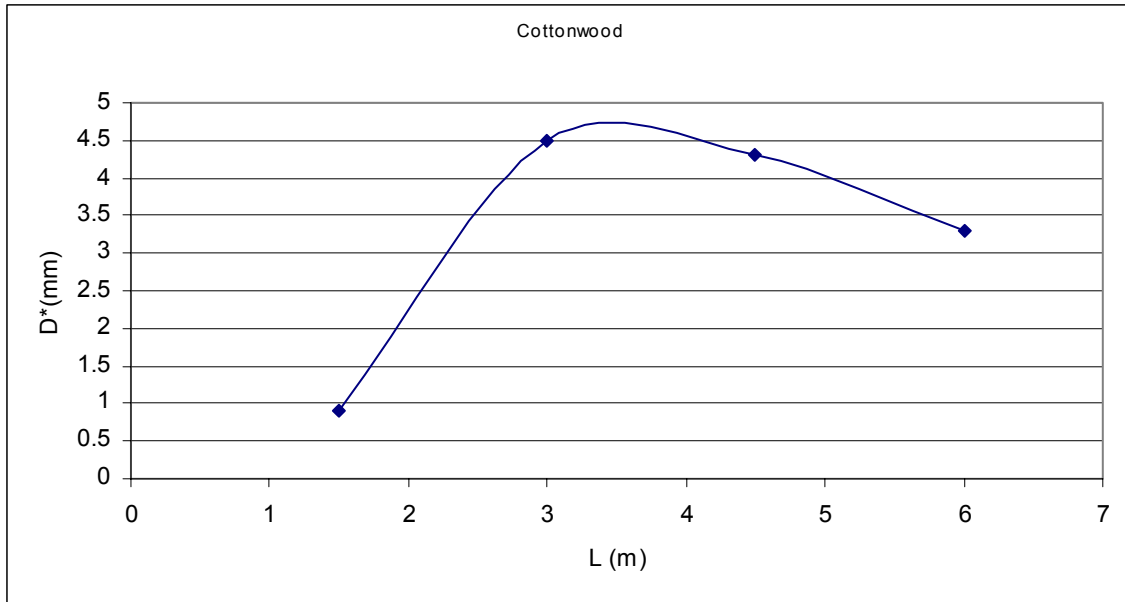


FIGURA 96. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs longitud de la pila, en Cottonwood.

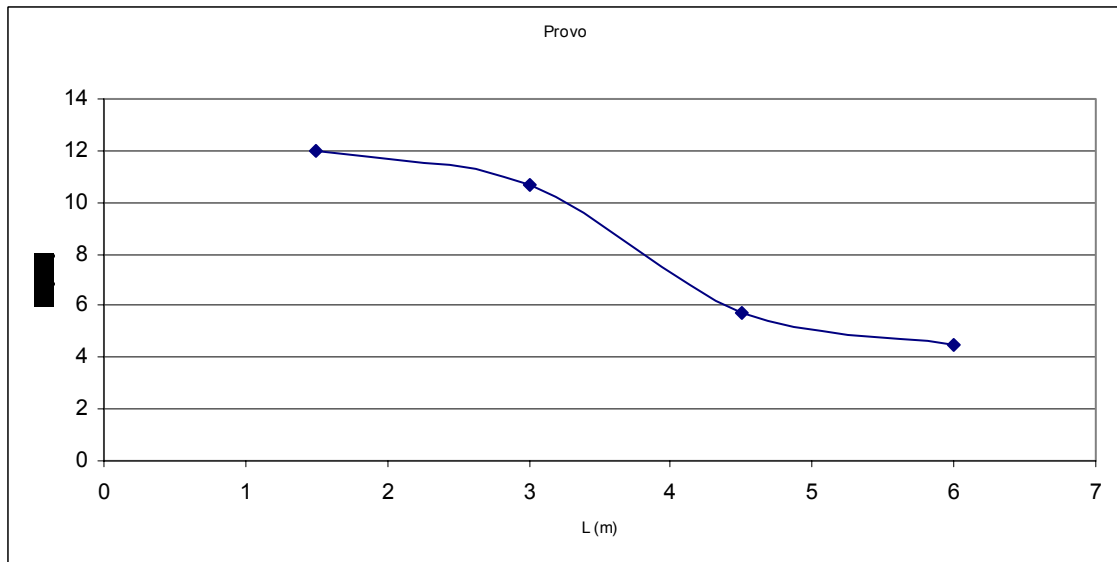


FIGURA 97. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs longitud de la pila, en Provo.

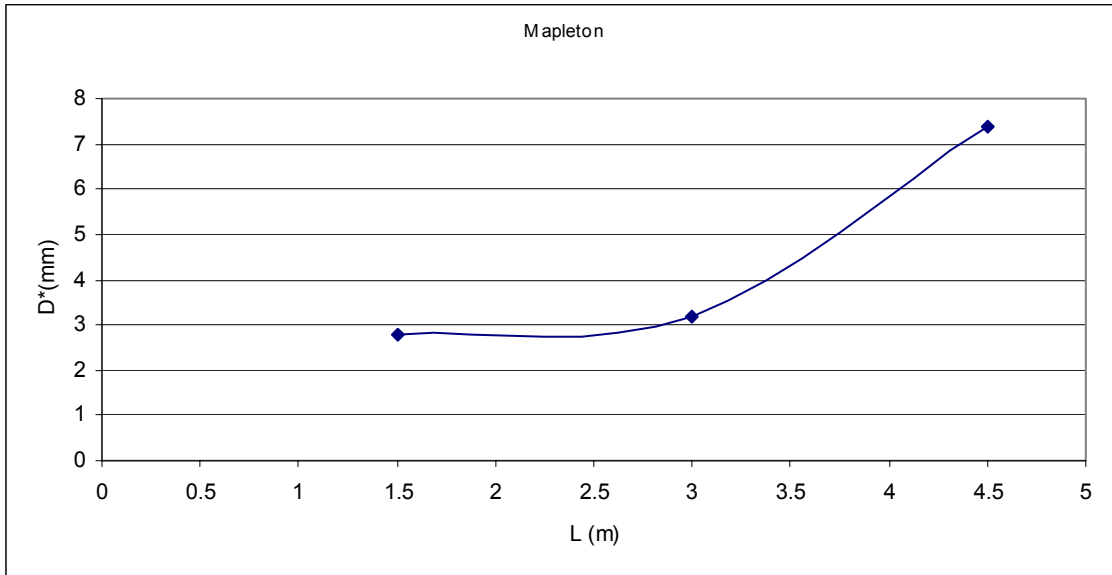


FIGURA 98. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs longitud de la pila, en Mapleton.

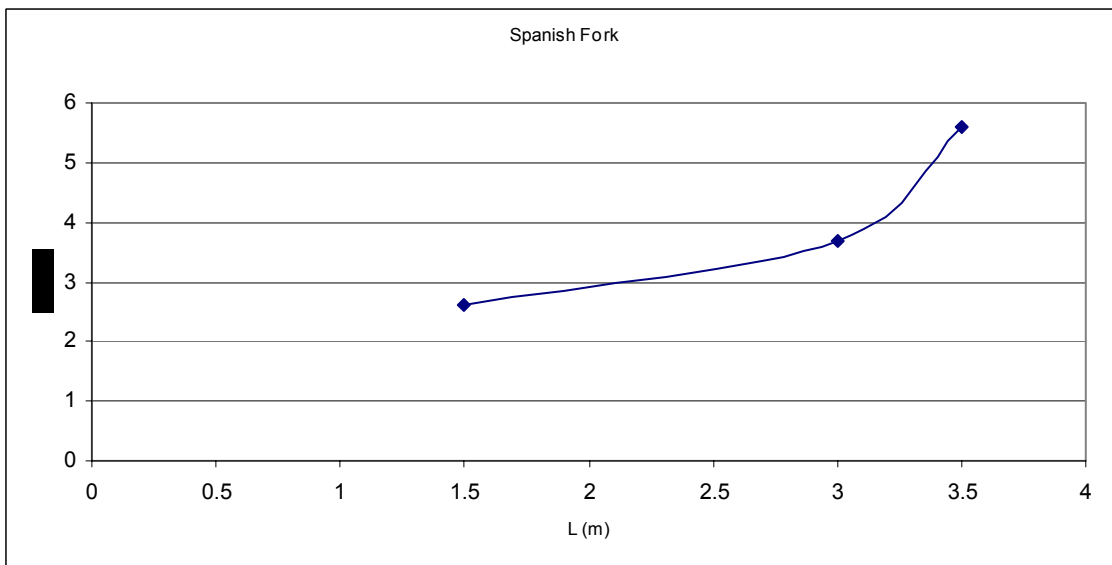


FIGURA 99. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs longitud de la pila, en Spanish Fork.

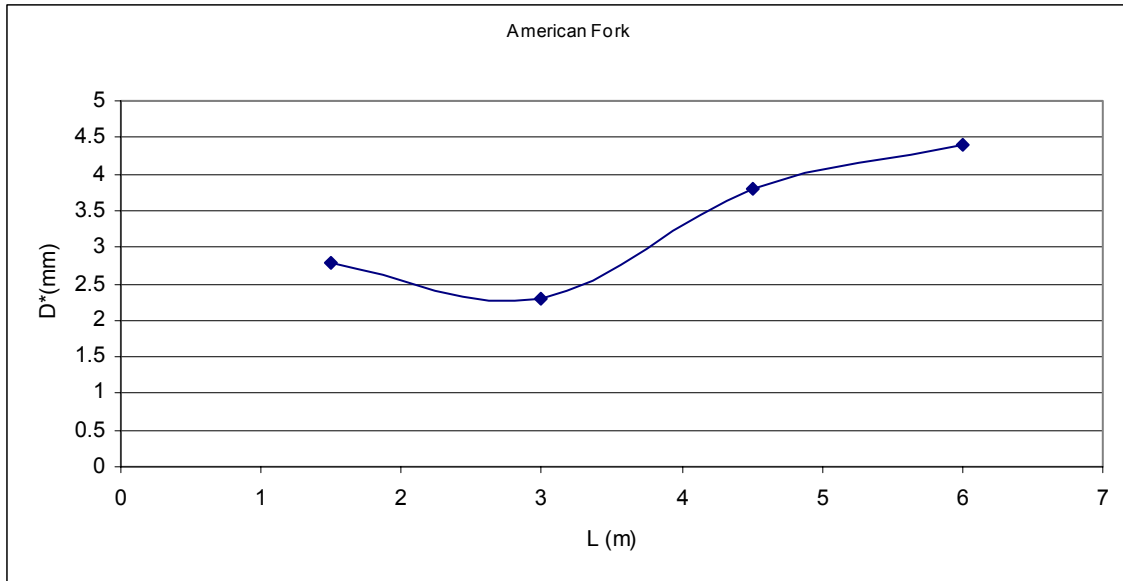


FIGURA 100. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs longitud de la pila, en American Fork.

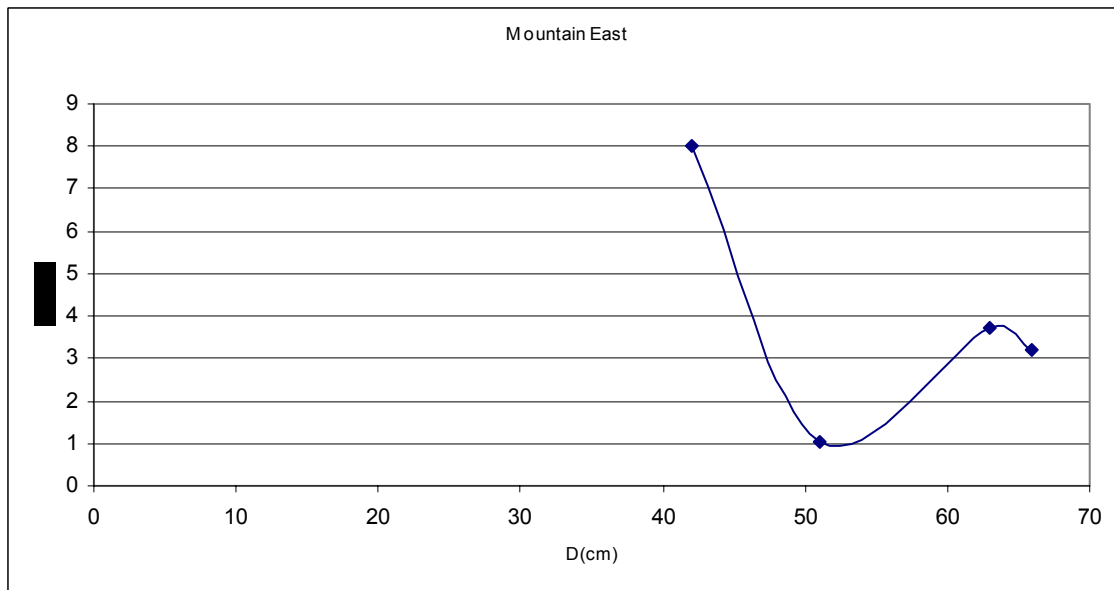


FIGURA 101. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs diámetro de la pila, en Mountain East.

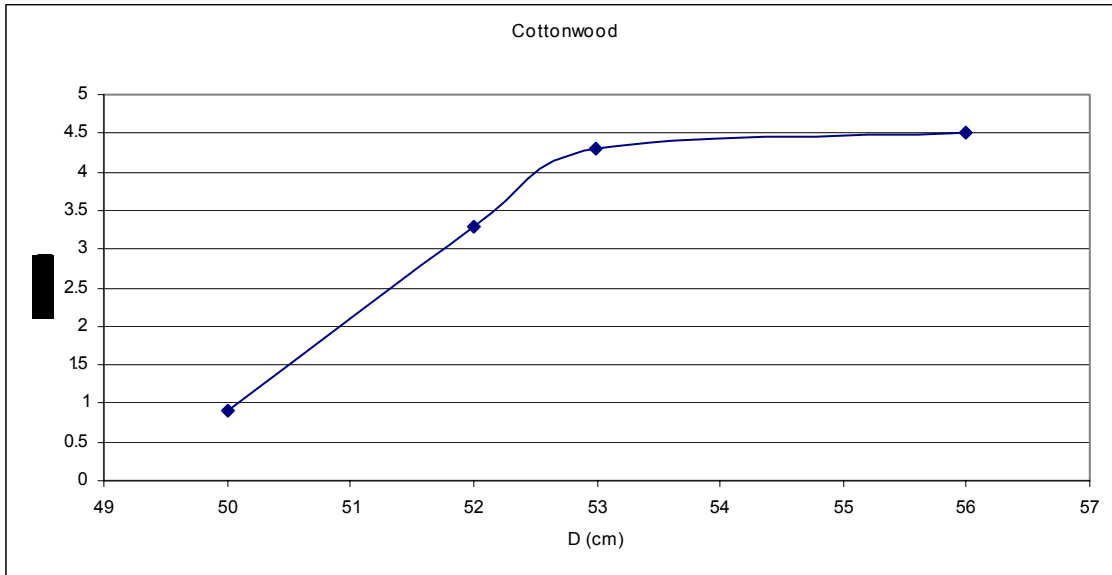


FIGURA 102. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs diámetro de la pila, en Cottonwood.

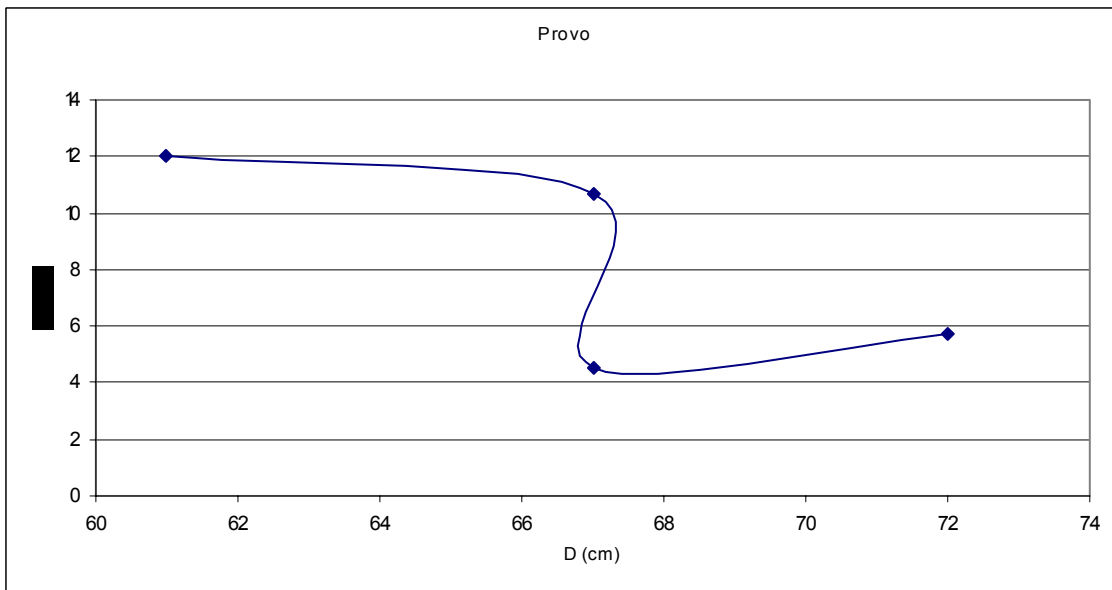


FIGURA 103. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs diámetro de la pila, en Provo.

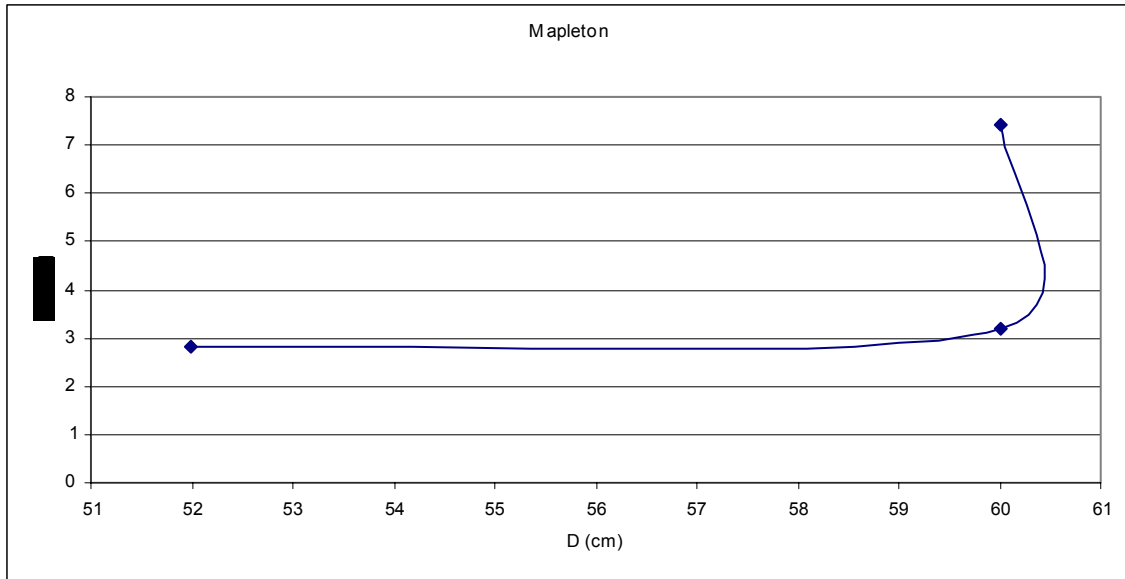


FIGURA 104. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs diámetro de la pila, en Mapleton.

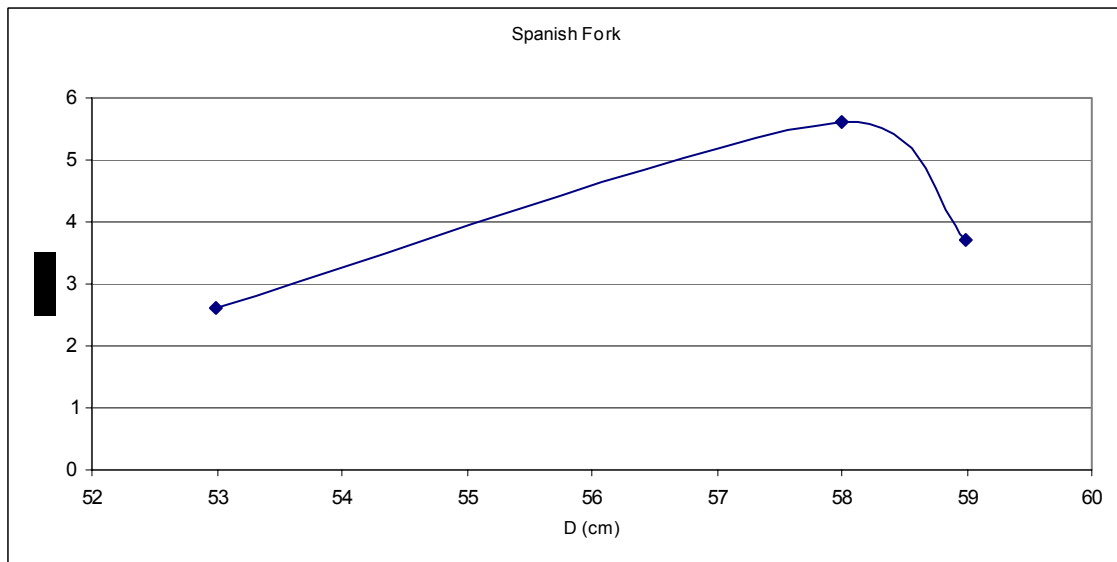


FIGURA 105. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs diámetro de la pila, en Spanish Fork.

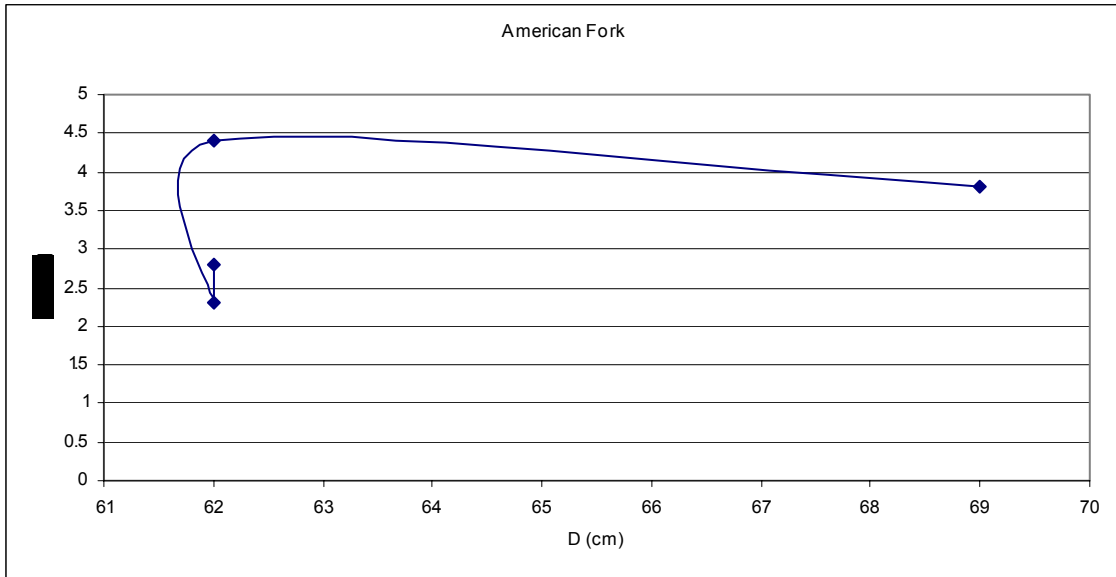


FIGURA 106. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs diámetro de la pila, en American Fork.

