



01163 6
UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERÍA

**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

QUE PARA OBTENER EL GRADO DE:

MAESTRO EN INGENIERÍA

(MECANICA DE SUELOS)

PRESENTA:

ING. GUSTAVO PADRÓS ESCALANTE

DIRECTOR DE TESIS: DR. BORIS SIMPSEY DUBOVOY



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

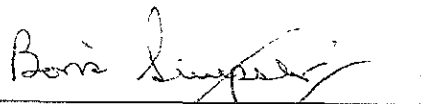
Todo el material contenido en esta tesis esta protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

El uso de imágenes, fragmentos de videos, y demás material que sea objeto de protección de los derechos de autor, será exclusivamente para fines educativos e informativos y deberá citar la fuente donde la obtuvo mencionando el autor o autores. Cualquier uso distinto como el lucro, reproducción, edición o modificación, será perseguido y sancionado por el respectivo titular de los Derechos de Autor.

JURADO ASIGNADO:

Presidente: Dr. Eulalio Juárez Badillo
Vocal: Dr. Boris Simpser Dubovoy
Secretario: M. en I. Octavio García Domínguez
1er Suplente: Ing. Germán López Rincón
2do Suplente: Ing. Sergio R. Herrera Castañeda

Director de Tesis:



Dr. Boris Simpser Dubovoy

CONTENIDO

1.- MARCO TEÓRICO _____	1
2.- MÉTODOS PARA INTERPRETAR LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS PRUEBAS DE EXTRACCIÓN REALIZADAS EN PILAS _____	10
3.- MÉTODOS TEÓRICOS PARA CALCULAR LA CARGA ÚLTIMA POR FRICCIÓN DE UNA PILA DE CIMENTACIÓN _____	17
4.- ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS SITIOS DONDE SE REALIZARON LAS PRUEBAS DE EXTRACCIÓN _____	26
5.- DESCRIPCIÓN Y RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE EXTRACCIÓN _____	116
6.- ANÁLISIS DE LOS RESULTADOS. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS PROCEDENTES DE PRUEBAS DE EXTRACCIÓN Y DE MÉTODOS TEÓRICOS _____	167
7.- RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA PROVENIENTES DE OTROS SITIOS _____	193
8.- MODIFICACIONES PROPUESTAS A LAS ECUACIONES DE REESE Y O'NEIL, MEYERHOF Y KULHAWY CON BASE EN LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL PRESENTE TRABAJO _____	216
9.- CONCLUSIONES _____	236
REFERENCIAS _____	245

1.- MARCO TEÓRICO

1.1 Generalidades

En el diseño de una cimentación se busca que el suelo que la recibe cumpla con dos requisitos fundamentales. Primero, que tenga la **resistencia** para desarrollar una capacidad de carga suficiente para soportar adecuadamente las fuerzas provenientes de la estructura. Segundo, que la **compresibilidad** del suelo permita soportar esas cargas sin rebasar los asentamientos que para el proyecto en cuestión se marquen como admisibles.

El Ingeniero de Cimentaciones busca desplantar su cimentación en un estrato lo más superficial posible, puesto que ello conducirá a una mayor economía para el proyecto. Sin embargo, cuando los requisitos arriba mencionados no se cumplen en estratos superficiales, el Ingeniero de Cimentaciones necesita encontrar estratos profundos cuya **resistencia** y **compresibilidad** sean aceptables. Es en esos casos cuando se decide emplear una cimentación profunda.

Con respecto a la manera en que la carga impuesta por la estructura es transmitida al suelo, puede hablarse de dos tipos de cimentaciones profundas: (a) aquellas en las que la base del cimiento se apoya en un suelo muy resistente y poco compresible, en cuyo caso la transmisión de carga se realiza *por punta*, y (b) cuando el cimiento queda embebido dentro de un suelo de tal forma que la carga que recibe de la estructura se equilibra *por la fricción* que se desarrolla a lo largo de la interfase suelo – cimiento. Las primeras se conocen como **pilas y pilotes de punta** (Figuras 1.1 y 1.2), mientras que las segundas se conocen como **pilotes de fricción** (Figura 1.3).