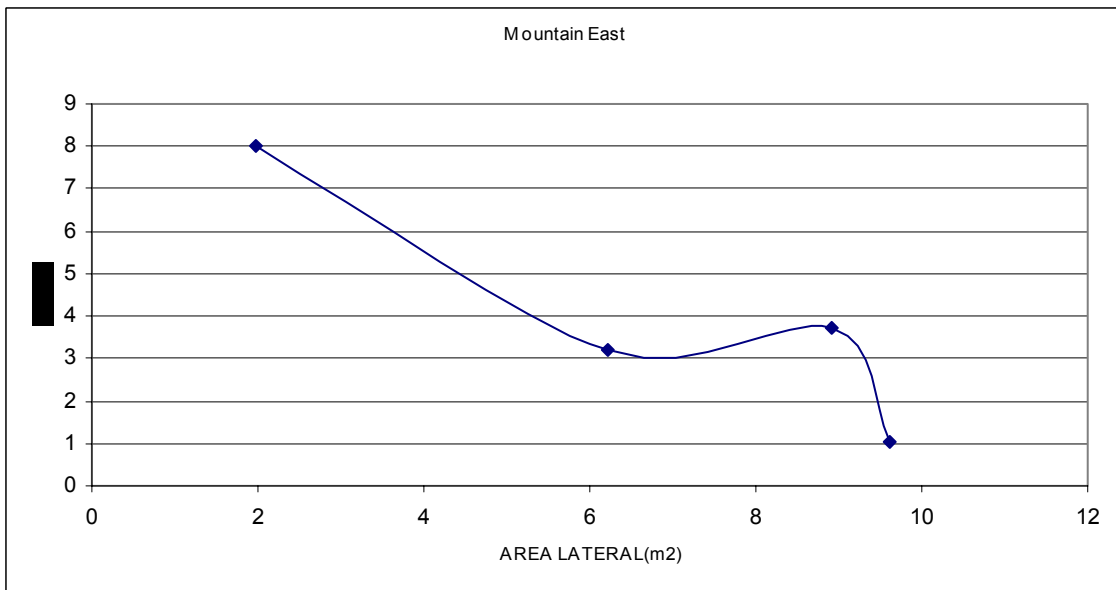


FIGURA 107. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs área lateral de la pila, en Mountain East.

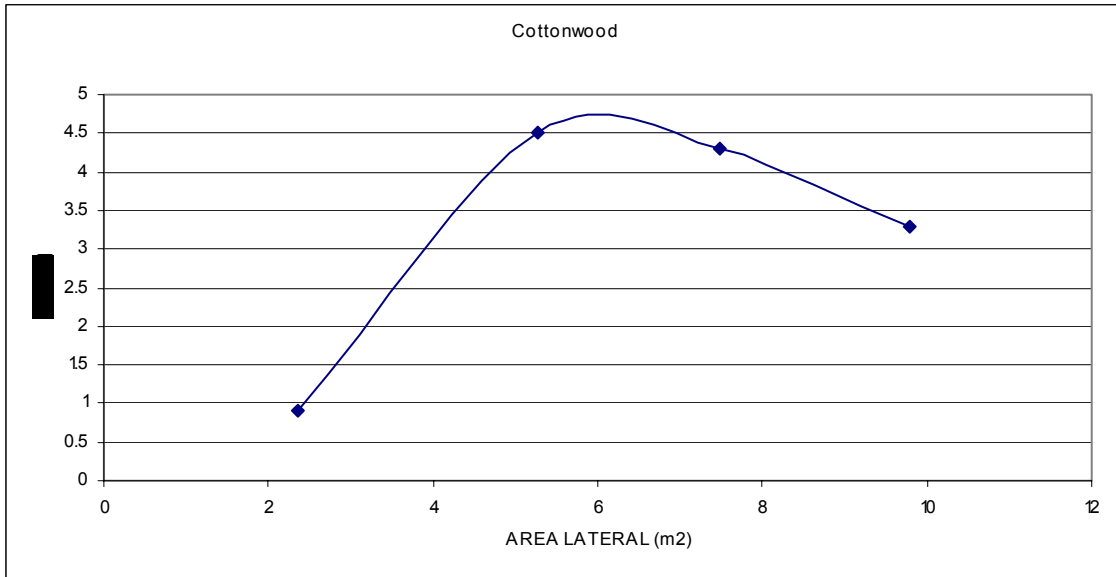


FIGURA 108. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs área lateral de la pila, en Cottonwood.

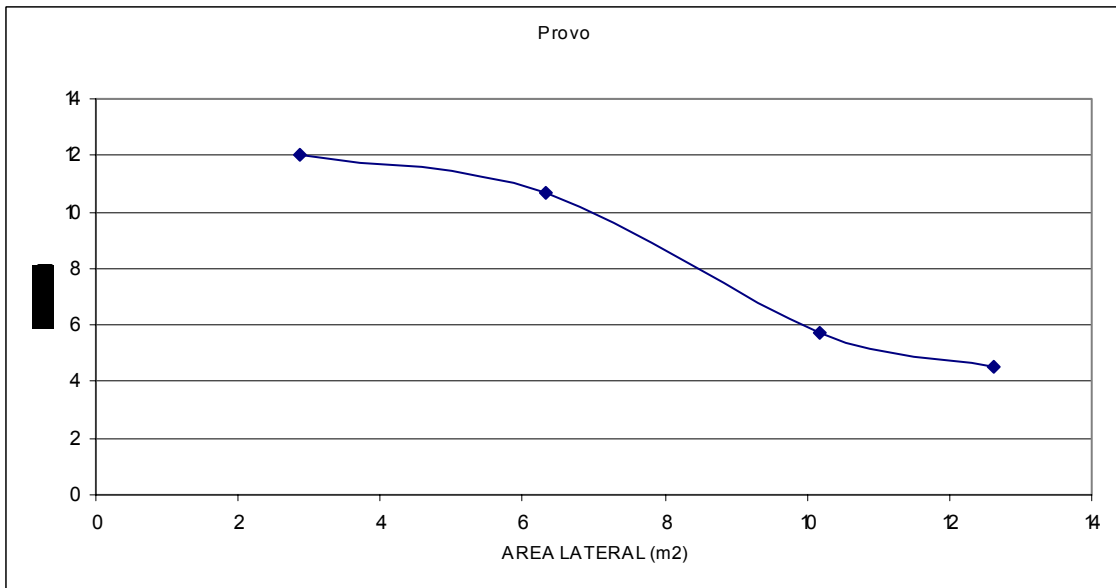


FIGURA 109. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs área lateral de la pila, en Provo.

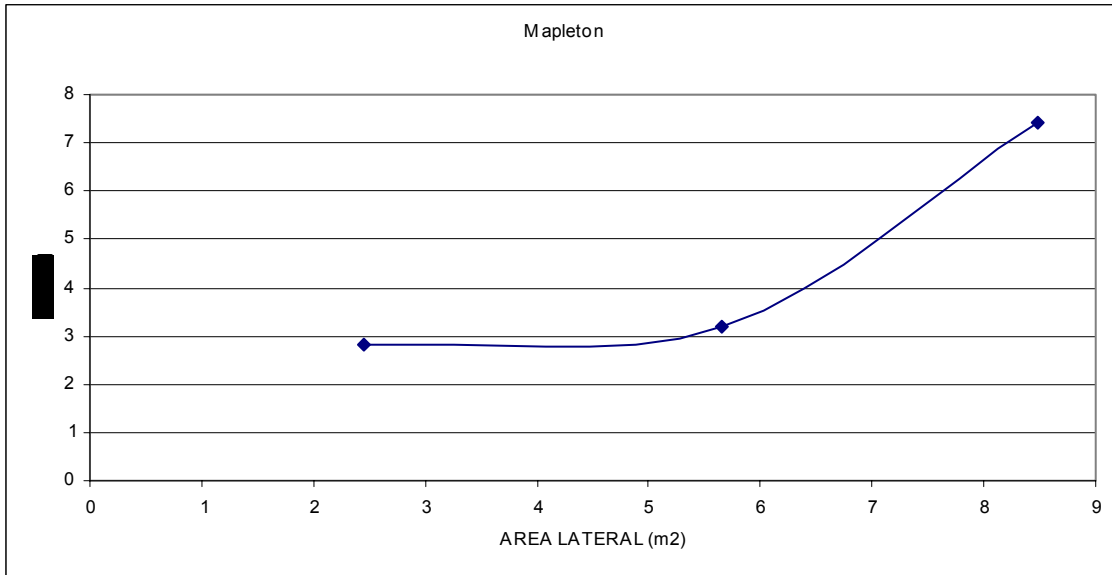


FIGURA 110. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs área lateral de la pila, en Mapleton.

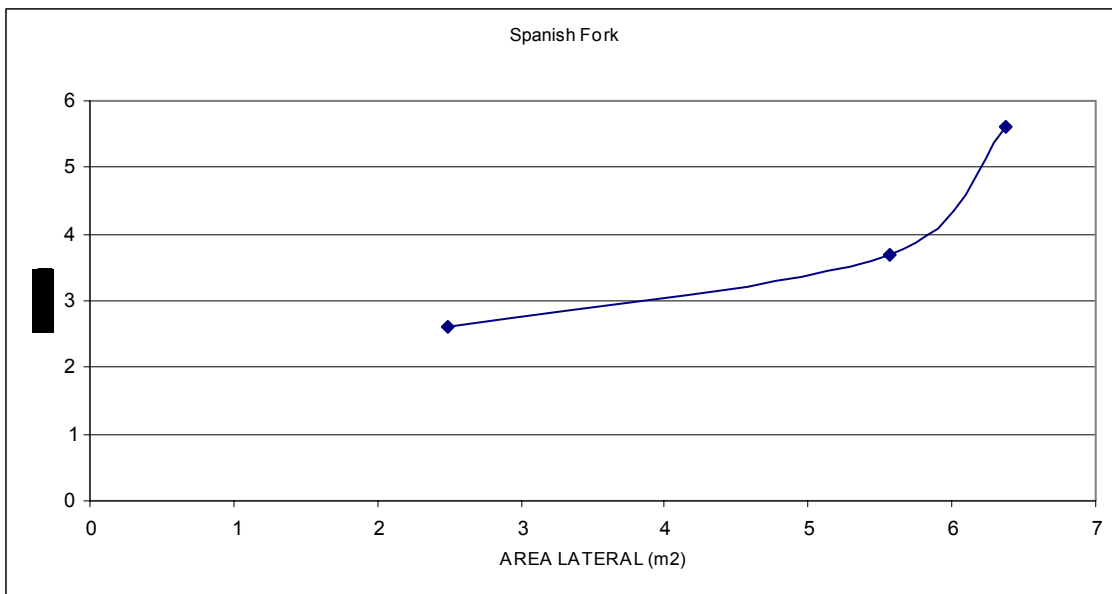


FIGURA 111. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs área lateral de la pila, en Spanish Fork.

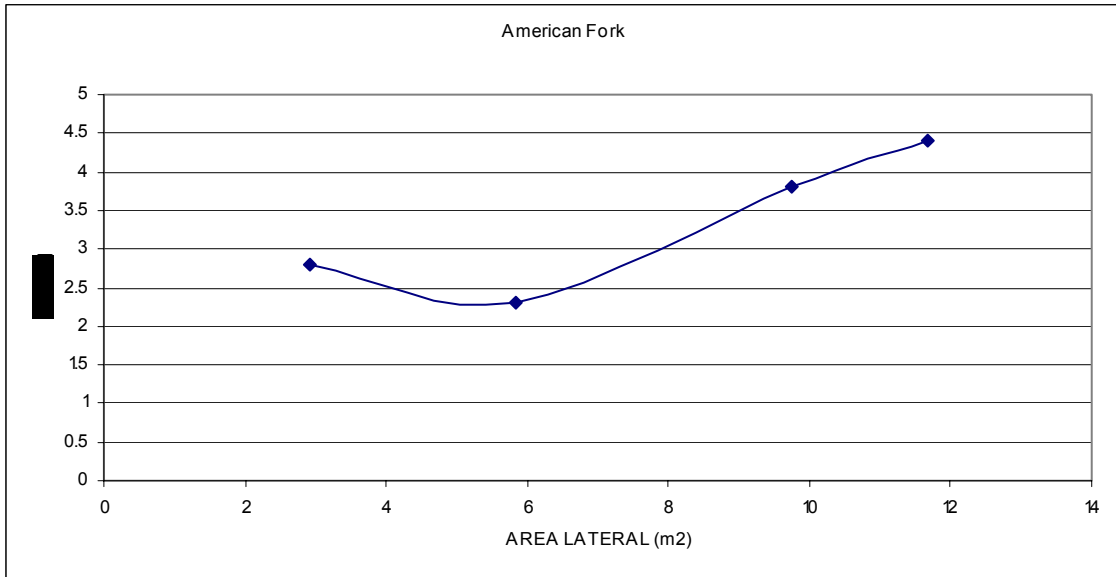


FIGURA 112. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs área lateral de la pila, en American Fork.

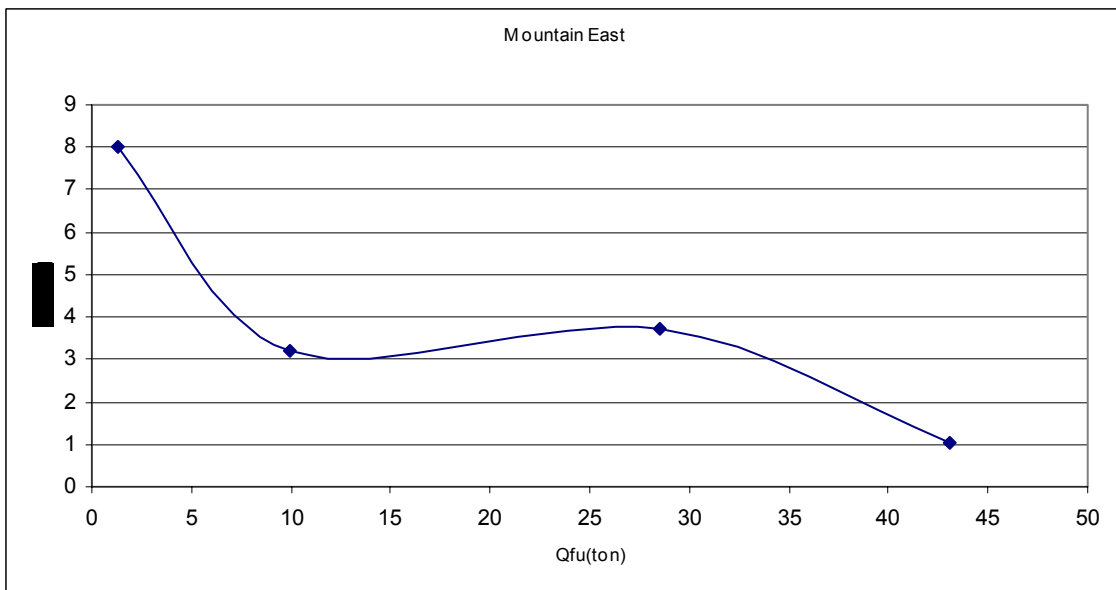


FIGURA 113. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs Q_{fu} en Mountain East.

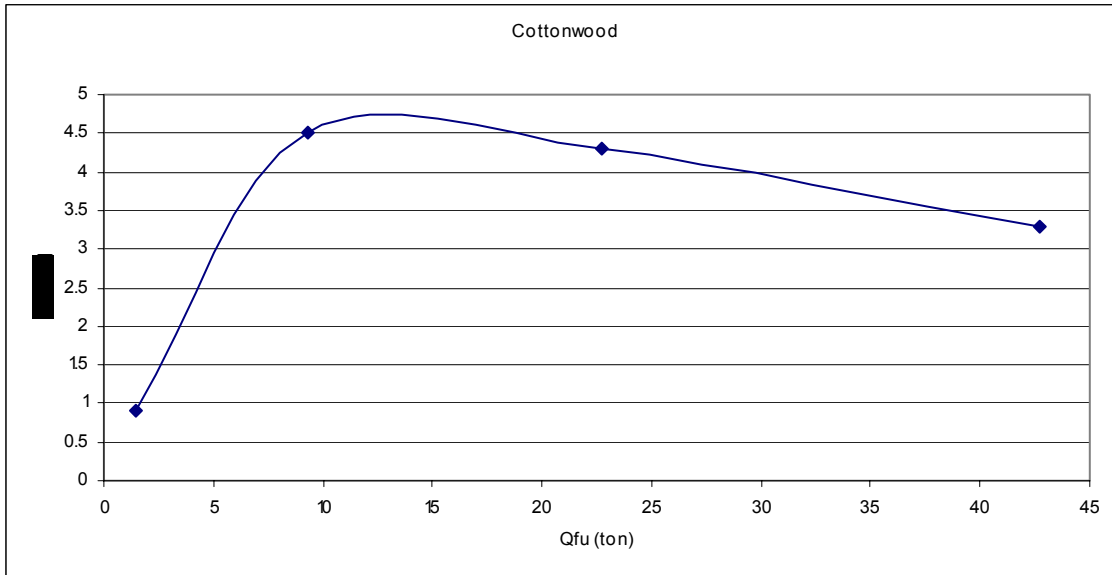


FIGURA 114. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs Q_{fu} en Cottonwood.

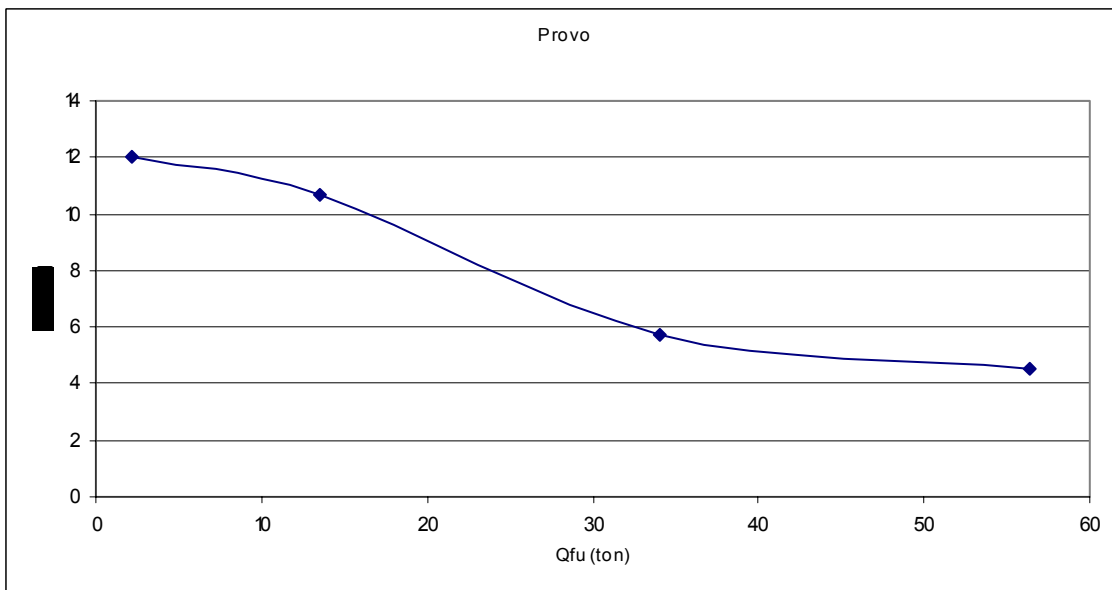


FIGURA 115. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs Q_{fu} en Provo.

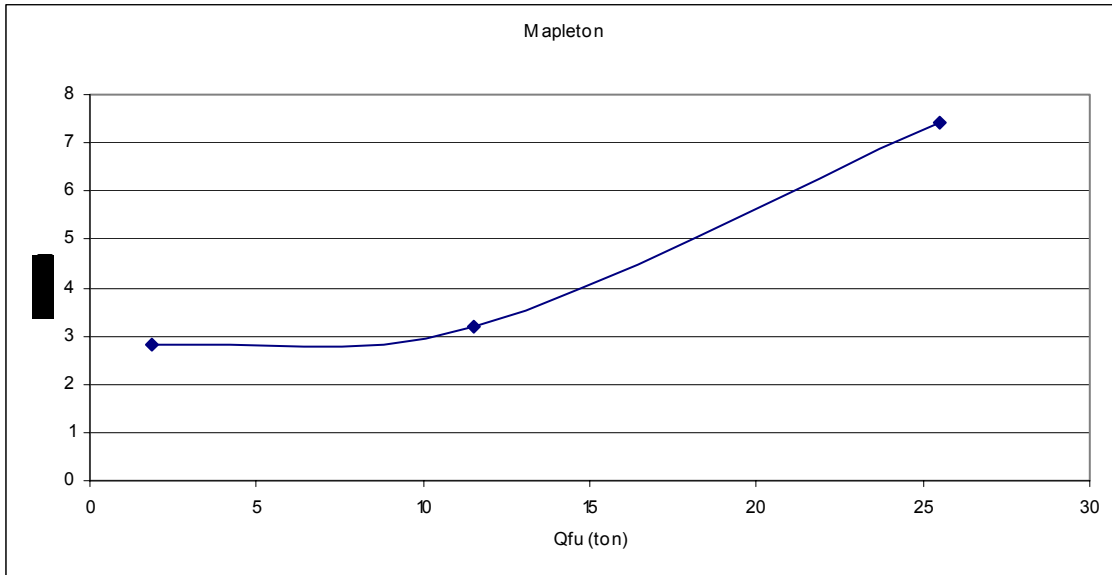


FIGURA 116. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs Q_{fu} en Mapleton.

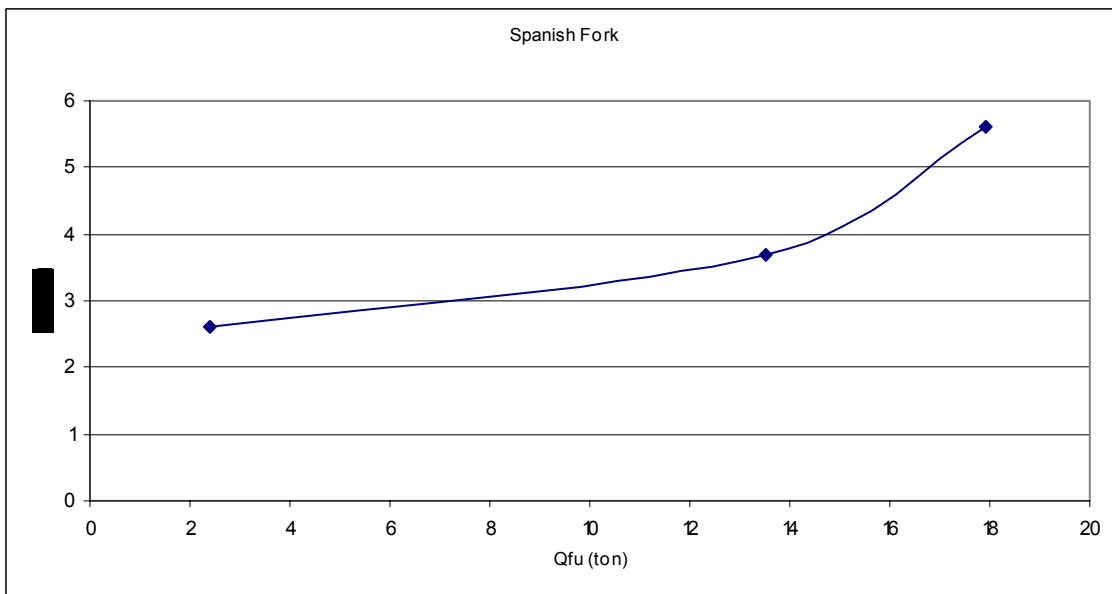


FIGURA 117. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs Q_{fu} en Spanish Fork.