Es importante notar que todo cimiento profundo desarrolla capacidad de carga por punta y por fricción (Terzaghi y Peck, 1967), es decir, ambas componentes están siempre presentes (Figura 1.4). Sin embargo, es común que la contribución de una de ellas tienda a ser despreciable, dando lugar a clasificar al cimiento por la componente que desarrolle la mayor capacidad de carga. El uso indiscriminado de este sistema clasificatorio ha ocasionado que se descarte *a priori* la contribución de una de las componentes de la capacidad de carga de una cimentación profunda. En el caso de pilas de cimentación construidas en depósitos granulares es muy común atribuirles una capacidad de carga por

punta muy superior a la que alcanzan por fricción, ignorando por ello esta última en el cálculo, obteniendo un diseño sumamente conservador y encareciendo injustificadamente al proyecto.

1.2 Componentes de la capacidad de carga en pilas

La ecuación de equilibrio de una pila sometida a cargas verticales sin fricción negativa se ilustra en la Figura 1.4 (a). Está dada por:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} \dots\dots\dots(1.1)$$

- donde Q_u = carga última total
 Q_{su} = carga última por fricción = $f_s A_s$
 f_s = fricción lateral unitaria en el fuste de la pila
 A_s = área del fuste a través del cual f_s actúa
 Q_{pu} = carga última por punta = $q_p A_p$
 q_p = capacidad de carga por punta unitaria
 A_p = área de la sección transversal de la pila en su base

La carga última por fricción se define como aquella que moviliza la máxima resistencia al corte del suelo debido a la fricción producida entre éste y el fuste de la pila, a través de toda la superficie de contacto.

La carga última por punta se define como el máximo valor que la pila en su desplante es capaz de soportar antes de ocasionar la falla en el estrato de apoyo.

La carga total corresponde por tanto a la suma de las cargas por fricción y por punta, para un desplazamiento dado. De la Figura 1.4 (b), que corresponde a una curva típica carga-desplazamiento en suelos granulares, se observa que la carga por fricción se moviliza rápidamente, requiriendo de poco desplazamiento vertical, caso contrario de la carga por punta, que requiere de mayores desplazamientos para alcanzar su valor máximo.

En el diseño de pilas en depósitos granulares muchas veces se ignora la capacidad de carga por fricción, tomando en cuenta únicamente la capacidad de carga por punta, ya que se hace la hipótesis que ésta última es muy superior a la primera. Sin embargo, siempre se aplica un factor de seguridad a la carga última por punta, lo que implica que la proporción en que la carga última por fricción contribuye a la carga última total aumenta. Con base en el razonamiento anterior puede concluirse que en suelos granulares en los que se construyan pilas diseñadas con grandes factores de seguridad, la carga última por fricción debe calcularse y analizarse, para que posteriormente el Ingeniero de Cimentaciones pueda evaluar si su contribución es significativa en el cálculo de la carga última total.

1.3 Comportamiento de una pila construida en un depósito granular, sometida a una carga de extracción

Cuando una pila de sección constante construida en un depósito granular 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, según se ilustra en la Figura 1.5. Al aumentar la carga de extracción, la fricción se incrementa hasta alcanzar la resistencia al esfuerzo cortante del suelo, que por actuar en un plano de falla vertical está dada por:

$$s_{oz} = \sigma_{hz} \tan \phi \dots\dots\dots(1.2)$$

donde s_{oz} = resistencia al esfuerzo cortante del suelo a la profundidad z
 σ_{hz} = esfuerzo efectivo horizontal a la profundidad z
 ϕ = ángulo de fricción en la interfase pila - suelo

La carga última por fricción (Q_{su}) será igual a la fuerza de extracción que movilice la resistencia al esfuerzo cortante de la pila a través de la totalidad de la superficie de contacto pila – suelo, multiplicada por el área del fuste (A_s).