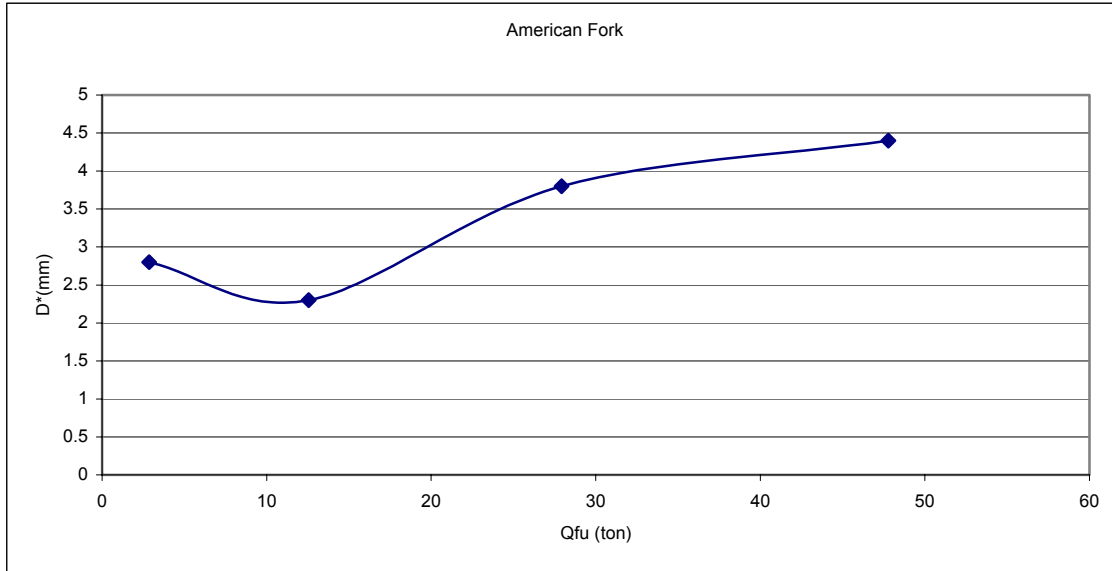


FIGURA 118. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs Q_{fu} en American Fork.

De las tablas y gráficas anteriores puede verse que:

- El modelo teórico que presenta la misma estructura de la función de sensibilidad con $\nu=1$ para la constante de proporcionalidad funciona adecuadamente en la descripción de la curva carga vs. desplazamiento de la pila o pilote.
- La relación entre Q_f y Q_{fu} tiende a ser lineal y podría ajustarse mejor en caso de contar con parámetros más precisos para estimar la capacidad teórica del elemento ensayado.
- En el caso de las pruebas efectuadas en Utah puede afirmarse que Q_{fu} es, en promedio, el 8% de Q_f . El valor anterior parece demasiado bajo, por lo que se considera que los parámetros estimados para el cálculo de Q_{fu} no son los adecuados.
- No existe una relación clara entre D^* y la longitud, diámetro, área lateral ó capacidad teórica del elemento ensayado. Las relaciones que se pueden establecer varían fuertemente y no siguen la misma tendencia entre sitios distintos.
- Las pruebas efectuadas en Utah, parecen indicar que D^* tiende a un valor constante de 4mm, esto es, para los suelos granulares característicos del estado de Utah y pilotes ensayados a tensión el desplazamiento característico vale aproximadamente 4mm.

Lo anterior coincide con la hipótesis antes establecida acerca de que el desplazamiento característico es una constante del sitio (suelo predominante) y del tipo de trabajo que desarrolle el elemento ensayado.

- Los resultados que más se alejan de las tendencias que parece mostrar el grupo de resultados corresponden a las pruebas efectuadas en Madero y la denominada JAIME, esto

seguramente debido a que se encuentran en condiciones estratigráficas diferentes a las demás pruebas.

Se procedió a interpretar las curvas carga vs. desplazamiento mediante los cuatro métodos mencionados anteriormente (Davisson, Chin, De Beer y Butler – Hoy). Los resultados se muestran en la tabla 8.

Dichos valores fueron promediados, despreciando los valores que parecen alejarse demasiado de un valor medio. Los valores promedio fueron comparados con Q_f y D^* mediante las figuras 103 y 104.

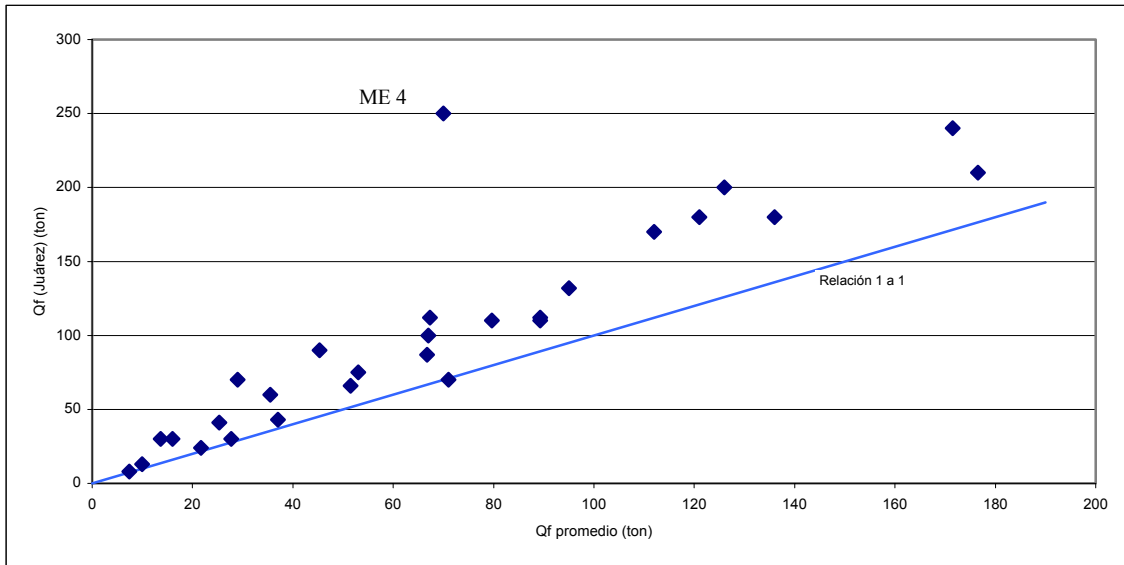


FIGURA 119. Pruebas de Tensión. Gráfica Q_f vs. capacidad promedio obtenida con los métodos tradicionales de interpretación.

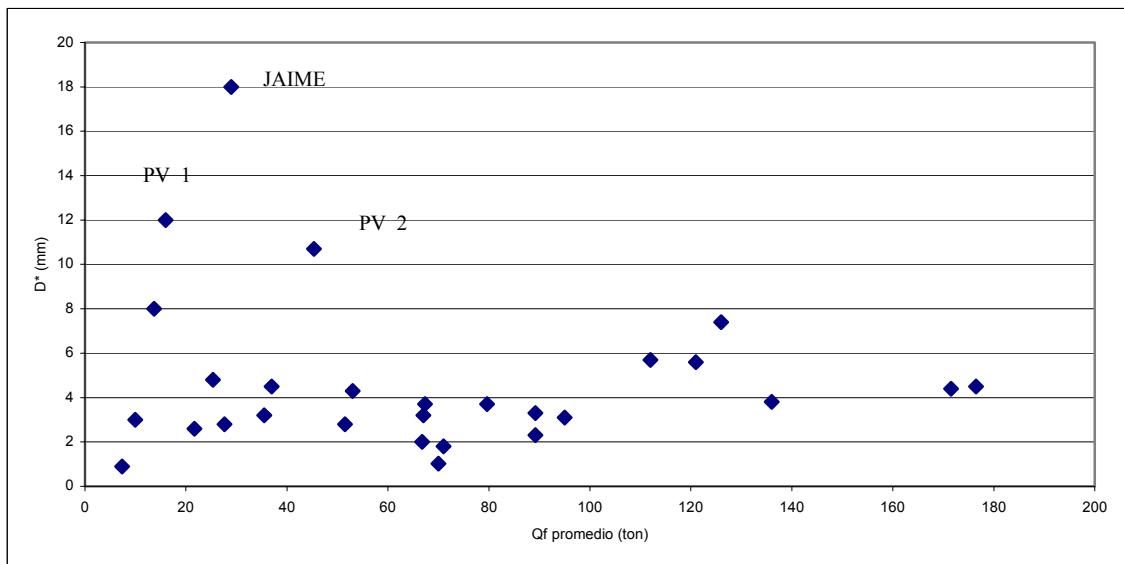


FIGURA 120. Pruebas de Tensión. Gráfica D^* vs. capacidad promedio obtenida con los métodos tradicionales de interpretación.

De lo anterior pueden realizarse las siguientes observaciones:

- Se confirma la relación aproximadamente lineal entre Q_f y la capacidad de carga última del elemento ensayado. El valor promedio de capacidad, obtenido con los métodos tradicionales de interpretación, es aproximadamente igual al 70% de Q_f . Lo anterior es razonable debido al significado de Q_f y a la manera de determinar la capacidad de carga mediante los métodos tradicionales de interpretación.
- El valor del desplazamiento característico no muestra una relación clara con la capacidad de carga última del pilote, pero parece tender hacia un valor constante de 4mm aproximadamente para el caso de los suelos granulares, como es el caso de Utah.

3.3. Pruebas de carga lateral.

De los tres tipos de pruebas de carga, compresión tensión y carga lateral, éstas últimas son las que se han realizado en menor número y, por tanto, son las más escasamente estudiadas y analizadas.

Es común tratar de predecir la capacidad de una pila o pilote sometido a carga lateral con alguna de las siguientes expresiones propuestas por Broms:

en suelos sin cohesión:

$$Q_u = 1.5 \gamma' L^2 D K_p \dots\dots\dots(5)$$

en suelos cohesivos:

$$Q_u = cD(L - 1.5D) \dots\dots\dots(6)$$

donde,

γ' , peso volumétrico efectivo del suelo (ton/m³)

L , longitud de la pila o pilote (m)

D , diámetro de la pila o pilote (m)

c , cohesión, (ton/m²)

$K_p = \tan^2\left(45^\circ + \frac{\phi}{2}\right) =$ coeficiente de empuje pasivo.

A continuación se presenta una serie de resultados de pruebas de carga lateral efectuadas en sitios diversos. Junto con los resultados de las pruebas se presenta la curva dada por el Principio de Proporcionalidad Natural (PPN) indicando los parámetros empleados para su ajuste, así como un perfil estratigráfico del sitio con algunas características de los estratos que la integran.

Prueba: ICA-FD (Ref. 9). (Figura 121).

Como se mencionó anteriormente, ICA FLUOR DANIEL, llevó a cabo el proyecto ejecutivo de la Planta de Ciclo Combinado “Campeche”. La cimentación de un turbogenerador consistió en pilotes precolados.

De acuerdo a la solicitud de ICA-FD se realizaron dos pruebas de carga, una de compresión axial y otra de carga lateral, ambas con el criterio de carga controlada.

A continuación se presentan los resultados de la prueba de carga lateral.

Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el Principio de Proporcionalidad Natural

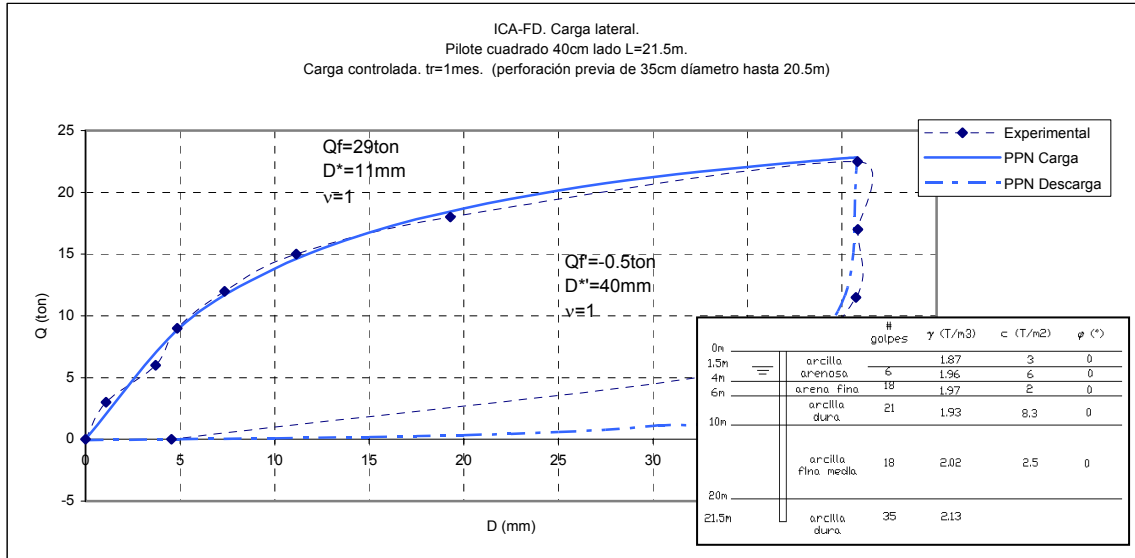


FIGURA 121. Prueba de Carga Lateral. ICA-FD.

Prueba: Refinería Madero (Ref. 16). (Figuras 122 y 123).

Como se mencionó anteriormente, SK Engineering and Construction Co. desarrolló la modernización de la Refinería Madero de PEMEX, cercana a la ciudad de Tampico, en el estado de Tamaulipas.

Dicha modernización contempló un amplio número de cimentaciones a base de pilotes, por lo que se realizaron distintas pruebas de carga. A continuación se presentan los resultados de las pruebas de carga lateral.

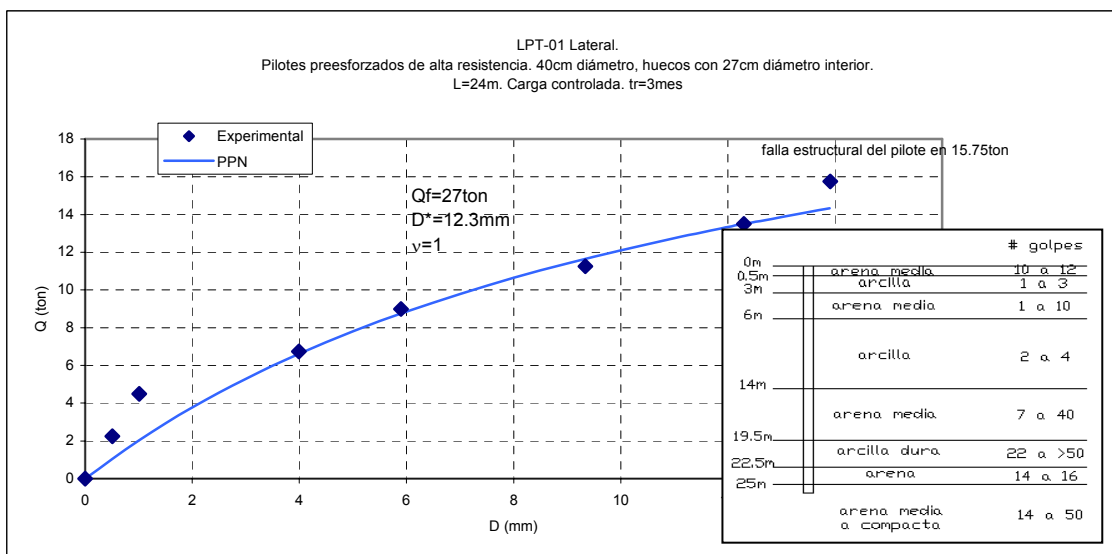


FIGURA 122. Prueba de Carga Lateral. Refinería Madero LPT-01.

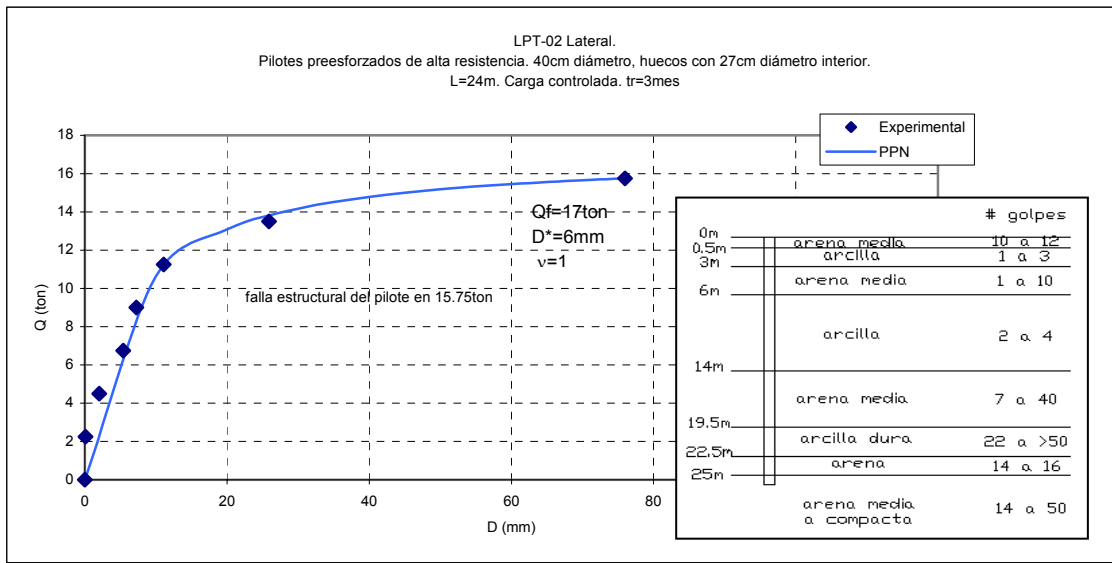


FIGURA 123. Prueba de Carga Lateral. Refinería Madero LPT-02.

Prueba: SICARTSA (Ref. 21). (Figuras 124 a 126).

Varias de las cimentaciones para estructuras y equipo de la Siderúrgica Lázaro Cárdenas – Las Truchas se proyectaron a base de pilas coladas en el lugar.

La planta de SICARTSA se localiza en la desembocadura del Río Balsas, sobre subsuelo de tipo aluvial de estratigrafías erráticas.

El Instituto de Ingeniería de la UNAM realizó un estudio de riesgo sísmico de la zona y del código sísmico de SICARTSA.

Las pilas construidas fueron oblongas, perforadas mediante una almeja con un kelly y ademando con lodo bentonítico. Las dimensiones teóricas de las pilas son 1.8 x 0.6 m. y 13.3 m de longitud.

Las pruebas se efectuaron sobre dos pilas al mismo tiempo, esto es, haciendo reaccionar una pila contra la otra a través de un gato hidráulico. Una de las pilas se cargó en dirección de su eje mayor (Largo) y la otra en dirección de su eje menor (Corto).

La prueba B2 se efectuó sobre las mismas pilas de la prueba B1 excavando el material limo arcilloso superficial hasta el nivel de aguas freáticas y sustituyendo dichos materiales por grava-arena compactada.

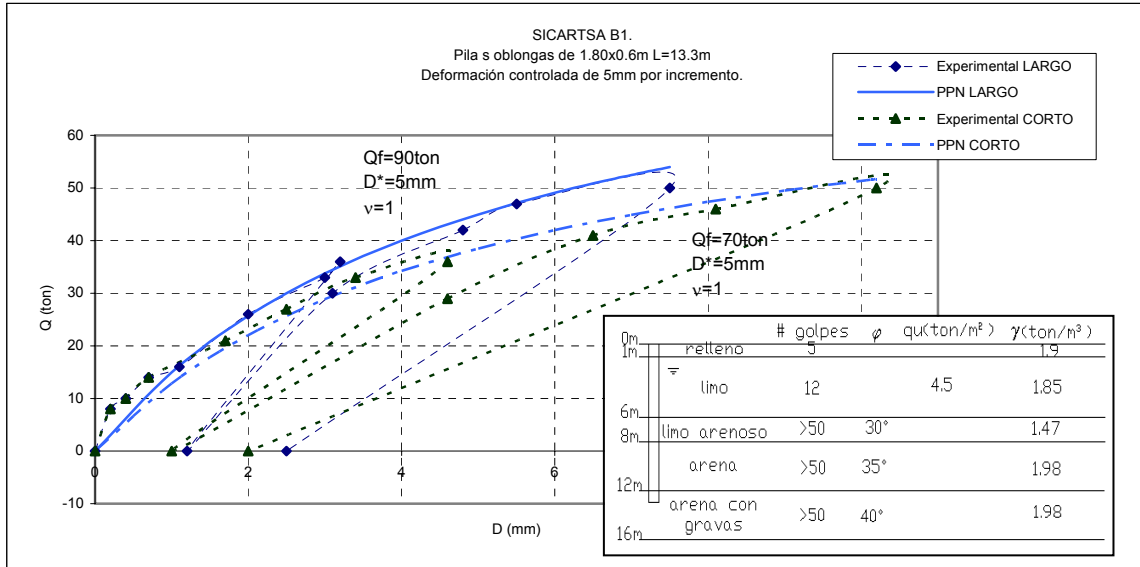


FIGURA 124. Prueba de Carga Lateral. SICARTSA B1.

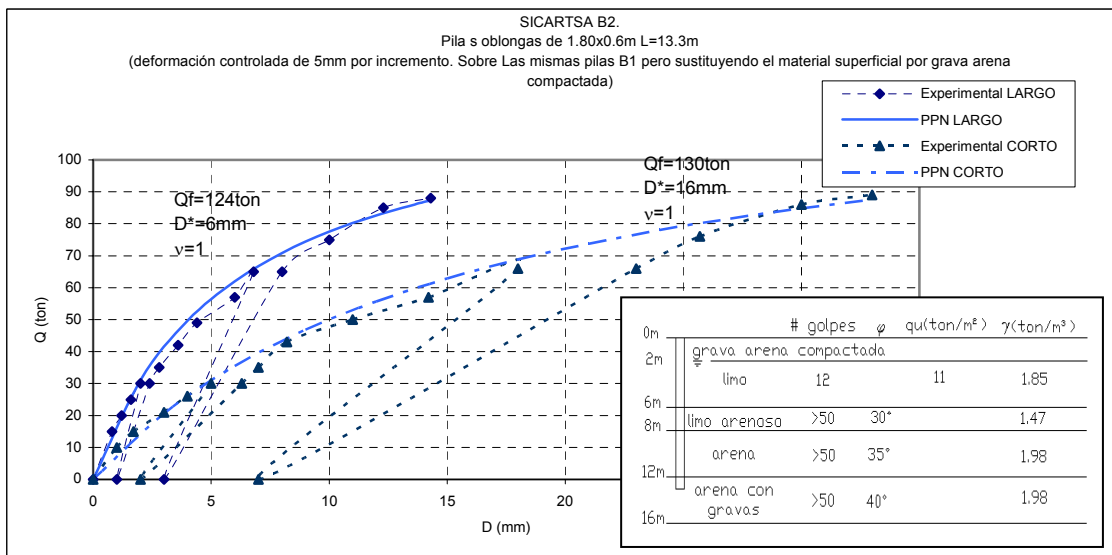


FIGURA 125. Prueba de Carga Lateral. SICARTSA B2.

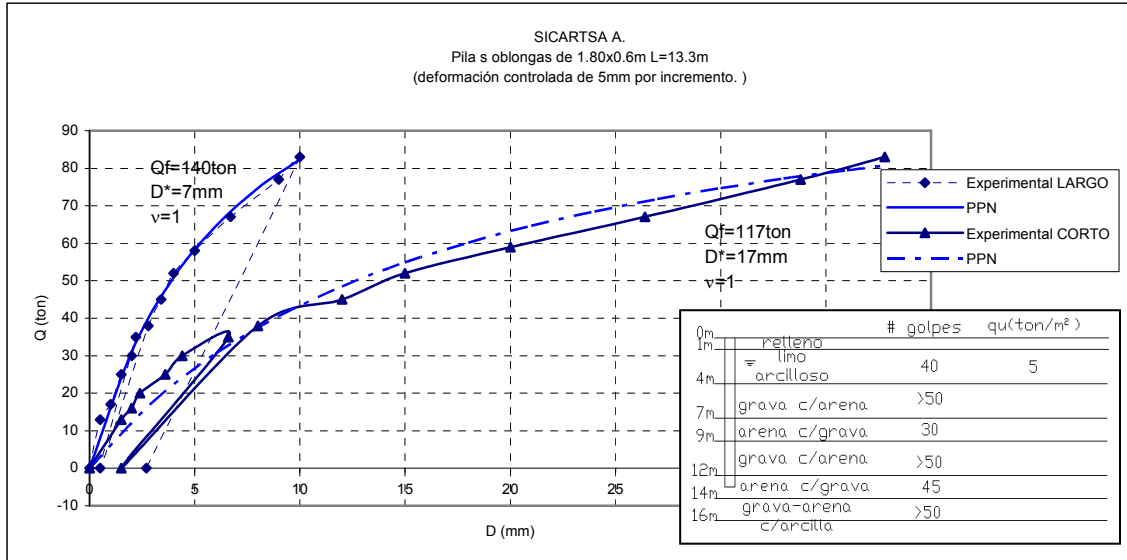


FIGURA 126. Prueba de Carga Lateral. SICARTSA A.

De acuerdo a las expresiones (4) y (5) y a los parámetros conocidos o estimados para el suelo en los sitios donde se efectuaron las pruebas, se calcularon las capacidades teóricas ante carga lateral de los elementos ensayados. Los resultados del cálculo así como los parámetros empleados para su ejecución se presentan en la tabla 9.

Con los resultados del cálculo anterior, se trazaron las figuras 127 a 132, correspondientes a la relación de Q_f y D^* con la capacidad teórica calculada como suelo friccionante, suelo cohesivo y cohesivo-friccionante.

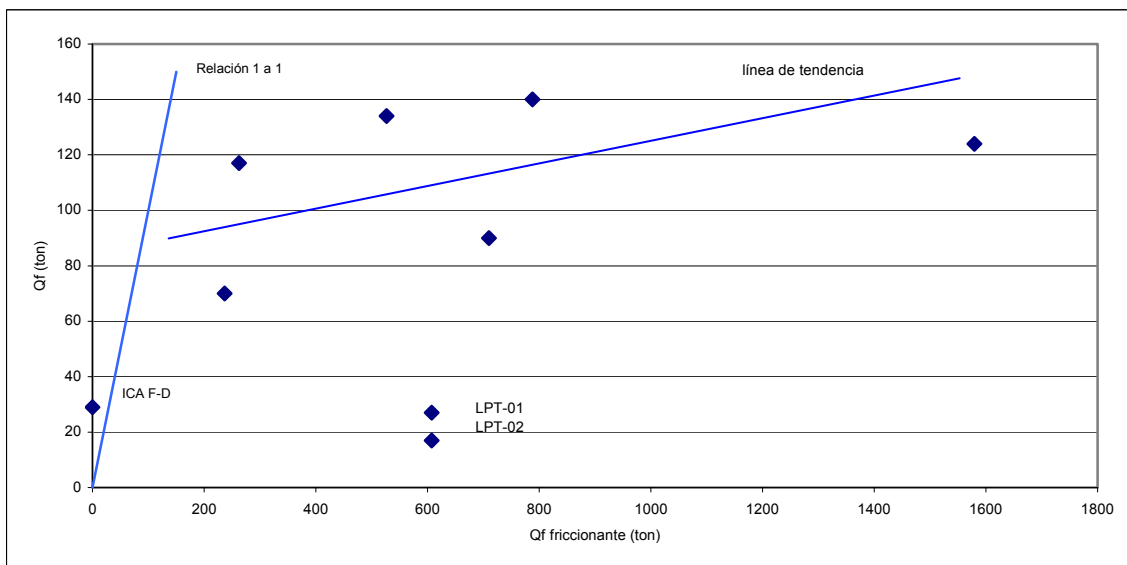


FIGURA 127. Pruebas de Carga Lateral. Gráfica Q_f vs capacidad estimada como suelo friccionante.

En la figura 127 se han señalado los puntos correspondientes a pruebas efectuadas en sitios donde los suelos tienen propiedades predominantemente cohesivas (ICA-FD y Refinería Madero LPT-01 y 02). Para los demás puntos, correspondientes todos a pruebas efectuadas en los suelos aluviales de Lázaro Cárdenas, Michoacán, puede notarse una cierta tendencia para ajustar una recta, aunque la dispersión es muy grande. Para todos los casos se observa que la capacidad estimada es mucho mayor que Q_f .

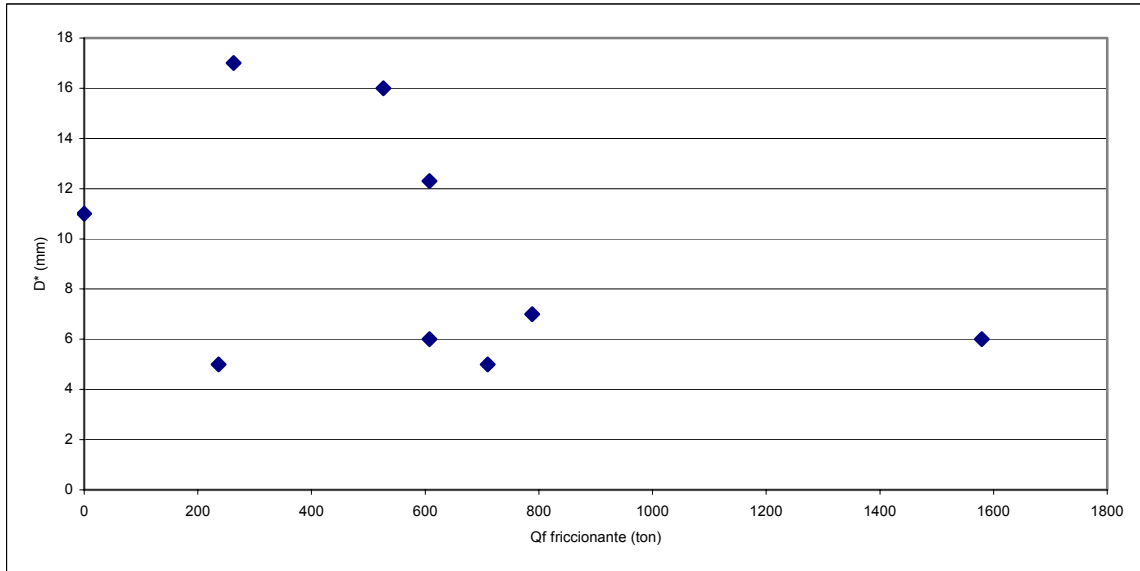


FIGURA 128. Pruebas de Carga Lateral. Gráfica D^* vs capacidad estimada como suelo friccionante.

En la figura 128 no se observa relación alguna entre D^* y la capacidad estimada considerando comportamiento del suelo como friccionante.

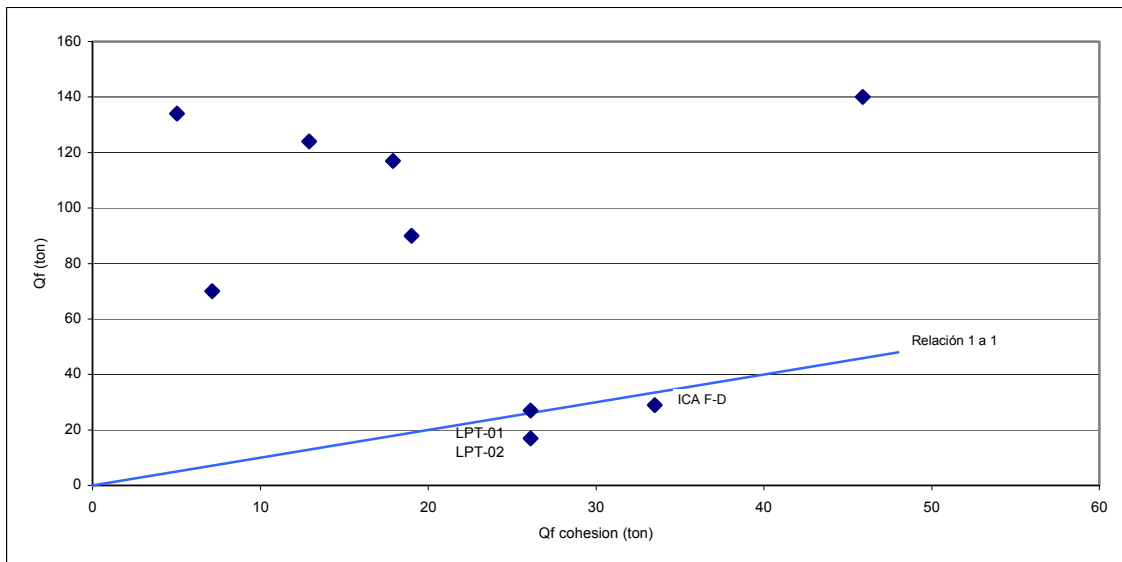


FIGURA 129. Pruebas de Carga Lateral. Gráfica Q_f vs capacidad estimada como suelo cohesivo.

De igual manera que lo realizado en la figura 127, en la figura 129 se distinguen los puntos correspondientes a las pruebas efectuadas en sitios con suelos predominantemente cohesivos. En este caso, a pesar de ser únicamente tres puntos, podría decirse que existe una relación entre Q_f y la capacidad estimada, la cual tiende a ajustarse a una recta con pendiente unitaria.

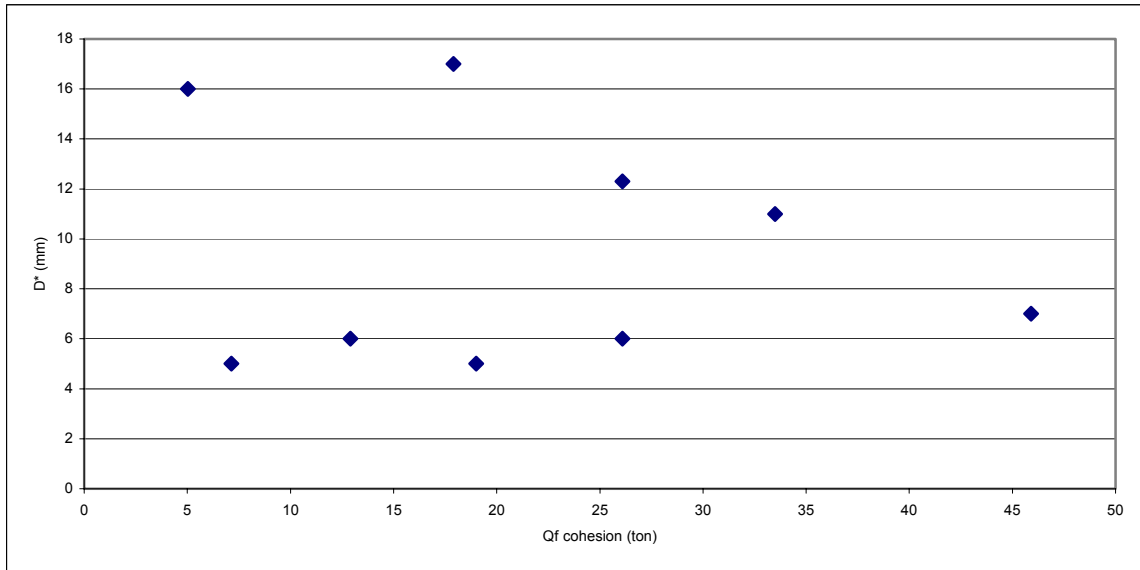


FIGURA 130. Pruebas de Carga Lateral. Gráfica D^* vs capacidad estimada como suelo cohesivo.

En la figura 130 no se observa una clara relación entre D^* y la capacidad estimada.

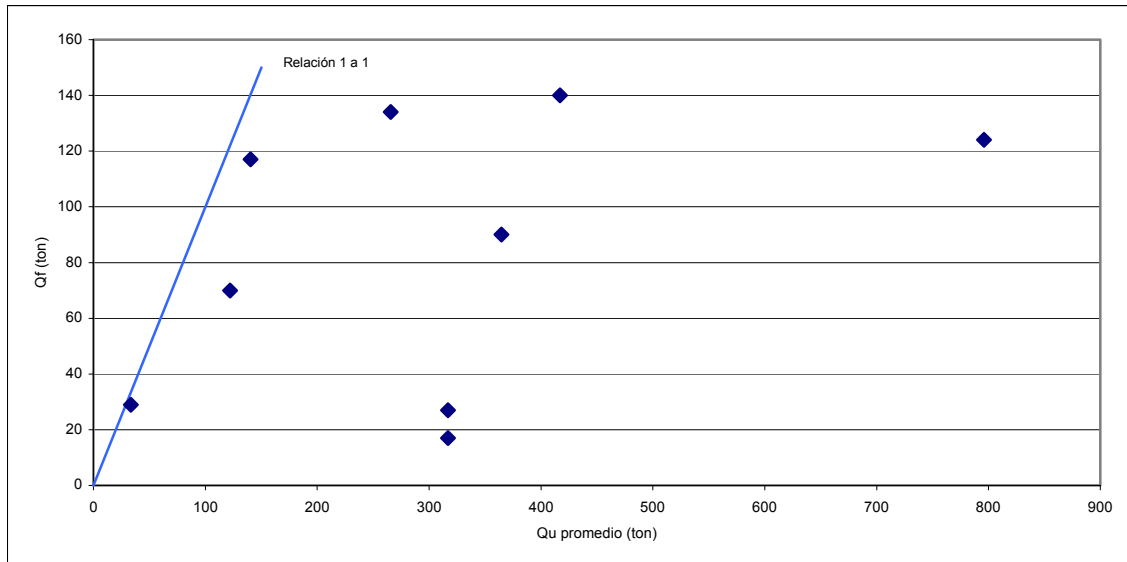


FIGURA 131. Pruebas de Carga Lateral. Gráfica Q_f vs capacidad estimada como promedio entre suelo friccionante y cohesivo.

A pesar de que en ninguno de los sitios correspondientes a las pruebas ajustadas en este apartado se tienen características exclusivamente friccionantes o cohesivas, de acuerdo a lo observado en la figura 131, parece no ser una buena aproximación el calcular la capacidad de carga como un promedio entre estas dos condiciones.

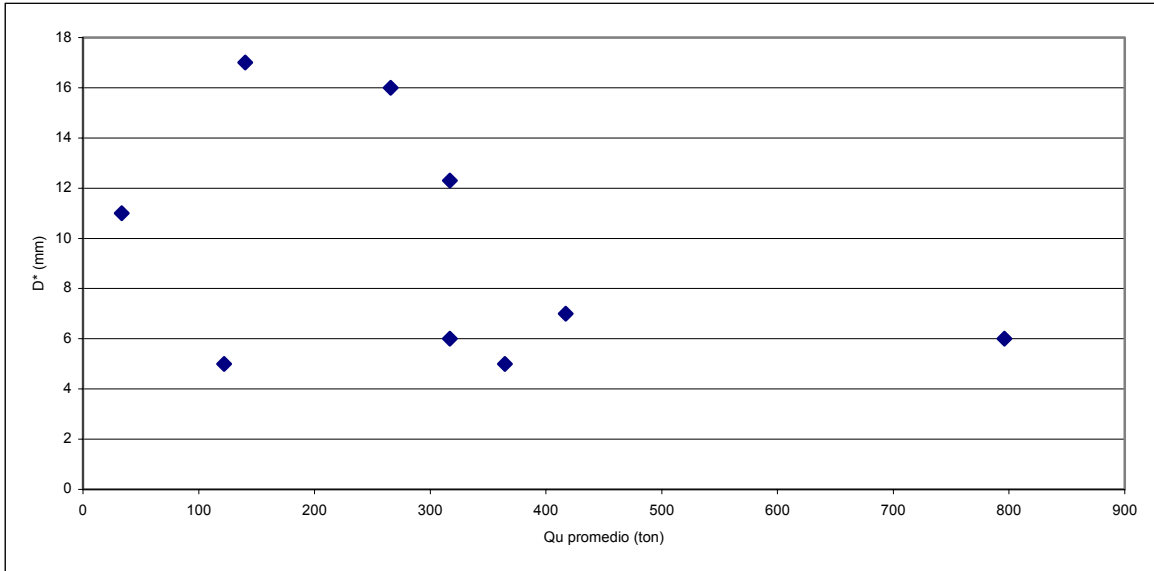


FIGURA 132. Pruebas de Carga Lateral. Gráfica D^* vs capacidad estimada como promedio entre suelo friccionante y cohesivo.

En la figura 132 no se observa relación alguna entre D^* y la capacidad estimada.

Siguiendo con el mismo procedimiento desarrollado para las pruebas de compresión y tensión, se analizaron los resultados de las pruebas con algunos métodos tradicionales. Los resultados obtenidos del análisis, así como los valores promedio de las capacidades estimadas con dichos métodos se muestran en la tabla 10.

A continuación se muestra la relación de Q_f y D^* con las capacidades promedio de la estimación con dichos métodos tradicionales (figuras 133 y 134).

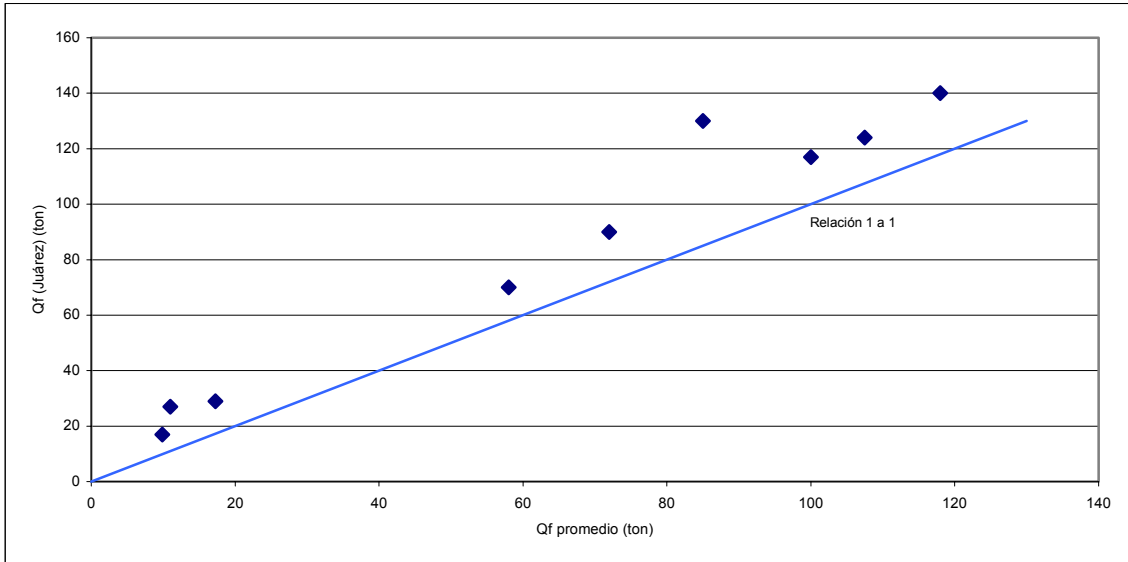


FIGURA 133. Pruebas de Carga Lateral. Gráfica Q_f vs. capacidad promedio obtenida con los métodos tradicionales de interpretación.

En la figura 133 se observa una clara tendencia de los puntos a ajustarse a una recta, lo que indica una relación lineal entre la capacidad del elemento ensayado y Q_f . Como era de esperarse, de acuerdo a la manera de determinar la capacidad mediante los métodos tradicionales, Q_f resulta ligeramente mayor que dicha estimación.

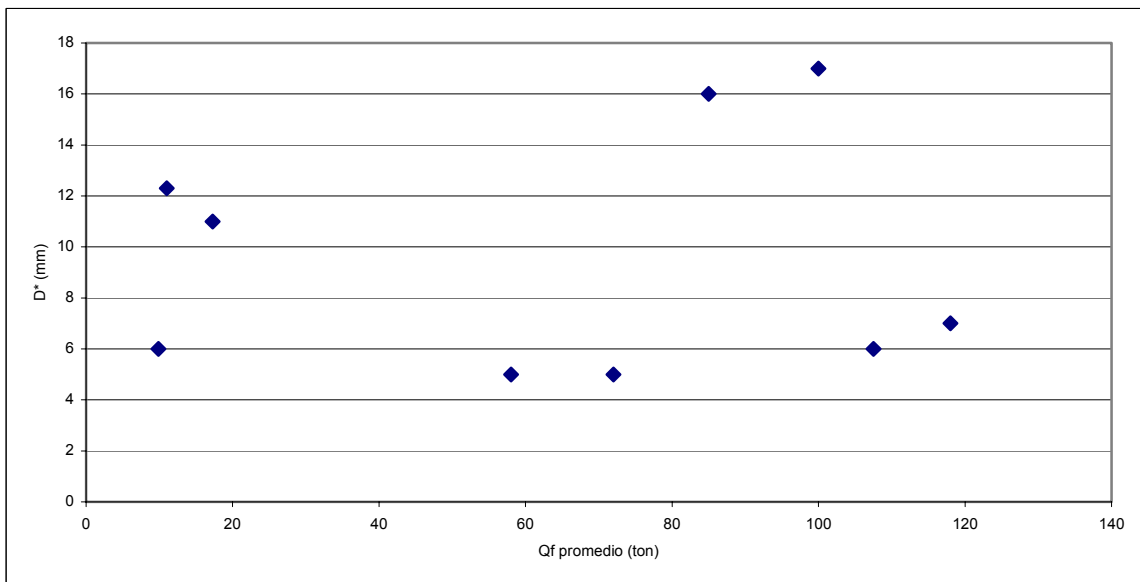


FIGURA 134. Pruebas de Carga Lateral. Gráfica D^* vs. capacidad promedio obtenida con los métodos tradicionales de interpretación.