La determinación de la carga última por fricción es muy importante en cimentaciones que puedan ser sometidas a fuerzas de extracción, como las construidas para estructuras portuarias, estructuras fuera de costa, puentes, etc., además de que siempre es importante evaluarla para conocer su contribución a la carga última total, según se mencionó al final del inciso 1.2

1.4 Planteamiento del problema

Para conocer la carga última por fricción de pilas construidas en suelos granulares existen varios métodos teóricos muy usados en la práctica ingenieril, como son:

- El método de Reese y O’Neil (1988)
- El método de Meyerhof (1976)
- El método de Kulhawy (1991)

Estos métodos suelen arrojar resultados satisfactorios, sin que se conozca realmente que tan conservadores son (si es que lo son). Por lo tanto, surge el interés de investigar dichos métodos a la luz de resultados de pruebas de carga realizadas en pilas, cuyos procedimientos constructivos fuesen conocidos junto con las propiedades de los depósitos de suelo donde se excavaron.

La interpretación de las pruebas de carga permitirá conocer cuál de los métodos teóricos es mas acertado en suelos granulares, junto con el factor de seguridad que habrá que asignarle a cada uno de los métodos al ser empleado para determinar la carga última por fricción de pilas de cimentación.

1.5 Objetivos

Los objetivos que se plantean en este Trabajo son los siguientes:

1. Determinar la exactitud de tres métodos teóricos comúnmente empleados para calcular la carga última por fricción en pilas, mediante la comparación de sus resultados con los obtenidos de pruebas de campo en suelos granulares.
2. Proponer modificaciones a los métodos teóricos para acrecentar su exactitud a la luz de los resultados aquí obtenidos.
3. Establecer el factor de seguridad mínimo que habrá de aplicarse a cada método teórico al ser usado para diseñar pilas de cimentación.

1.6 Hipótesis de trabajo

Las hipótesis de trabajo empleadas se enlistan a continuación:

1. Se analizarán únicamente depósitos granulares.
2. Las pilas sometidas a pruebas de carga en la modalidad de extracción son pilas cortas, con relación longitud / diámetro menor o igual que 12, para las cuales se realiza la hipótesis de que la carga última por fricción es la misma ya sea obtenida en pruebas de extensión o en pruebas de compresión.
3. No existe fricción negativa actuando contra el fuste de la pila.
4. El diámetro de las pilas puede variar ligeramente con la profundidad debido al procedimiento constructivo, sin embargo, la sección transversal de las pilas es siempre perfectamente circular.
5. No se analizarán pilas con ampliación de base.
6. Se acepta la hipótesis de trabajo de Kulhawy, quién supone que el coeficiente de presión lateral K es igual al coeficiente del empuje de tierras en reposo K_0 .
7. En suelos granulares se considera válida la ecuación:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi$$

donde ϕ es el ángulo de fricción interna del suelo.

8. Para determinar K_0 en aquellos suelos granulares que en su pasado geológico estuvieron sometidos a un esfuerzo efectivo mayor al que actualmente

experimentan, se considera válida la hipótesis de Kulhawy, que consiste en emplear la ecuación propuesta inicialmente para suelos cohesivos:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi) \left[\frac{OCR}{OCR_{max}^{(1 - \text{sen } \phi)}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right]$$

donde OCR es el índice de preconsolidación actual y OCR_{max} es el índice de preconsolidación máximo histórico.

9. El ángulo de fricción interna del suelo puede determinarse a partir del número de golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar (SPT) empleando la correlación propuesta por Peck, Hansen y Thornburn (1973).
10. El ángulo de fricción entre la pila y el suelo granular se considera igual al ángulo de fricción interna del suelo granular.
11. El procedimiento constructivo empleado para la realización de las pilas no requirió de estabilización de las paredes de la excavación, por lo que la fricción desarrollada entre pila y suelo no es influenciada por la presencia de lodo bentonítico o ademe metálico.