Nuevamente, en la figura 134 no es posible observar alguna relación entre D^* y la capacidad estimada.

De acuerdo con lo anterior, pueden hacerse las siguientes observaciones:

- El modelo con estructura de función de sensibilidad y el valor de 1 para la constante de proporcionalidad ν funcionan adecuadamente.
- Al comparar los valores de Q_f con las capacidades teóricas dadas por las expresiones (4) y (5), se observa, aunque con bastante dispersión, una relación que tiende a ser lineal. La dispersión de los puntos y la lejanía con la recta de pendiente unitaria puede deberse al empleo de parámetros del suelo no del todo reales (algunos sí fueron determinados en el sitio pero otros fueron estimados) y a las deficiencias de los modelos empleados para efectuar el cálculo.
- Al realizar la comparación de Q_f con el valor promedio de la capacidad dada por los métodos de interpretación tradicionales, es posible observar una relación lineal.
- Los valores de capacidad promedio, obtenidos de los métodos tradicionales de interpretación, son prácticamente el 70% del valor de Q_f , lo cual es muy semejante a lo obtenido para pruebas de tensión.
- D^* no presenta una relación clara con las capacidades estimadas.
- En la prueba B1, tanto para aplicación de la carga en la dirección larga, como en la dirección corta, D^* tiene el mismo valor (5mm), lo que nos permite pensar que el desplazamiento característico no depende de la dirección de aplicación de la carga respecto a la geometría del pilote ni a la capacidad de éste.
- Para otras dos pruebas, en el mismo sitio de realización de B1 (Lázaro Cárdenas), se obtienen valores de D^* de 6 y 7 mm para capacidades mayores que la obtenida en B1 (por medio de los métodos de interpretación), lo que permite pensar que, para este sitio, el valor de D^* para pruebas de carga lateral es aproximadamente 6 mm.
- Se tienen los resultados de dos pruebas más en el mismo sitio (Lázaro Cárdenas), los cuales presentan valores de D^* mayores y semejantes entre sí (16 mm aproximadamente), ambas para carga en el sentido corto, lo que podría señalar que el valor del desplazamiento característico en pruebas de carga lateral depende de la dirección de la carga respecto a la geometría del elemento ensayado. Sin embargo, dado que el valor promedio de 6 mm se presenta tanto para cargas en la dirección larga como corta, así como para capacidades con valores bajos y altos, es posible afirmar que el desplazamiento característico tiene un valor prácticamente constante e igual a 6mm para este sitio.

Como información complementaria, se presentan a continuación los resultados de algunas pruebas de carga lateral aplicadas sobre los llamados “fixed head piles” (Ref. 22) los cuales consisten en grupos de pilotes unidos por su cabeza mediante una plataforma de concreto, arena o cualquier otro material. La plataforma puede construirse sobre la superficie del

suelo o bien a una cierta profundidad, lo que implica que colabore o no en la resistencia ante carga lateral.

Dado que todas las demás pruebas que se han estado manejando en el cuerpo de este trabajo han sido efectuadas sobre pilotes individuales, las pruebas sobre “fixed head piles” no se agruparán con el resto de los resultados para su análisis. Sin embargo, vale la pena presentar sus resultados y el ajuste de éstos mediante el Principio de Proporcionalidad Natural con el fin de mostrar los alcances de dicho modelo.

Las pruebas, de éste tipo, analizadas son las siguientes:

Prueba: CHAIYI. (Figura 135).

Prueba sobre un grupo de 3 x 2 pilas. El diámetro de las pilas es de 1.5 m, con una longitud de 34.9 m y separadas una distancia de 3 diámetros. La plataforma que une a las pilas se encuentra a nivel de la superficie del suelo, por lo que no influye en su resistencia ante carga lateral.

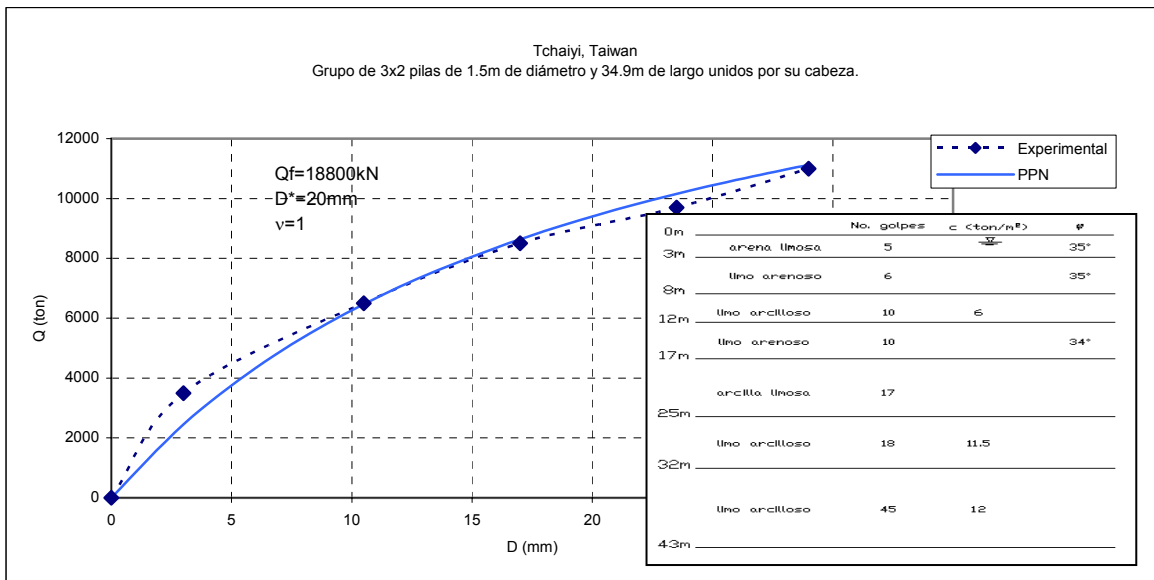


FIGURA 135. Prueba de Carga Lateral. Chaiyi.

Prueba: HONG KONG. (Figura 136).

Prueba de carga sobre un grupos de 2 x 1 pilas de 1.5 m de diámetro, 21 m de longitud y separadas una distancia de 6 diámetros. La carga se aplica en la dirección de las dos pilas alineadas. La plataforma de unión se encuentra a nivel de la superficie del suelo.

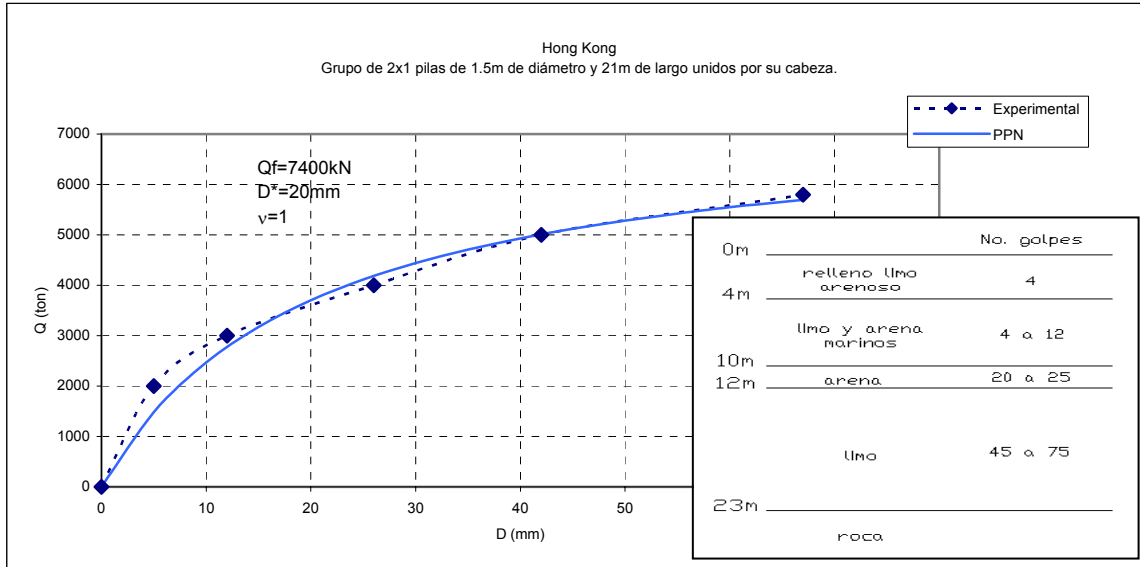


FIGURA 136. Prueba de Carga Lateral. Hong Kong.

Prueba: LAS VEGAS. (Figura 137).

Prueba sobre un grupo de 2 x 2 pilas de 0.61 m de diámetro, 7 m de longitud y separadas 2 diámetros. La plataforma de unión tiene un espesor de 3.05 m. En la prueba 1 la plataforma se encontraba completamente dentro de la masa del suelo, en la prueba dos, el suelo alrededor de dicha plataforma fue excavado hasta su base.

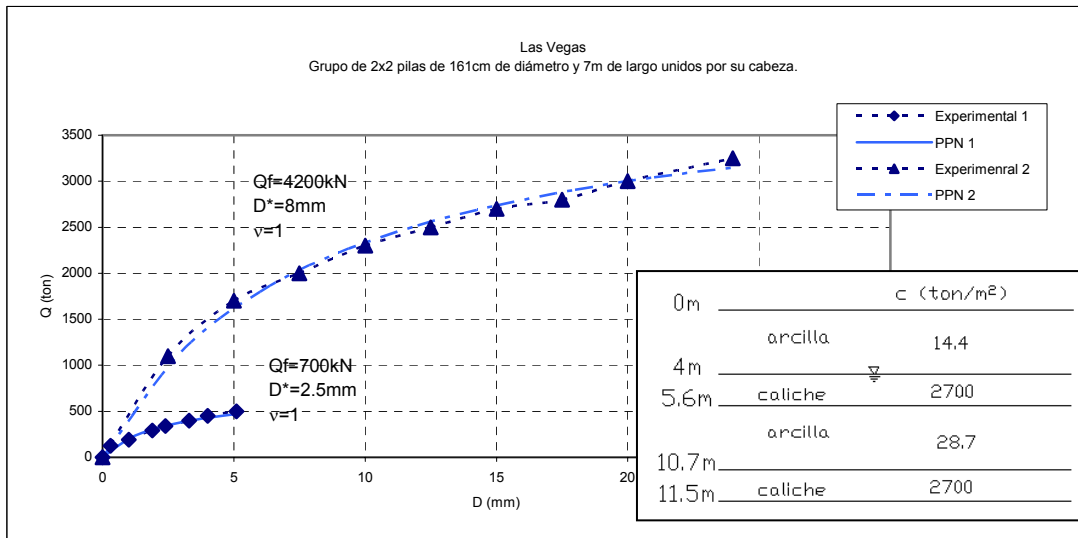


FIGURA 137. Prueba de Carga Lateral. Las Vegas.

Prueba: LEWISBURG. (Figura 138).

Se efectuaron dos pruebas de carga sobre dos grupos de 6 pilotes de acero, sección H. En el grupo 1 la separación entre pilotes fue de 3.7 m y en el grupo 2 de 5 m. Los pilotes tienen 0.25 m de ancho y 12.2 m de longitud. La plataforma de unión se encuentra en la superficie del suelo.

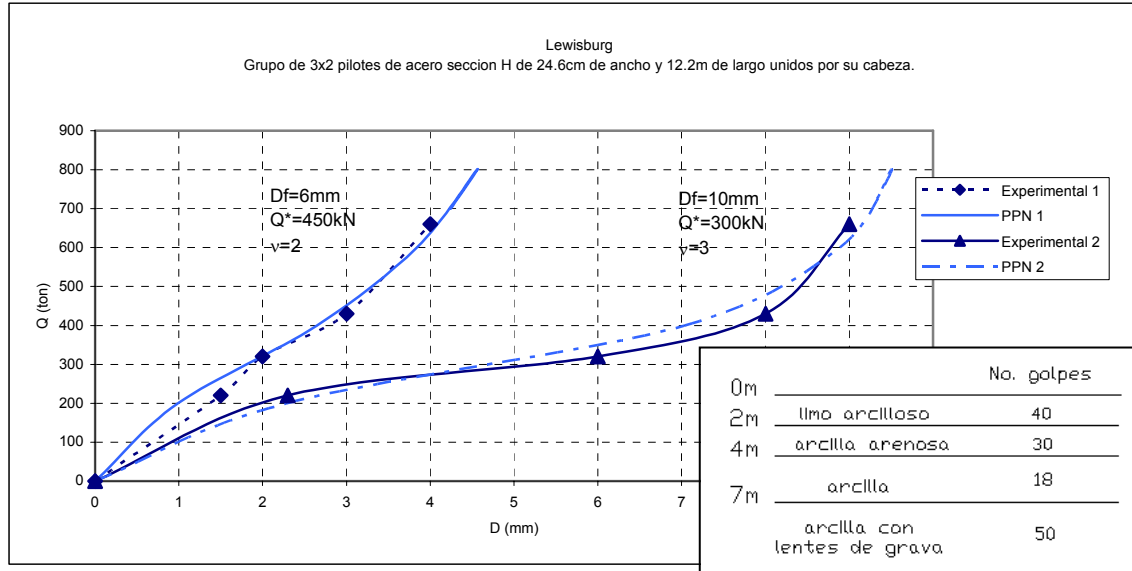


FIGURA 138. Prueba de Carga Lateral. Lewisburg.

El modelo empleado para ajustar los resultados mostrados en la figura 138 tiene la forma de función invertida mencionada en el apartado 3.2 del presente trabajo.

Vale la pena destacar que, como se ha mostrado en el desarrollo de este trabajo, el modelo empleado para ajustar los resultados de las pruebas tiene la estructura de una función de sensibilidad con valor de la constante de proporcionalidad ν de 1, con el cual se han obtenido buenos resultados y parecía ser un valor constante para éste modelo. Sin embargo, la última prueba mostrada (prueba de carga lateral sobre un grupo de pilotes en Lewisburg) requirió el empleo de un modelo con la estructura de la función invertida y valores de ν iguales a 2 y 3, lo que indica que seguramente en pruebas de carga lateral el modelo puede tener estructuras diferentes al de sensibilidad y ν puede tomar valores distintos a 1.

3.4. Pruebas de compresión efectuadas en un mismo sitio. Efecto del tiempo de reposo en los parámetros del modelo teórico.

Con el objetivo de estudiar el efecto del tiempo de reposo en los parámetros empleados en el modelo teórico, se realizaron los ajustes sobre dos series de pruebas de compresión efectuadas en dos sitios del Valle de México. De esta manera se pretende eliminar las variables que conlleva el analizar pruebas efectuadas en sitios diversos.

Las pruebas ajustadas son las siguientes:

Pruebas: Jardín Balbuena (Ref. 23). (Figuras 140 a 146).

A fin de estudiar el comportamiento de pilotes de sección variable apoyados de punta en el Valle de México, el Instituto de Ingeniería realizó una serie de pruebas de carga en un sitio ubicado en la colonia Jardín Balbuena.

La estratigrafía del sitio puede resumirse en la figura 139.

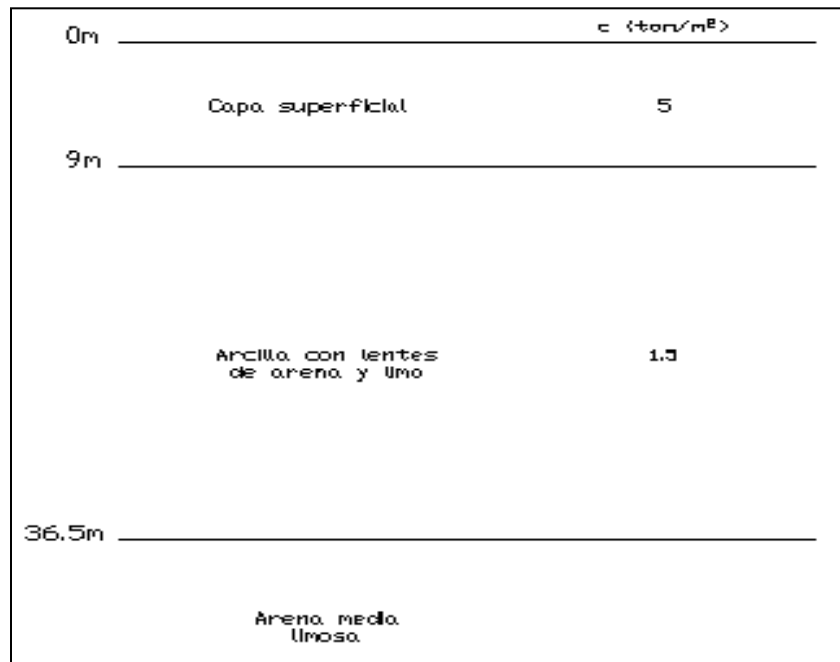


FIGURA 139. Estratigrafía del sitio Jardín Balbuena.

Los pilotes ensayados se hincaron en línea con una separación, centro a centro de 3m.

La sección de los pilotes varió de la siguiente manera: los 18 m superiores con diámetro de 35 cm y 18 m inferiores con un diámetro de 20 cm (pilotes de sección variable).

Las pruebas se efectuaron siguiendo el procedimiento de carga controlada con incrementos de carga de 10 y 15 ton.

El hincado de los pilotes se detuvo al garantizar un empotramiento de 30 cm en la capa dura.

Cabe señalar que el Pilote 2 se ensayó en repetidas ocasiones con periodos de reposo intermedios.

A continuación se presentan los resultados de las pruebas, indicando los tiempos de reposo.

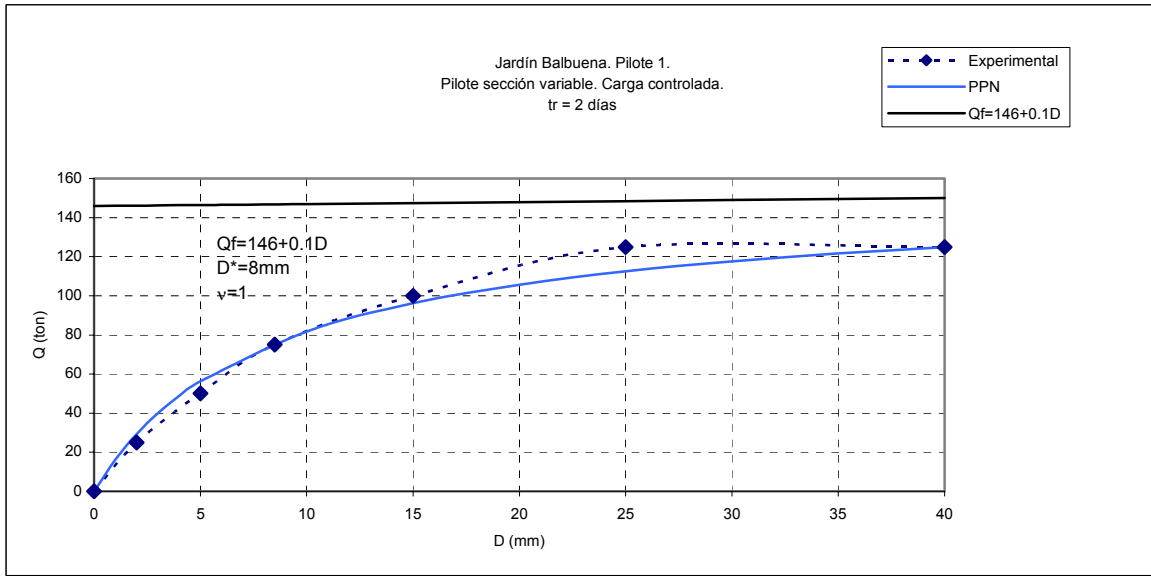


FIGURA 140. Prueba de Compresión. Jardín Balbuena, Pilote 1.

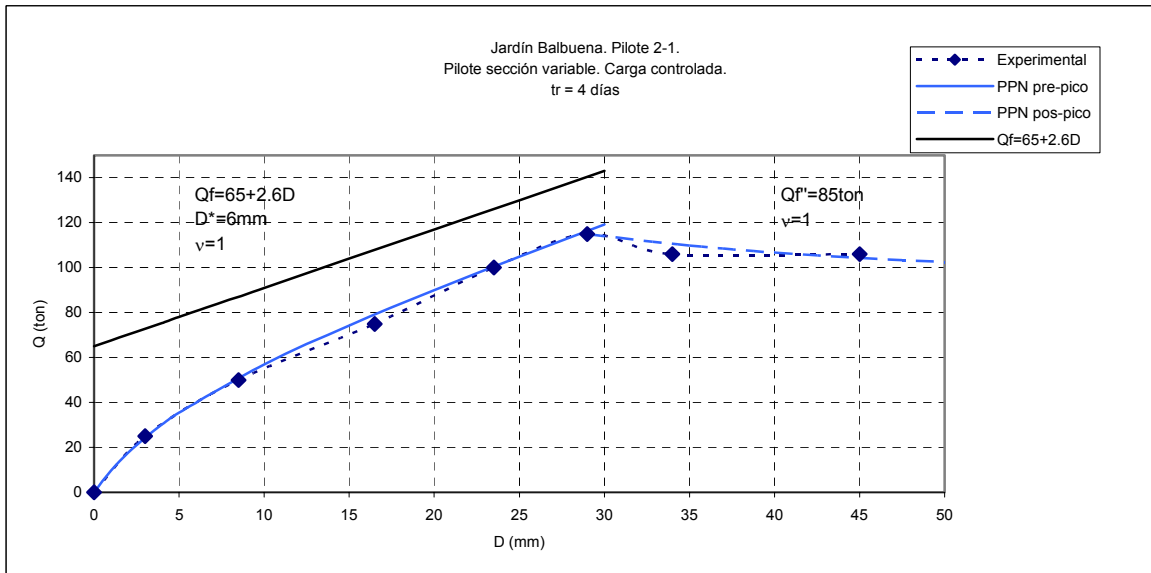


FIGURA 141. Prueba de Compresión. Jardín Balbuena, Pilote 2-1.

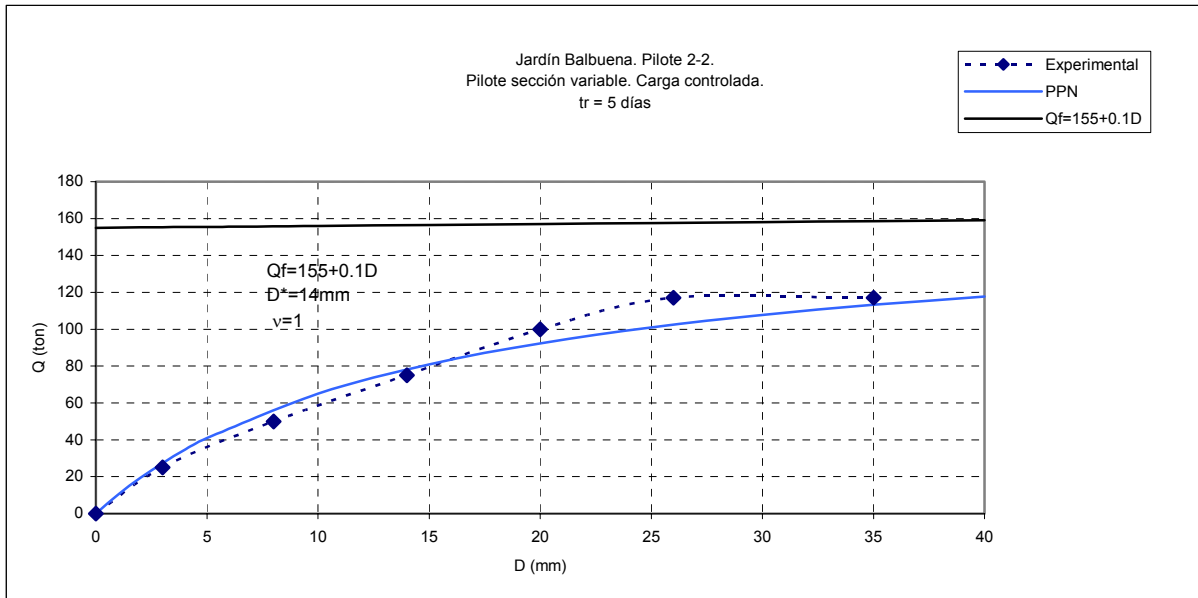


FIGURA 142. Prueba de Compresión. Jardín Balbuena, Pilote 2-2.

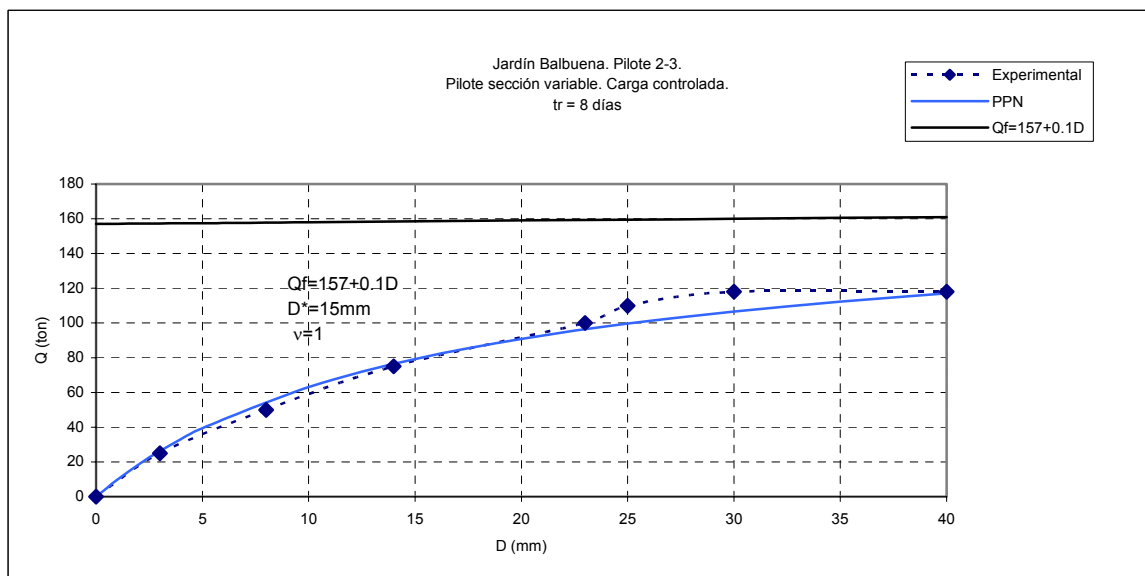


FIGURA 143. Prueba de Compresión. Jardín Balbuena, Pilote 2-3.

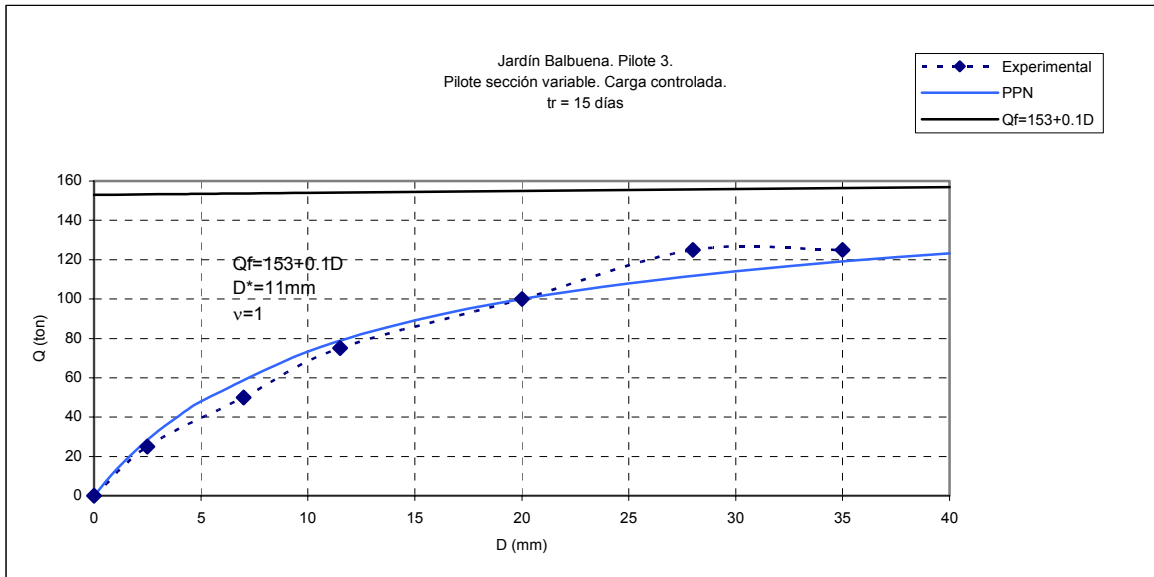


FIGURA 144. Prueba de Compresión. Jardín Balbuena, Pilote 3.

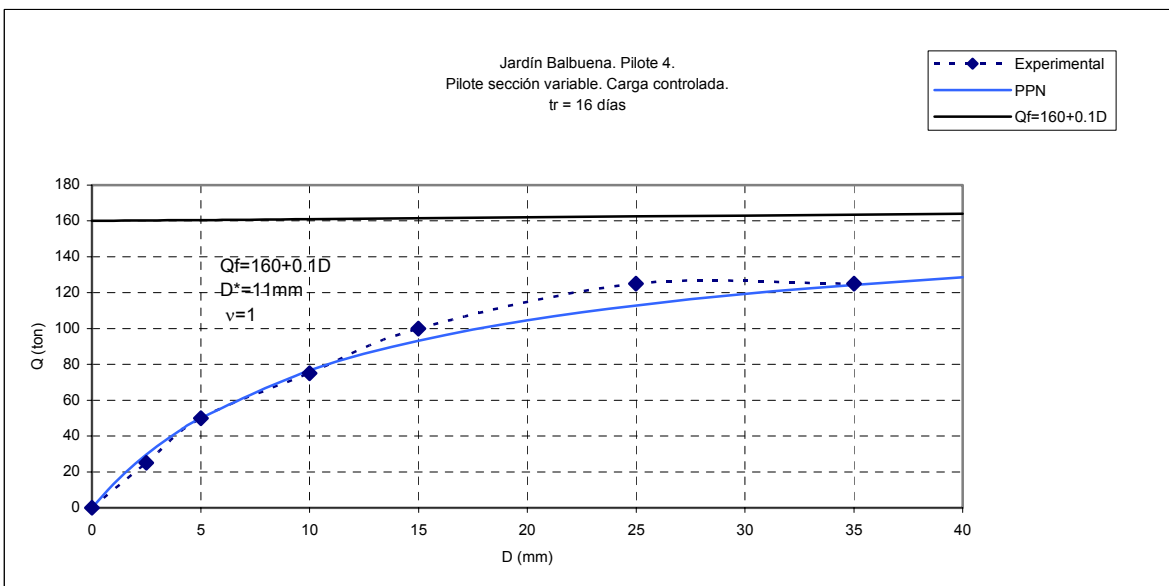


FIGURA 145. Prueba de Compresión. Jardín Balbuena, Pilote 4.

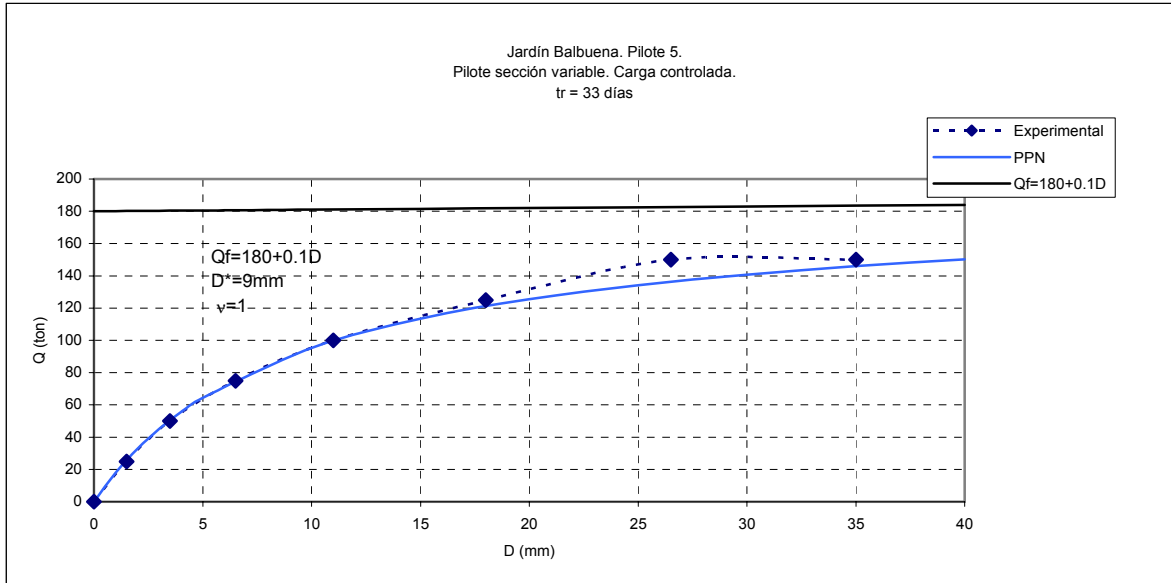


FIGURA 146. Prueba de Compresión. Jardín Balbuena, Pilote 5.

Como puede observarse en las figuras anteriores, todos los resultados experimentales muestran “falla plástica” a partir de aproximadamente 25 mm de deformación.

De acuerdo a la presentado en el apartado 3.3 de este trabajo, para pruebas de compresión se esperaría que la carga se incrementara junto con el desplazamiento.

Lo anterior se refleja en valores constantes de b de 0.1 ton/mm, es decir, Q_f prácticamente es una constante.

En el caso de las pruebas antes presentadas se estima que dicho comportamiento es debido a que la aportación que tiene la punta en la capacidad del elemento es mínima debido al pequeño diámetro que éste tiene. Así, parece que al presentarse un diámetro pequeño en la punta, la carga tiende a ser tomada por la longitud de mayor diámetro a través de fricción y, al penetrar, la capacidad por punta no se incrementa considerablemente, tendiéndose a una carga final dada por la máxima resistencia por fricción de la parte superior del pilote. Al no presentarse considerable resistencia por punta, la capacidad por fricción puede alcanzar un máximo y comenzar a disminuir, como ocurrió en una de las pruebas. Sin embargo, en la mayoría de los casos al alcanzar la capacidad máxima ésta no comienza a disminuir debido a que el mínimo apoyo que se tiene en la punta no permite el asentamiento rápido del pilote y, por tanto, que la capacidad disminuya súbitamente.

Debido a que los tiempos de reposo son muy pequeños, no es posible observar una tendencia de a a incrementarse con éstos. Se observa que b tiende a un valor constante de 0.1 ton/mm y D^* , a pesar de la dispersión, parece tender también a un valor constante de alrededor de 12 mm.

Pruebas: Nonoalco-Tlatelolco (Ref. 24). (figuras 148 a 152).

Con el fin de estudiar el comportamiento de pilotes de concreto reforzado de distintos tipos en el Valle de México, el Instituto de Ingeniería realizó una serie de pruebas de carga en el Conjunto Urbano Nonoalco - Tlatelolco. La estratigrafía del sitio se resume en la siguiente figura:

	qu (ton/m ²)
0m	
Capa superficial	12
5m	
Arcilla con lentes de arena y limo	6
17m	
Arena limosa	22
19m	
Arcilla con lentes de arena y limo	5
29m	
Primera capa dura	6 a 13
35m	
Arcilla limosa	17
42m	
Depósitos profundos	5 a 81

FIGURA 147. Estratigrafía del sitio Nonoalco-Tlatelolco.

Los pilotes ensayados tienen las siguientes características:

Pilotes convencionales (C1 y C2): Diámetro constante de 35 cm y 26 m de longitud.

Pilote mixto (M1): Diámetro de 12.5 cm en los 16 m inferiores y 35 cm en los 27 m siguientes.

Pilotes delgados (D1 y D2): Pilotes zunchados, con diámetro constante de 12.5 cm y 28 y 32 m de longitud, respectivamente.

Todos los pilotes fueron hincados a presión.

Las pruebas se realizaron con una velocidad de carga constante de 20 ton/ hora hasta llegar a la carga máxima y posteriormente se continuó con una velocidad de deformación de 5 mm/min.

A continuación se presentan los resultados de las pruebas junto con esquemas que muestran las características estratigráficas del sitio y los tiempos de reposo.

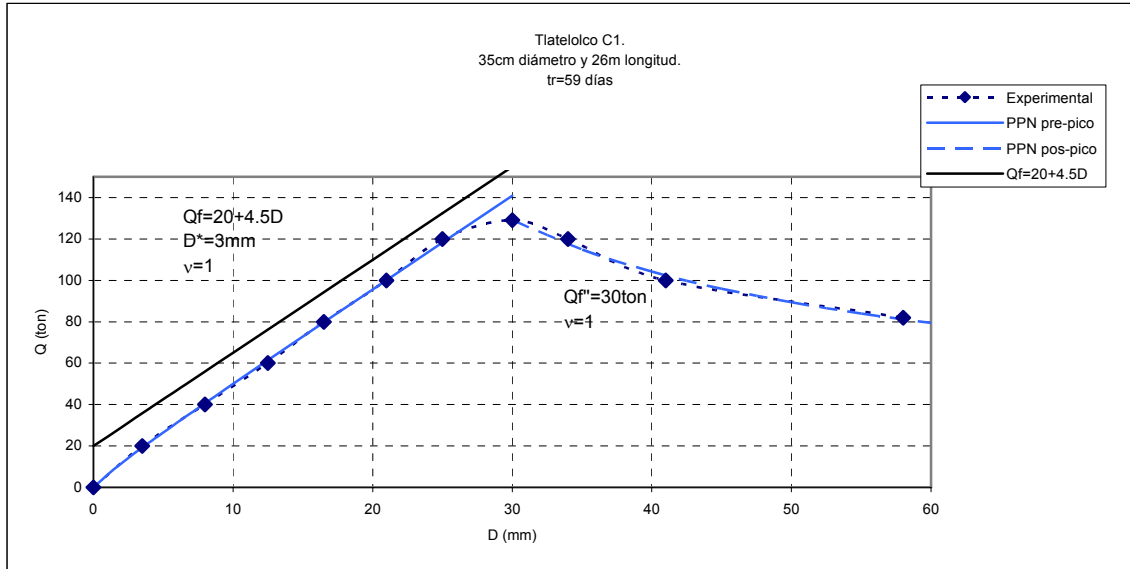


FIGURA 148. Prueba de Compresión. Tlatelolco, C1.

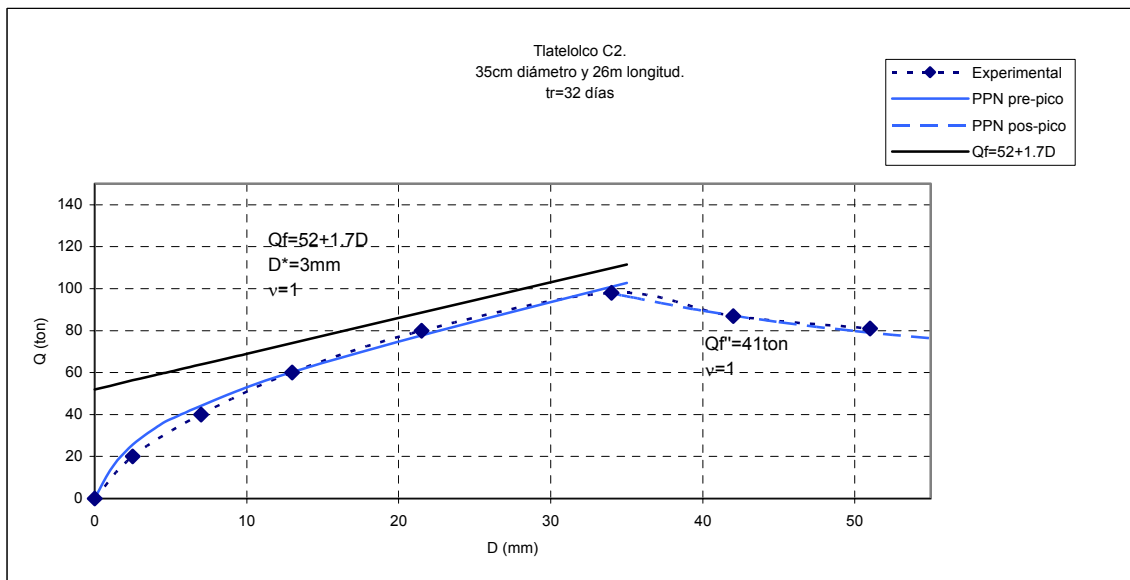


FIGURA 149. Prueba de Compresión. Tlatelolco, C2.

Los pilotes C1 y C2 se encuentran apoyados en un estrato de arcilla blanda, por lo que su aportación por punta es muy baja y prácticamente la totalidad de su capacidad está dada por su resistencia por fricción. Debido a lo anterior, la capacidad el elemento alcanza un máximo y luego tiende a disminuir.

Cabe mencionar que las ramas de carga pre-pico resultaron muy diferentes, lo que puede indicar que realmente las características del suelo variaron de un punto a otro, o bien, el tiempo de reposo está influyendo de manera tal que a disminuye conforme éste aumenta (lo cual no parece lógico), b aumenta junto con tr y D^* es constante.

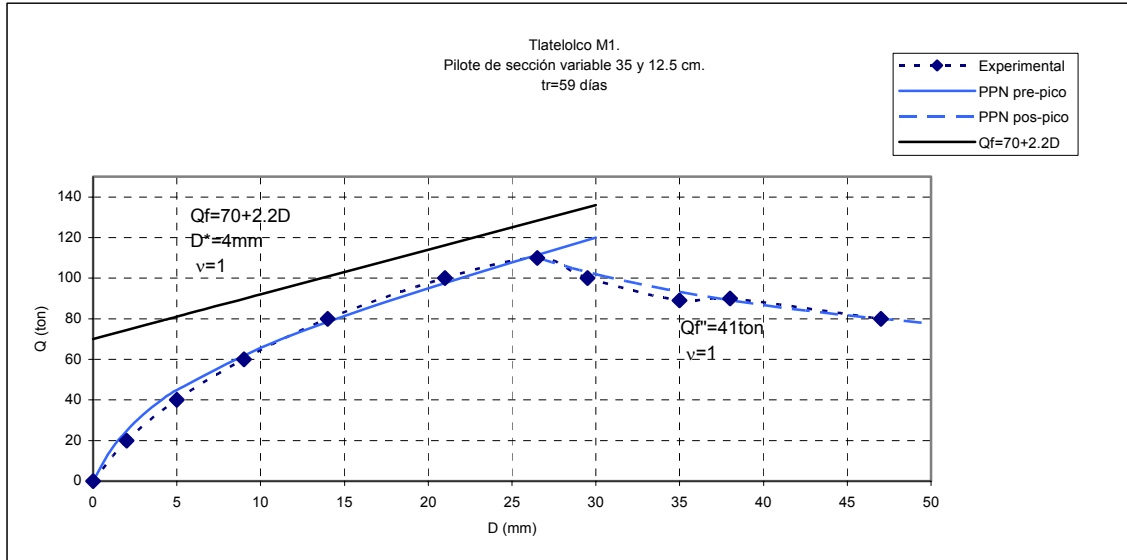


FIGURA 150. Prueba de Compresión. Tlatelolco, M1.

De manera semejante a lo observado en las pruebas efectuadas en la colonia Jardín Balbuena, el pilote M1, de sección variable, presenta un trabajo únicamente por fricción, al parecer en su parte superior, y la aportación por punta es mínima. En este caso la carga alcanza un máximo y luego tiene a disminuir debido a que la punta no genera gran impedimento para que el pilote penetre rápidamente y la carga disminuya.

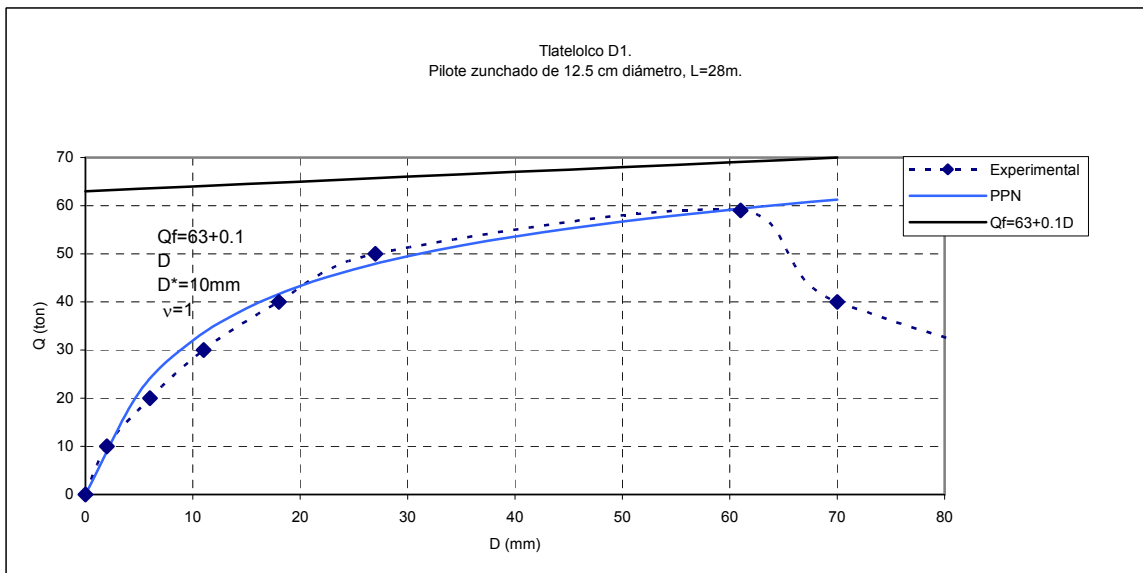


FIGURA 151. Prueba de Compresión. Tlatelolco, D1.