1.7 Metodología

Para desarrollar la investigación se empleó la siguiente metodología:

- 1.- Presentar resultados de **pruebas de carga en pilas** construidas en depósitos granulares, en los que la carga impuesta a la pila haya sido de tensión (extracción), tal que toda la fuerza de extracción determinada en la prueba se deba a la fricción desarrollada entre pila y suelo.
- 2.- Exponer tres **criterios de interpretación de pruebas de carga**, que tengan como finalidad establecer la carga última por fricción de las pilas:
 - Criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm
 - Criterio de la pendiente - tangente
 - Criterio de la tangente doble
- 3.- Interpretar las pruebas de carga descritas en (1) con los tres criterios enlistados en (2), obteniendo la **carga última por fricción** de las pilas para cada criterio.
- 4.- Comparar las cargas últimas por fricción obtenidas en (3) como función del criterio de interpretación.

5.- Describir y analizar la estratigrafía de los depósitos de suelo en donde se hayan realizado las pruebas de extracción, junto con sus propiedades índice y mecánicas. Presentar los resultados que se obtuvieron en la Prueba de Penetración Estándar (SPT).

6.- Describir tres métodos comúnmente empleados en la práctica ingenieril para calcular la carga última por fricción de pilas de cimentación:

- El método de Reese y O'Neil (1988)
- El método de Meyerhof (1976)
- El método de Kulhawy (1991)

7.- Aplicar cada uno de los métodos enlistados en (6) a las pilas descritas en (1), construidas en los depósitos granulares referidos en (5) y cuyas propiedades geotécnicas se conocen.

8.- Comparar los resultados de las cargas últimas por fricción determinadas con los métodos teóricos con las capacidades obtenidas en las pruebas de extracción y presentadas en (4).

9.- Para aumentar la base de datos, se incluirán algunos resultados de pruebas de carga de pilas en depósitos granulares que estén reportados en la literatura técnica.

10.- Concluir sobre los resultados obtenidos, proponiendo: (a) modificaciones a los métodos teóricos para aumentar su exactitud a la luz de los resultados aquí obtenidos, y (b) el factor de seguridad que habrá de aplicarse a cada método teórico al ser usado para diseñar pilas de cimentación.