El pilote D1 se encontraba apoyado en un estrato de arcilla blanda por lo que su trabajo es prácticamente por fricción y la capacidad por punta es casi nula. La repentina pérdida de carga es debido a una falla estructural del pilote.

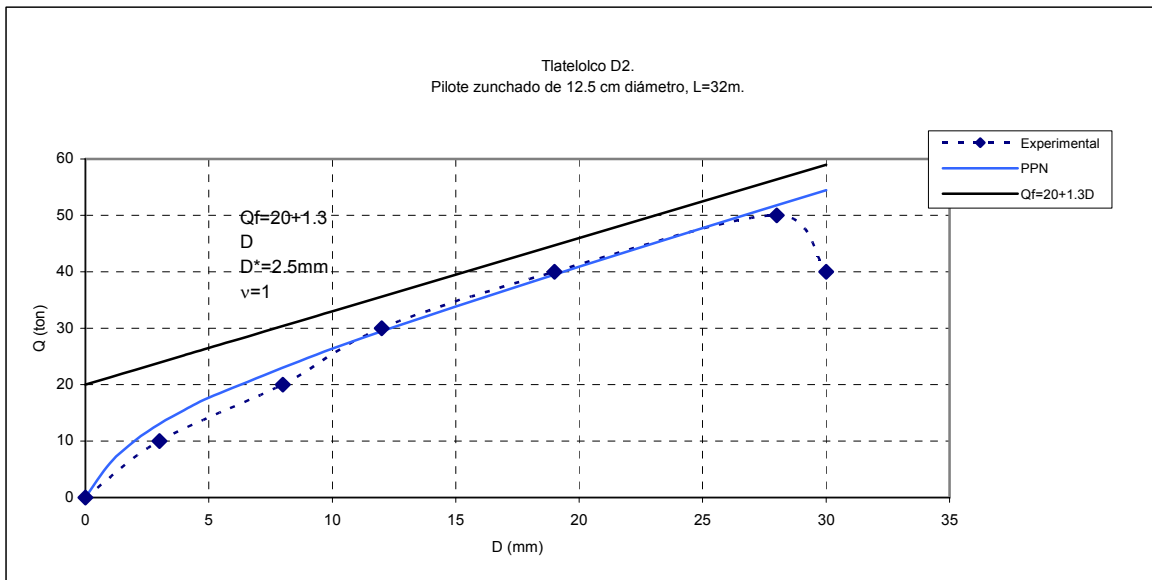


FIGURA 152. Prueba de Compresión. Tlatelolco, D2.

En el caso del pilote D2, los resultados de la prueba parecen mostrar que esta vez sí se tenía aportación por parte de la punta, debido a que ésta se encontraba apoyada en un estrato firme, por lo que la capacidad tendía a aumentar junto con el desplazamiento. A diferencia de los pilotes de sección mixta, en éste caso sí se tiene aportación por parte de la punta, a pesar de su pequeño diámetro, debido a que la sección es constante a lo largo de todo el elemento, lo que no permite la concentración de la carga en ninguna zona. Sin embargo, se presentó la falla estructural del pilote y la prueba tuvo que detenerse.

Ahora, con el fin de realizar un análisis de los resultados anteriores junto con aquellos obtenidos de los análisis previos, se agruparon en la tabla 11 los resultados de las pruebas con que se cuenta efectuadas en la zona del lago del Valle de México y para los cuales se conocen los tiempos de reposo.

De lo anterior puede decirse lo siguiente:

- Para los casos de las pruebas Hospital Zaragoza e IMCE, se ensayaron en cada caso dos elementos con las mismas características, y tiempos de reposo, observándose iguales valores de a , b y D^* para cada par de pruebas.
- En el caso de las pruebas Rangel 4 y 5, efectuadas en el mismo sitio y sobre elementos con las mismas características sólo que con tiempos de reposo diferentes, se observa que, como era de esperarse debido al efecto de tixotropía, a tiende a aumentar con el tiempo de reposo. Por otra parte, b y D^* se mantienen constantes con el tiempo.
- Para las pruebas denominadas Balbuena, debido a que los elementos ensayados presentan las mismas características y los tiempos de reposos son muy pequeños, no se observa un

incremento de a con el tiempo. Por su parte, a pesar de cierta dispersión, puede decirse que b y D^* tienden a valores constantes.

- Para los ensayos denominados Tlatelolco C1 y C2, se observa un comportamiento diferente en los parámetros: a tiende a disminuir con el tiempo de reposo, mientras que b tiende a aumentar. Por su parte, D^* tiende a un valor constante. Se estima que la contrariedad entre la conclusión anterior y las mencionadas anteriormente, es debida a la erraticidad del suelo entre los diferentes puntos en que se realizaron las pruebas.

A pesar de la escasa información con que se cuenta y de las diferencias que se encontraron, en conclusión, puede decirse que:

- Debido al efecto tixotrópico, a tiende a incrementarse con el tiempo de reposo.
- Los parámetros b y D^* son valores constantes independientes del tiempo de reposo.

Se estima que a tiempos de reposo grandes, en sitios con suelos primordialmente cohesivos y donde se presenta hundimiento regional, tales que los efectos de la fricción negativa sean considerables, la forma de las curvas carga vs. desplazamiento cambie de la típica a la mostrada en la siguiente figura:

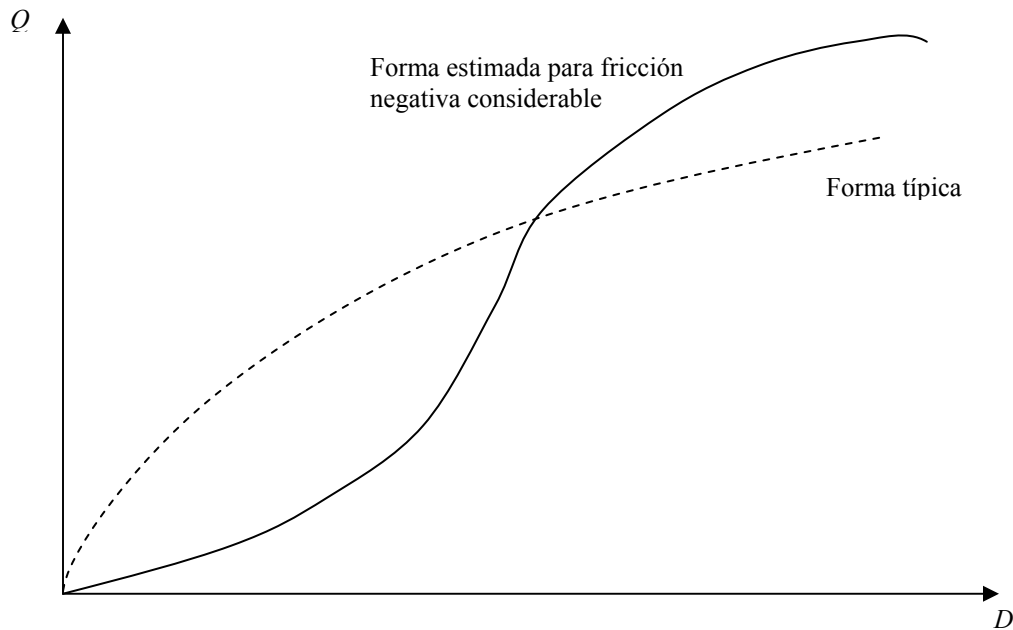


FIGURA 153. Forma estimada de la curva Q vs. D cuando la fricción negativa es considerable.

Lo anterior se puede entender si pensamos que al efectuar una prueba de carga sobre un pilote afectado por fricción negativa, al inicio de la prueba el pilote no toma carga real sino que la carga aplicada se emplea para invertir el signo de la fricción, después de lo cual se inicia la verdadera toma de carga por el elemento.

De esta manera puede esperarse que el ajuste de las curvas con dicho comportamiento pueda realizarse mediante el modelo que se ha estado empleando a lo largo de este trabajo (función de sensibilidad), pero con un valor de ν seguramente igual a 0.2 ó 0.5 aproximadamente (ver figura 11).

El efecto del tiempo, así como lo descrito en el párrafo anterior debe ser estudiado más a fondo en trabajos subsecuentes a éste.

4. Conclusiones.

Dadas las incertidumbres que se manejan tanto en las técnicas analíticas y numéricas que se emplean para la predicción de la capacidad de carga de una pila o pilote, así como en la definición experimental de parámetros confiables del suelo aplicables a los modelos con que se cuenta, la necesidad de realizar pruebas de carga se ve justificada a pesar del costo y tiempo que éstas conllevan.

El Principio de Proporcionalidad Natural, cuyo fundamento filosófico establece que la naturaleza es simple y bella, ha dado origen hasta el momento a cuatro funciones relativas al comportamiento de los geomateriales: función de sensibilidad, función invertida y función normal pre-pico y función de ductilidad pos-pico.

Con base en la idea de que las funciones anteriores se ajustan a los distintos comportamientos que pueden presentar los geomateriales y todos los fenómenos relacionados con ellos, se postuló la idea de que el comportamiento de las pilas y pilotes sometidos a una prueba de carga podía modelarse con alguna de estas funciones.

Conocido el comportamiento típico de los pilotes y pilas sometidos a pruebas de carga, así como la forma de las correspondientes curvas desplazamiento vs. carga, se determinaron las ecuaciones teóricas que modelan el comportamiento de dichos elementos bajo sollicitaciones verticales de compresión y tensión, así como de carga lateral. Dichas ecuaciones están basadas en las funciones de sensibilidad y ductilidad. De igual manera, con base en las ideas del Principio, pudo obtenerse una ecuación para modelar el comportamiento de las ramas de descarga o recarga.

Así, teóricamente, es posible modelar el comportamiento desplazamiento vs. carga de un pilote o pila sometido a cargas verticales u horizontales en cualquiera de sus ciclos de carga o descarga. Se ha observado que en una prueba de carga formada por varios ciclos de carga y descarga, todas las ramas de carga parecen tender hacia una misma rama general de carga, la que se obtendría si no se hubieran aplicado ciclos de carga y descarga, que es la que se modeló con la función obtenida con el Principio de Proporcionalidad Natural.

Para pruebas de tensión o de carga lateral, el modelo para la rama de carga pre-pico requiere de tres parámetros Q_f (carga para la cual se presenta el desplazamiento infinito), D^* (desplazamiento característico, es decir, el desplazamiento para la mitad de Q_f) y ν (constante de proporcionalidad adimensional); para la rama pos-pico simplemente se requiere conocer el valor del coeficiente de ductilidad y un punto de dicha rama, el cual puede ser el correspondiente al pico.

En el caso de pruebas de compresión, considerando incremento lineal de Q_f con el desplazamiento, el modelo para la rama de carga requiere de cuatro parámetros a y b (constantes que definen a Q_f), D^* y ν . En caso de que subyaciendo al estrato de apoyo de la punta del pilote o pila ensayado se localice un estrato más compresible, el incremento de la carga con el desplazamiento puede alcanzar un pico, en cuyo caso la rama pos-pico

requiere para su definición aproximada en un corto intervalo de dos parámetros: Q_f'' (carga final para desplazamiento infinito) y ν . Se espera que para este tipo de pruebas la rama pospico alcance un mínimo a partir del cual comience de nuevo a incrementarse convirtiéndose en otra rama seguramente sin pico.

Con el fin de estudiar el comportamiento de los parámetros anteriores y comprobar la validez del modelo establecido, se interpretaron un considerable número de pruebas de carga de los tres tipos más comunes: compresión, tensión y carga lateral, bajo condiciones estratigráficas diversas y mayormente bajo el procedimiento de prueba de carga controlada.

Con base en los análisis, enfocados principalmente a la rama general de carga, se puede concluir lo siguiente:

Pruebas de compresión:

- Se estima que $Q_{fu} \approx a$, o bien, que Q_{fu} es ligeramente mayor que a . El parámetro a representaría la capacidad del elemento ensayado si ésta no aumentara con la profundidad ($b=0$).
- Se estima que D^* y b son constantes que dependen del tipo de suelo en que se encuentra el pilote o pila, y más aún, del tipo de trabajo que desarrolla preponderantemente (punta, fricción o ambas).
- En base al conjunto de pruebas interpretadas, se estima que para pilotes trabajando por fricción en estratos de arcilla blanda con intercalaciones de arena (como es el caso de la zona del lago en el Valle de México) D^* y b tienen valores cercanos a 6 mm y 5 ton/mm, respectivamente.
- Se estima que a es aproximadamente el 82% de la capacidad obtenida como el promedio de las estimaciones de los métodos tradicionales de interpretación de curvas carga vs. desplazamiento.

Pruebas de tensión:

- Con base en el conjunto de pruebas interpretadas se estima que la relación entre Q_f y Q_{fu} es prácticamente lineal.
- En el caso de las pruebas efectuadas en Utah, sobre suelos formados principalmente por arenas y gravas, puede afirmarse que Q_{fu} es, en promedio, el 8% de Q_f .
- No se detectó una relación clara entre D^* y la longitud, diámetro, área lateral o capacidad de carga teórica del elemento ensayado.
- Para los suelos granulares (arenas y gravas) característicos del estado de Utah (Ref. 19) y pilotes ensayados a tensión, el desplazamiento característico vale aproximadamente 4mm.

- Para el conjunto de pruebas interpretadas, principalmente en suelos constituidos por arenas y gravas, el valor promedio de capacidad de carga, obtenido con los métodos tradicionales de interpretación, es aproximadamente igual al 70% de Q_f .

Pruebas de carga lateral:

- El método de Broms para calcular la capacidad de pilas o pilotes bajo solicitaciones laterales parece ser adecuado y apegado a los resultados reales de campo.
- La relación entre la capacidad teórica estimada con el método de Broms y Q_f parece ajustarse adecuadamente a una recta con pendiente unitaria.
- Los valores de capacidad de carga promedio, obtenidos de los métodos tradicionales de interpretación, son prácticamente el 70% del valor de Q_f .
- No se detectó una relación clara de D^* con las capacidades de carga estimadas.
- Para los suelos de tipo aluvial (arenolimosos) con estratigrafía errática, característicos de Lázaro Cárdenas, Michoacán (Ref. 21), el valor de D^* para pruebas de carga lateral es aproximadamente 6 mm.

El efecto del tiempo de reposo fue estudiado en base a dos grupos de pruebas de carga efectuadas en el mismo sitio (dentro del Valle de México), junto con algunos de los resultados de los análisis previos. Las conclusiones obtenidas son:

- Debido al efecto tixotrópico, a tiende a incrementarse con el tiempo de reposo.
- Los parámetros b y D^* son valores constantes independientes del tiempo de reposo.
- Se estima que a tiempos de reposo grandes, en sitios con suelos primordialmente cohesivos y donde se presenta hundimiento regional, tales que los efectos de la fricción negativa sean considerables (como es el caso de la zona del lago en el Valle de México), la forma de las curvas carga vs. desplazamiento cambie de la típica a una tal que deba ajustarse mediante el modelo que se ha presentado a lo largo de éste trabajo (función de sensibilidad), pero con un valor de ν que varíe seguramente entre 0.2 y 0.5 aproximadamente.

Finalmente puede afirmarse que:

- El modelo obtenido con base en el Principio de Proporcionalidad Natural, usando la función de sensibilidad, se ajusta adecuadamente al comportamiento de los pilotes y pilas bajo solicitaciones verticales y horizontales con valor de ν de 1 para todas sus ramas.

Sin embargo, no se descarta que, debido al efecto de factores que inducen cierta capacidad de carga adicional a la del propio pilote o pila, existan resultados tales

que la forma de la curva carga vs. desplazamiento sea diferente a la típica, debiendo emplearse otro tipo de modelo con forma diferente (función invertida, por ejemplo, con ν de 2 ó 3, como se obtuvo para algunas pruebas de carga lateral sobre grupos de pilotes en los cuales la plataforma que los une en su cabeza aporta cierta capacidad para tomar carga), o bien, el mismo modelo empleando la función de sensibilidad, pero con valores de ν menores de 1 (como se prevé para el caso de pruebas de compresión en pruebas efectuadas en zonas donde el hundimiento regional es considerable y parte de la carga debe emplearse para eliminar la fricción negativa).

- Para pruebas de compresión puede decirse que $a \approx Q_{fu}$, mientras que b y D^* son constantes que dependen del tipo de suelo en que se encuentra el pilote o pila, así como del tipo de trabajo que desarrolla preponderantemente.
- Se estima que para pilotes trabajando por fricción en estratos de arcilla blanda con intercalaciones de arena (como es el caso de la zona del lago en el Valle de México) D^* y b tienen valores cercanos a 6 mm y 5 ton/mm, respectivamente.
- Para pruebas de tensión o carga lateral la relación entre Q_f y la capacidad de carga teórica estimada de los elementos ensayados es lineal y, en general, la capacidad de carga estimada en base a los métodos tradicionales de interpretación de los resultados de las pruebas de carga es 70% de Q_f . Por su parte, D^* es una constante que depende del sitio y del tipo de trabajo que esté desarrollando el elemento ensayado, por ejemplo, para los suelos granulares característicos del estado de Utha y pilas trabajando a tensión D^* vale 4 mm; para Lázaro Cárdenas Michoacán y elementos sometidos a carga lateral D^* vale 6 mm.
- En pruebas de compresión a se incrementa con el tiempo de reposo, mientras que b y D^* son independientes de éste.

El presente trabajo representa un estudio del comportamiento de pilotes y pilas sometidos a pruebas de carga, a partir del Principio de Proporcionalidad Natural. Las conclusiones obtenidas deben ser complementadas mediante el análisis de más resultados de pruebas de carga, no solo en el Valle de México sino en otros sitios, dando la debida importancia al efecto del tiempo de reposo, cuando se trate de arcillas.

Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el Principio de Proporcionalidad Natural

Tabla 2. Pruebas de Compresión (resumen).

PRUEBA	Ap (cm2)	Al (m2)	a (ton)	b (ton/mm)	D* (mm)	Qfu (ton)	Qpu (ton)	Qu (ton)	Suelo predominante
Circuito Exterior Mexiquense	3600	70	170	1.8	4	148	671	819	FAS
Hospital Zaragoza 1	2827	93	60	5.8	2	200	5	205	FAS y FAI
Hospital Zaragoza 2	2827	93	80	4	2	200	5	205	FAS y FAI
Hotel Rivera del Sol	1964	32	190	0.1	2	157	21	178	arcilla limosa, arena arcillosa
ICA-FD	1600	34	100	10	1.8	150	12	162	arena fina, arcilla dura
IMCE 1	1225	28	180	15	0.4	106	837	943	arcilla y limo compresible FAS
IMCE 2	1225	28	180	15	0.7	112	194	306	FAS
INNOPACK 1	1600	17.6	40	5.8	0.7	66	154	220	limo arcilloso arena fina
INNOPACK 2	1600	17.6	45	12	0.7	70	174	244	limo arcilloso arena fina
INNOPACK 3	1600	17.6	75	0.15	5	70	179	249	limo arcilloso arena fina
Jaime 1	900	6	40	1.2	5	18	2.4	20.4	ademe, arcilla con vetas arena
Puente Coatzacoalcos	6362	71	400	4.5	10	338	57	395	arena limosa, limo areno arcilloso, arcilla dura
Puente Papaloapan	238	104	140	9.5	4	812	1.29	813.29	arcilla blanda, arena compacta punta
Rangel 1	2025	77	300	2.7	10	332	3318	3650	FAS, FAI hasta DP
Rangel 2	1600	41	250	3.2	13	107	3	110	FAS hasta capa dura
Rangel 3	3600	72	110	5	2.8	141	6	147	FAS
Rangel 5	1600	45	50	1.4	7	147	5	152	FAS
Rangel 6	2827	19	105	1	0.06	115	20	135	arena arcillosa arcilla arenosa(transicion)
Rangel 7	3632	56	340	4.7	20	569	6511	7080	arena limosa suelta a compacta, dep aluviales
Madero LPT-01	684	30	180	8	4	153	238	391	arena - arcilla -arena- arcilla
Madero LPT-02	684	30	180	10	4.5	153	238	391	arena - arcilla -arena- arcilla
Periférico (Distr. Vial)	2827	42	400	70	3.3	328	3086	3414	arena limosa, arena compacta punta
Torre Mayor (punta)	3848	74.8	360	0.1	65	231	1818	2049	Depósitos profundos
Torre Mayor (fricción)	3848	74.8	1050	0.1	7.5	231	1818	2049	FAS, FAI hasta DP
Torre Mayor (punta y fricción)	3848	74.8	1350	0.1	13	231	1818	2049	FAS, FAI hasta DP

Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el Principio de Proporcionalidad Natural

Tabla 3. Pruebas de Compresión en el Valle de México.

PRUEBA	Ap (cm2)	Al (m2)	a (ton)	b (ton/mm)	D* (mm)	Qfu (ton)	Qpu (ton)	Qu (ton)	Zona o suelo predominante
Circuito Exterior Mexiquense	3600	70	170	1.8	4	148	671	819	Oriente Lago Texcoco
Hospital Zaragoza	2827	93	60	5.8	2	200	5	205	FAS y FAI
Hospital Zaragoza	2827	93	80	4	2	200	5	205	FAS y FAI
IMCE 1	1225	28	180	15	0.4	206	837	1043	Hipódromo Condesa
IMCE 2	1225	28	180	15	0.7	112	194	306	Hipódromo Condesa
Jaime 1	900	6	40	1.2	5	18	2.4	20.4	FAS
Rangel 1	2025	77	300	2.7	10	332	3318	3650	Lago (apoyado DP)
Rangel 2	1600	41	250	3.2	13	107	3	110	Lago (apoyado PCD)
Rangel 3	3600	72	110	5	2.8	141	6	147	FAS
Rangel 5	1600	45	50	1.4	7	147	5	152	FAS
Rangel 6	2827	19	105	1	0.06	115	20	135	Transición
Rangel 7	3632	56	340	4.7	20	569	6511	7080	Transición
Periférico (Distr. Vial)	2827	42	400	70	3.3	328	3086	3414	Transición
Torre Mayor (punta)	3848	74.8	360	0.1	65	231	1818	2049	Depósitos profundos
Torre Mayor (fricción)	3848	74.8	1050	0.1	7.5	231	1818	2049	FAS, FAI hasta DP
Torre Mayor (punta y fricción)	3848	74.8	1350	0.1	13	231	1818	2049	FAS, FAI hasta DP

Tabla 4. Ajuste con métodos tradicionales de interpretación. Pruebas de Compresión.

COMPRESION								
NOMBRE	a (ton)	b (ton/mm)	D* (mm)	DAVISSON (ton)	CHIN (ton)	BUTLER- HOY (ton)	DE BEER (ton)	Qf prom (ton)
Circ Ext Mex	170	1.8	4	140	200	120	132	130.67
H zaragoza 1	60	5.8	2	120	200			160.00
H zaragoza 2	80	4	2	135	200			167.50
H Rivera Sol	190	0.1	2	185	167	170	182	176.00
ICA-FD	100	10	1.8	185	250		178	204.33
IMCE1	180	15	0.4	300	500	180	285	316.25
IMCE2	180	15	0.7	340	1000	230	390	320.00
INNOPACK1	40	5.8	0.7	83	125			104.00
INNOPACK2	45	12	0.7	57	100	62	69	62.67
INNOPACK3	75	0.15	5	53	100	62	65	60.00
JAIME1	40	1.2	5	49	100		44	46.50
COATZACOALCOS	400	4.5	10	410		430	430	423.33
PAPALOAPAN 1	140	9.5	4	385			385	385.00
RANGEL1	300	2.7	10	300	1000	520	560	460.00
RANGEL2	250	3.2	13	220	235	220	210	221.25
RANGEL3	110	5	2.8	139	200	120	134	131.00
RANGEL5	50	1.4	7	60	100	75	62	65.67
RANGEL6	105	1	0.06		100	75	88	81.50
RANGEL7	340	4.7	20	410	1000	900		950.00
LPT-01	180	8	4	260	500	250	245	251.67
LPT-02	180	10	4.5	200	500		190	195.00
PERIFERICO	400	70	3.3		833		800	816.50
Torre M (P)	360	0.1	65	260	286	260	280	271.50
Torre M (F)	1050	0.1	7.5	780	1000	800	850	857.50
Torre M (PyF)	1350	0.1	13	990	1000	990	950	982.50

Tabla 6. Pruebas de Tensión (resumen)

PRUEBA	PERIMETRO (cm)	DIAMETRO (cm)	LONGITUD (m)	AREA LAT (m2)	Qf (ton)	D* (mm)	ϕ	σ_d (ton/m2)	Qfu (ton)
MW1	163.4	52	1.5	2.451	13	3	34	2.67	1.1
MW2	163.4	52	3	4.902	41	4.8	34	5.15	4.26
ME1	207.3	66	3	6.219	60	3.2	37	4.25	4.98
ME2	131.95	42	1.5	1.97925	30	8	38	1.74	0.67
ME3	197.92	63	4.5	8.9064	110	3.7	38	8.2	14.26
ME4	160.22	51	6	9.6132	250	1.03	38	11.48	21.56
CW1	157.08	50	1.5	2.3562	8	0.9	35	1.82	0.75
CW2	175.93	56	3	5.2779	43	4.5	35	5.04	4.66
CW3	166.5	53	4.5	7.4925	75	4.3	35	8.66	11.36
CW4	163.36	52	6	9.8016	112	3.3	38	11.15	21.35
PV1	191.6	61	1.5	2.874	30	12	37	1.96	1.06
PV2	210.5	67	3	6.315	90	10.7	37	5.7	6.78
PV3	226.19	72	4.5	10.17855	170	5.7	38	8.56	17.02
PV4	210.5	67	6	12.63	210	4.5	38	11.43	28.2
MT1	163.36	52	1.5	2.4504	66	2.8	41	1.75	0.93
MT2	188.5	60	3	5.655	100	3.2	40	4.85	5.75
MT3	188.5	60	4.5	8.4825	200	7.4	40	7.17	12.76
SF1	166.5	53	1.5	2.4975	24	2.6	40	2.28	1.19
SF2	185.35	59	3	5.5605	112	3.7	40	5.8	6.77
SF3	182.21	58	3.5	6.37735	180	5.6	40	6.7	8.96
AF1	194.78	62	1.5	2.9217	30	2.8	37	2.6	1.43
AF2	194.78	62	3	5.8434	110	2.3	37	5.7	6.27
AF3	216.77	69	4.5	9.75465	180	3.8	37	7.6	13.97
AF4	194.78	62	6	11.6868	240	4.4	37	10.85	23.89
Jaime	120	38	5	6	70	18	0		18
Madero LPT-01	126	40	24	30.24	87	2	21	22.8	152.75
Madero LPT-02	126	40	24	30.24	70	1.8	21	22.8	152.75
Madero LPT-03	157	50	26	40.82	132	3.1	21	22.8	152.75

Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el Principio de Proporcionalidad Natural

Tabla 7. Pruebas de Tensión en Utah.

PRUEBA	PERIMETRO (cm)	DIAMETRO (cm)	LONGITUD (m)	AREA LAT (m ²)	Qf (ton)	D* (mm)	φ	σd (ton/m ²)	Qfu (ton)	Qfu/Qf
MW1	163.4	52	1.5	2.451	13	3	34	2.67	1.1	0.0846
MW2	163.4	52	3	4.902	41	4.8	34	5.15	4.26	0.1039
ME1	207.3	66	3	6.219	60	3.2	37	4.25	4.98	0.0830
ME2	131.95	42	1.5	1.97925	30	8	38	1.74	0.67	0.0223
ME3	197.92	63	4.5	8.9064	110	3.7	38	8.2	14.26	0.1296
ME4	160.22	51	6	9.6132	250	1.03	38	11.48	21.56	0.0862
CW1	157.08	50	1.5	2.3562	8	0.9	35	1.82	0.75	0.0938
CW2	175.93	56	3	5.2779	43	4.5	35	5.04	4.66	0.1084
CW3	166.5	53	4.5	7.4925	75	4.3	35	8.66	11.36	0.1515
CW4	163.36	52	6	9.8016	112	3.3	38	11.15	21.35	0.1906
PV1	191.6	61	1.5	2.874	30	12	37	1.96	1.06	0.0353
PV2	210.5	67	3	6.315	90	10.7	37	5.7	6.78	0.0753
PV3	226.19	72	4.5	10.17855	170	5.7	38	8.56	17.02	0.1001
PV4	210.5	67	6	12.63	210	4.5	38	11.43	28.2	0.1343
MT1	163.36	52	1.5	2.4504	66	2.8	41	1.75	0.93	0.0141
MT2	188.5	60	3	5.655	100	3.2	40	4.85	5.75	0.0575
MT3	188.5	60	4.5	8.4825	200	7.4	40	7.17	12.76	0.0638
SF1	166.5	53	1.5	2.4975	24	2.6	40	2.28	1.19	0.0496
SF2	185.35	59	3	5.5605	112	3.7	40	5.8	6.77	0.0604
SF3	182.21	58	3.5	6.37735	180	5.6	40	6.7	8.96	0.0498
AF1	194.78	62	1.5	2.9217	30	2.8	37	2.6	1.43	0.0477
AF2	194.78	62	3	5.8434	110	2.3	37	5.7	6.27	0.0570
AF3	216.77	69	4.5	9.75465	180	3.8	37	7.6	13.97	0.0776
AF4	194.78	62	6	11.6868	240	4.4	37	10.85	23.89	0.0995
									promedio	0.0823

Tabla 8. Ajuste con métodos tradicionales de interpretación. Pruebas de Tensión.

TENSION								
NOMBRE	Qf (JUAREZ) (ton)	D* (mm)	DAVISSON (ton)	CHIN (ton)	BUTLER- HOY (ton)	DE BEER (ton)	Qf prom (ton)	Qf/Qf(JUAREZ)
MW1	13	3	11	13.3	9	6.5	9.95	76.538
MW2	41	4.8	28	40	26	22	25.3333333	61.789
ME1	60	3.2		125	32	39	35.5	59.167
ME2	30	8	16	40	9	16	13.6666667	45.556
ME3	110	3.7	90		60	89	79.6666667	72.424
ME4	250	1.03			70		70	28.000
CW1	8	0.9	8	10	7.5	4	7.375	92.188
CW2	43	4.5	41		36	34	37	86.047
CW3	75	4.3	55		55	49	53	70.667
CW4	112	3.3	90	100	85	82	89.25	79.688
PV1	30	12	16	28	11	9	16	53.333
PV2	90	10.7	55	100	35	46	45.3333333	50.370
PV3	170	5.7	120	200	100	116	112	65.882
PV4	210	4.5	180	333		173	176.5	84.048
MT1	66	2.8	50	67	45	44	51.5	78.030
MT2	100	3.2	78		55	68	67	67.000
MT3	200	7.4	130	250		122	126	63.000
SF1	24	2.6	20	33		12	21.6666667	90.278
SF2	112	3.7	80		45	77	67.3333333	60.119
SF3	180	5.6	122		60	120	121	67.222
AF1	30	2.8	25	40		18	27.6666667	92.222
AF2	110	2.3	95	100	75	87	89.25	81.136
AF3	180	3.8	140	200	70	132	136	75.556
AF4	240	4.4	175	250		168	171.5	71.458
JAIME	70	18	32			26	29	41.429
LPT-01	87	2	70	77	60	60	66.75	76.724
LPT-02	70	1.8		100		42	71	101.429
LPT-03	132	3.1	102	285	90	93	95	71.970
							PROMEDIO	70.117

Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el Principio de Proporcionalidad Natural

Tabla 9. Pruebas de Carga Lateral.

Estrato	Suelo	Inicio (m)	Término (m)	espesor (m)	Prueba	Sitio	Procedimiento de hincado	Tipo de prueba de carga lateral	Tipo de trabajo estimado	Tipo de sección de la pila o pilote	Diámetro o lado (cm)	Perímetro (cm)	Longitud (m)	Tiempo reposo (meses)	Qf (ton)	D' (mm)	Observaciones	No. Golpes SPT	c (T/m ²)	c prom (T/m ²)	φ (°)	φ prom (°)	γ (T/m ³)	Prof. NAF (m)	γ (T/m ³)	γprom (T/m ³)	Qu fricción (T)	Qu cohesión (T)	Qu promedio (T)		
1	Arcilla azulesca	0	1.5	1.5	ICA-FD	Campeche	Hincado a golpes con pert. Previa	Carga controlada		Cuadrado	40		21.5	1	29	11		3	3	4.01	0			1.87	1.5	1.87	1.06	0	33.5177674	33.5177674	
2	Arcilla azulesca	1.5	4	2.5														6	6					0		1.86					0.86
3	Arena fina	4	6	2														15	2					0		1.97					0.97
4	Arcilla dura	6	10	4														21	8.3					0		1.93					0.93
5	Arcilla azul medio	6	20	14														18	2.6					0		1.92					1.92
6	Arcilla	20	21.5	1.5														35	3.6					0		2.12					2.12
1	Arcilla	0	2	2	Madero LPT-01	Tamaulipas	Hincado a golpes s/gert. Previa	Carga controlada		Centrífugados 27cm diam. Interior	40		24	3	27	12.3															
2	Arcilla	2	4	2	Madero LPT-02	Tamaulipas	Hincado a golpes s/gert. Previa	Carga controlada		Centrífugados 27cm diam. Interior	40		24	3	17	6															
1	Arcilla	0	1.5	1.5														10	2.5	2.79	17.79		1.5	1.9	0.95	1.9	607.71168	26.0754	316.89354		
2	Arcilla	1.5	3.5	2														1	2.5					0		1.7				0.7	
3	Arcilla media	3.5	7	3.5														7	7					0		1.95				0.95	
4	Arcilla	7	15.5	8.5														1	2.5					0		1.77				0.77	
5	Arcilla media	15.5	19.5	4														29	4					0		1.9				1.9	
6	Arcilla azulesca	19.5	22	2.5														30	5					0		1.86				0.86	
7	Arcilla	22	24	2														35	2					0		2.1				2.1	
1	Barro	0	1	1	SICARTSA B1 LARGO	Lázaro Cárdenas Mich	Pila	Deformación controlada 5mm		Oblonga 1.8x0.6m	180		13.3	no se indica	90	5		5	2	1.00	31.58		2	1.3	0.48	1.3	710.22798	19.0082707	364.6181263		
2	Limo	1	6	5														12	2.25					0		1.3				0.3	
3	Limo arenoso	6	8	2														15	0					0		1.4				0.4	
4	Arcilla	8	12	4														35	0					0		1.5				0.5	
5	Arcilla cigravias	12	13.3	1.3														50	0					0		1.6				0.6	
6	Arcilla	13.3	15	1.7														50	0					0		1.6				0.6	
1	Barro	0	1	1	SICARTSA B1 CORTO	Lázaro Cárdenas Mich	Pila	Deformación controlada 5mm		Oblonga 1.8x0.6m	60		13.3	no se indica	70	5		5	2	1.00	31.58		2	1.3	0.48	1.3	236.74266	7.41230308	122.077345		
2	Limo	1	6	5														12	2.25					0		1.3				0.3	
3	Limo arenoso	6	8	2														15	0					0		1.4				0.4	
4	Arcilla	8	12	4														35	0					0		1.5				0.5	
5	Arcilla cigravias	12	13.3	1.3														50	0					0		1.6				0.6	
6	Arcilla	13.3	15	1.7														50	0					0		1.6				0.6	
1	Srauarcia compacta	0	2	2	SICARTSA B2 LARGO	Lázaro Cárdenas Mich	Pila	Deformación controlada 5mm		Oblonga 1.8x0.6m	180		13.3	no se indica	124	6		12	2.25	0.68	33.38		2	1.7	0.97	1.7	1679.163796	12.9112782	796.0375371		
2	Limo	2	6	4														12	2.25					0		1.85				0.85	
3	Limo arenoso	6	8	2														15	0					0		1.67				0.67	
4	Arcilla	8	12	4														35	0					0		1.68				0.68	
5	Arcilla cigravias	12	13.3	1.3														50	0					0		1.88				0.88	
6	Arcilla	13.3	15	1.7														50	0					0		1.88				0.88	
1	Srauarcia compacta	0	2	2	SICARTSA B2 LARGO	Lázaro Cárdenas Mich	Pila	Deformación controlada 5mm		Oblonga 1.8x0.6m	60		13.3	no se indica	134	16		12	2.25	0.68	33.38		2	1.7	0.97	1.7	626.387932	5.03458647	265.7112592		
2	Limo	2	6	4														12	2.25					0		1.85				0.85	
3	Limo arenoso	6	8	2														15	0					0		1.67				0.67	
4	Arcilla	8	12	4														35	0					0		1.68				0.68	
5	Arcilla cigravias	12	13.3	1.3														50	0					0		1.88				0.88	
6	Arcilla	13.3	15	1.7														50	0					0		1.88				0.88	
1	Barro	0	1	1	SICARTSA A LARGO	Lázaro Cárdenas Mich	Pila	Deformación controlada 5mm		Oblonga 1.8x0.6m	180		13.3	no se indica	140	7		40	10	2.41	29.13		2	1.3	0.55	1.3	788.04495	45.9067669	416.9758685		
2	Limo arenoso	1	4	3														30	0					0		1.05				0.05	
3	Grava con arena	4	7	3														30	0					0		1.05				0.05	
4	Arcilla con arena	7	9	2														30	0					0		1.05				0.05	
5	Grava con arena	9	12	3														45	0					0		1.55				0.55	
6	Arcilla con arena	12	13.3	1.3														45	0					0		1.55				0.55	
1	Barro	0	1	1	SICARTSA A LARGO	Lázaro Cárdenas Mich	Pila	Deformación controlada 5mm		Oblonga 1.8x0.6m	60		13.3	no se indica	117	17		40	10	2.41	29.13		2	1.3	0.55	1.3	262.88165	17.9007519	140.2912009		
2	Limo con arena	1	4	3														30	0					0		1.05				0.05	
3	Grava con arena	4	7	3														30	0					0		1.05				0.05	
4	Arcilla con arena	7	9	2														30	0					0		1.05				0.05	
5	Grava con arena	9	12	3														45	0					0		1.55				0.55	
6	Arcilla con arena	12	13.3	1.3														45	0					0		1.55				0.55	

Tabla 10. Ajuste con métodos tradicionales de interpretación. Pruebas de carga lateral.

LATERAL								
NOMBRE	Qf (JUAREZ) (ton)	D* (mm)	DAVISSON (ton)	CHIN (ton)	BUTLER- HOY (ton)	DE BEER (ton)	Qf prom (ton)	Qf/Qf(JUAREZ)
ICA-FD	29	11	17	28	15	9	17.25	59.483
B1 LARGO	90	5		83	63	70	72	80.000
B1 CORTO	70	5		63	51	60	58	82.857
B2 LARGO	124	6		125	90	60	107.5	86.694
B2 CORTO	130	16		100	70	50	85	65.385
A LARGO	140	7		118		60	118	84.286
A CORTO	117	17		100		50	100	85.470
LPT-01	27	12.3	11				11	40.741
LPT-02	17	6	11.6	7	11		9.867	58.039
							PROMEDIO	71.439

Interpretación de pruebas de carga en pilotes mediante el Principio de Proporcionalidad Natural

Tabla 11. Pruebas de Compresión en la zona del lago del Valle de México.

PRUEBA	a (ton)	b (ton/mm)	D* (mm)	Qfu (ton)	tr	tr (días)	Observaciones
Circuito Exterior Mexiquense	170	1.8	4	148	4 meses	120	Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Hospital Zaragoza	60	5.8	2	200	6 meses	180	Trabajo por fricción en FAS y FAI sin apoyar la punta
Hospital Zaragoza	80	4	2	200	6 meses	180	Trabajo por fricción en FAS y FAI sin apoyar la punta
IMCE 1	180	15	0.4	106	3 meses	90	Trabajo por fricción en FAS, apenas contacto con primera capa dura
IMCE 2	180	15	0.7	112	3 meses	90	Trabajo por fricción en FAS, apenas contacto con primera capa dura
Rangel 3	110	5	2.8	141	3 meses	90	Trabajo por fricción en FAS sin apoyar la punta
Rangel 4	130	1.5	5	147	72 meses	2160	Trabajo por fricción en FAS sin apoyar la punta
Rangel 5	50	1.4	7	147	2 meses	60	Trabajo por fricción en FAS sin apoyar la punta
Balbuena 1	146	0.1	8	81	2 días	2	Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Balbuena 2-1	65	0.1	6	81	4 días	4	Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Balbuena 2-2	155	0.1	14	81	5 días	5	Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Balbuena 2-3	157	0.1	15	81	8 días	8	Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Balbuena 3	153	0.1	11	81	15 días	15	Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Balbuena 4	160	0.1	11	81	16 días	16	Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Balbuena 5	180	0.1	9	81	33 días	33	Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Tlatelolco C1	20	4.5	3	116	59 días	59	Trabajo por fricción en FAS sin apoyar la punta
Tlatelolco C2	52	1.7	3	116	32 días	32	Trabajo por fricción en FAS sin apoyar la punta
Tlatelolco M1	70	2.2	4	95	59 días	59	Se supone quedó apoyado en los depósitos profundos
Tlatelolco D1	63	0.1	10	43			Se supone quedó apoyado en primera capa dura
Tlatelolco D2	20	1.3	2.5	49			Se supone quedó apoyado en primera capa dura

5. Referencias y Bibliografía.

Referencias:

Ref. 1. Fellenius, B. *The Analysis of results from routine pile load test*. Ground Engineering. Septiembre, 1980.

Ref. 2. Juárez-Badillo, E. *General volumetric constitutive equation for geomaterials*. Special volume on Constitutive Laws of Soils, XI International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. San Francisco, USA. 1985.

Ref. 3. Juárez-Badillo, E. *Deviatoric stress strain equation for soils*. XIII International Conference on Soil Mechanics and Foundations Engineering. New Delhi, India. 1994.

Ref. 4. Juárez-Badillo, E. *General deviatoric stress – strain theory for soils*. X Congreso Panamericano de Mecánica de Suelos e Ingeniería de Cimentaciones. Guadalajara, México. 1995.

Ref. 5. Juárez-Badillo, E. *Static liquefaction of very loose sands: Discussion*. Canadian Geotechnical Journal. No. 36. 1999.

Ref. 6. PILOTEC S.A. de C.V. *Reporte final de la prueba de carga efectuada en uno de los pilotes del apoyo 1 del Viaducto Ramal Periférico, en el Circuito Exterior Mexiquense tramo Autopista de Jorobas – Tultepec – Av. Central – Autopista Peñón Texcoco*. México. 2004.

Ref. 7. GEOTEC, S.A. *Interpretación de pruebas de carga en pilotes del Hospital General Zona Oriente*. México. 1976.

Ref. 8. SOLUM, S.A. *Reporte de prueba de carga efectuada en la ampliación del Hotel Rivera del Sol, Ixtapa Zihuatanejo, Guerrero*. México. 1981.

Ref. 9. Desarrollos Integrales de Ingeniería Civil S.A. de C.V. *Reporte final de pruebas de carga efectuadas para ICA FLUOR DANIEL, en la Planta de Ciclo Combinado Campeche*. México. 2001.

Ref. 10. SOLUM, S.A. *Reporte de pruebas de carga en los pilotes 1, 2 y 3, del Instituto Mexicano de Comercio Exterior*. México. 1974.

Ref. 11. Construcción Especializada S.A. de C.V. *Reporte final de pruebas de carga en pilotes para Envases Innovativos de Coatepec, S.A. de C.V.* México. 2001.

Ref. 12. Jaime, A., Romo, M., Reséndiz, D. *Comportamiento de pilotes de fricción en arcilla del Valle de México*. Series del Instituto de Ingeniería No. 515. UNAM. 1988.

Ref. 13. Villegas, G. *Estudio de mecánica de suelos para el Puente Coatzacoalcos II*. Revista Ingeniería Civil.

Ref. 14. Construcción Especializada S.A. de C.V. *Reporte final de pruebas de carga efectuadas en el Puente Papaloapan*. México. 1994.

Ref. 15. Rangel, N., Ibarra, E., Paniagua, W. *Pruebas de carga estática en pilas y pilotes en suelos del Valle de México: mediciones experimentales y modelado*. XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Guadalajara. 2004.

Ref. 16. Construcción Especializada S.A. de C.V. *Reporte final de pruebas de carga efectuadas en la Refinería Madero (PEMEX), LPT-01 y 02*. México. 1999.

Ref. 17. Mendoza, M., Ibarra, E., Romo, M. *Pruebas de carga axial en pilas instrumentadas de dos sitios del Distribuidor Vial San Antonio, D.F.* XXII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos. Guadalajara. 2004.

Ref. 18. Springall, G. *Enfrentando cambios en el subsuelo con pilotes de gran diámetro en la Ciudad de México*. Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Septiembre – Octubre. 2004.

Ref. 19. Padros, G. *Determinación de la capacidad de carga por fricción en pilas de concreto de sección constante, construidas en depósitos granulares, a partir de resultados obtenidos en pruebas de extracción*. Tesis de maestría. Facultad de Ingeniería. UNAM. México. 2001.

Ref. 20. Construcción Especializada S.A. de C.V. *Reporte final de pruebas de carga efectuadas en la Refinería Madero (PEMEX), LPT-03*. México. 2000.

Ref. 21. Zeevaert, A. *Pruebas de carga lateral sobre pilas en SICARTSA*. Cimientos profundos colados en sitio. Reunión conjunta ADSC – SMMS. México. 1976.

Ref. 22. Phillip, S.K., Brian, K.F., Shuohang, W. *Simplified lateral load analyses of fixed head piles and pile groups*. Journal of Geotechnical and Geoenvironmental Engineering. ASCE. Noviembre, 2004.

Ref. 23. Reséndiz, D. *Comportamiento de pilotes de sección variable apoyados en la punta, en la Ciudad de México*. Revista Ingeniería Civil. No. 125. Noviembre – Diciembre 1964.

Ref. 24. Reséndiz, D. *Estudio de campo sobre pilotes de concreto reforzado*. Revista Ingeniería. Vol. XXXIV. No. 1. Enero, 1964.

Bibliografía:

- *Manual de diseño y construcción de pilas y pilotes*. Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. Litografía Regina de los Ángeles. México. 1989.
- *Mecánica de suelos*. Tomo 2. Juárez-Badillo, E y Rico, A. Segunda edición. Limusa. México. 1996.
- *Foundation engineering for difficult subsoil conditions*. Zeevaert, L. Van Nostrand Reinhold Company. New York. 1973.