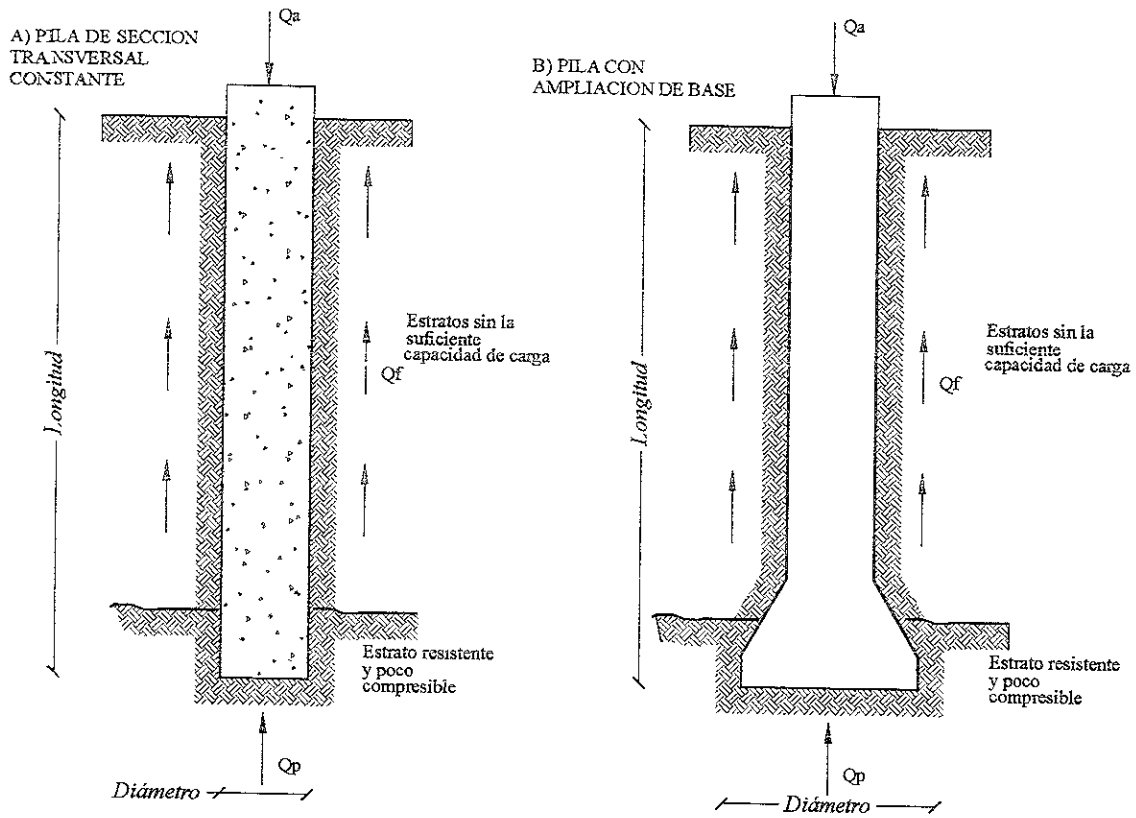


Figura 1.1 Cimentación profunda resuelta con pilas (a) Pila recta, b) Pila con ampliación de base

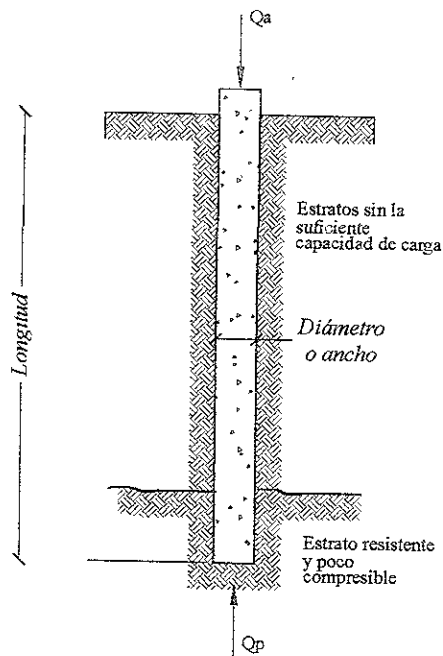


Figura 1.2 Cimentación profunda resuelta con pilotes de punta

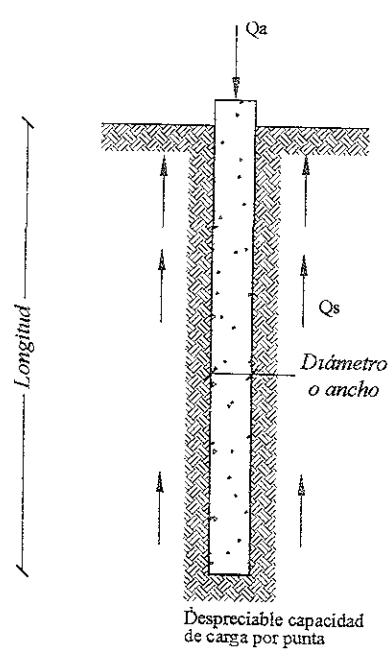
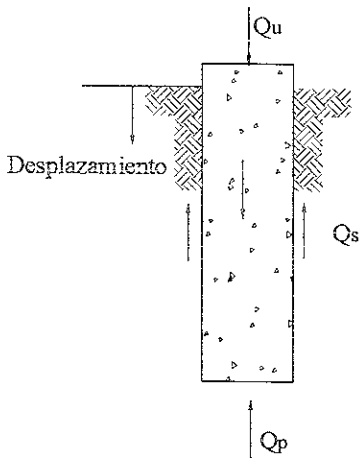


Figura 1.3 Cimentación profunda resuelta con pilotes de fricción



$$Q_u = Q_s + Q_p$$

donde Q_u = Carga última total
 Q_{su} = Carga última por fricción
 Q_{pu} = Carga última por punta

(a)

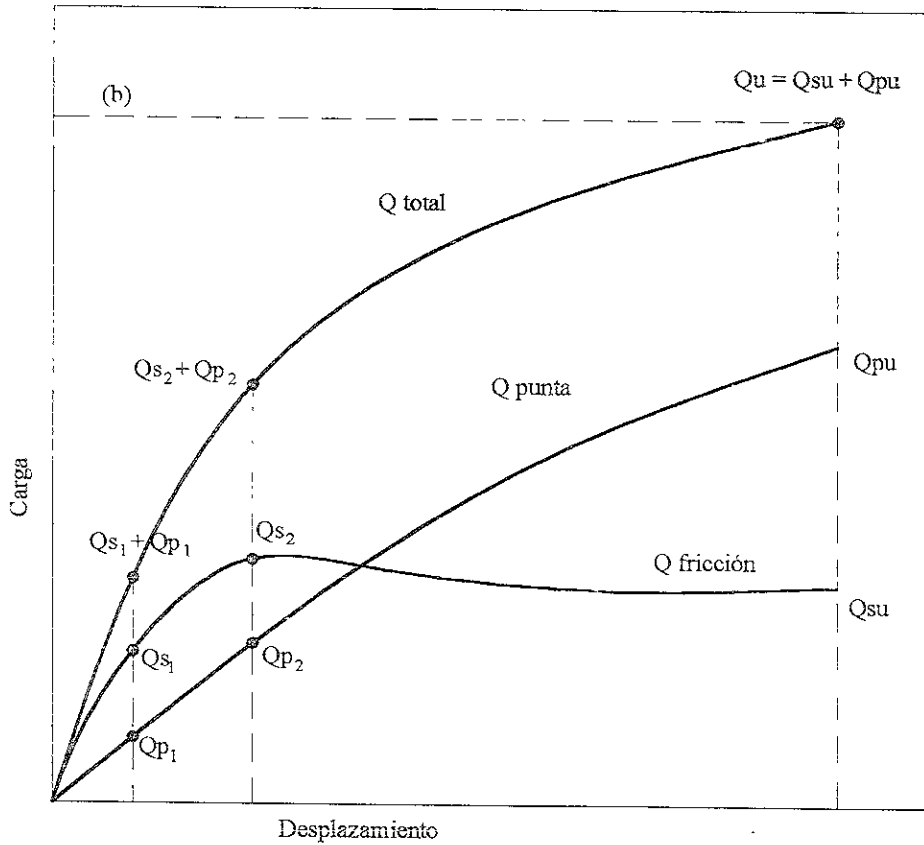


Figura 1.4 Comportamiento carga-desplazamiento de una pila sometida a compresión axial, (a) ecuación de equilibrio y (b) curva carga-desplazamiento típica y sus componentes

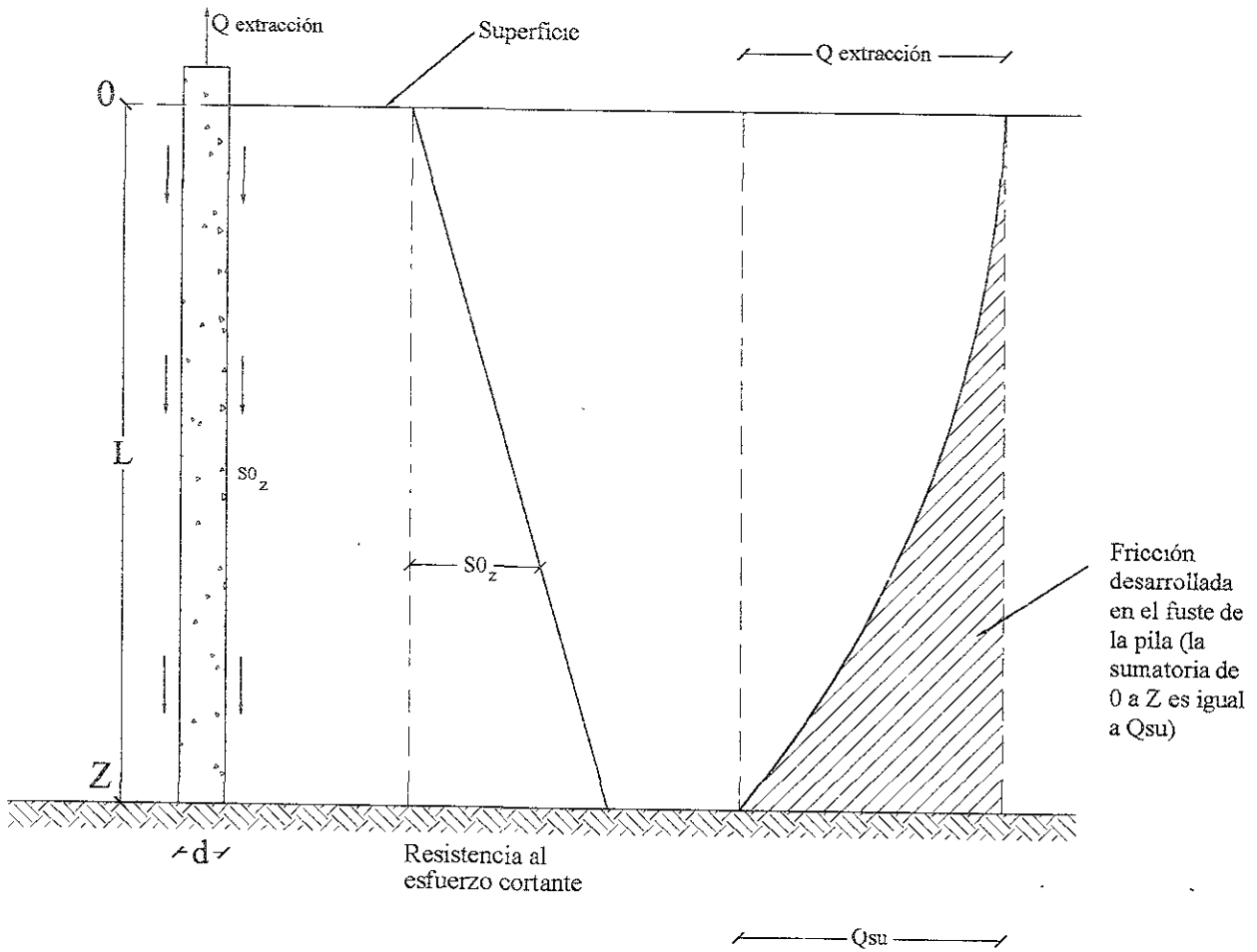


Figura 1.5 Desarrollo de la carga última por fricción Q_{su} en una pila de sección constante sometida a una carga de extracción

2.- MÉTODOS PARA INTERPRETAR LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LAS PRUEBAS DE EXTRACCIÓN REALIZADAS EN PILAS

2.1 Introducción

Al realizar pruebas de carga en pilas, es común obtener relaciones *carga – desplazamiento* como la que se muestra en la Figura 2.1. De su análisis se derivan las siguientes observaciones:

1. La parte inicial de la curva asemeja a una línea recta. Mediante pruebas cíclicas de carga y descarga se ha observado que en esta región el comportamiento de la pila es casi-elástico, es decir, el desplazamiento de la pila es proporcional a la carga aplicada y no quedan deformaciones permanentes al ser descargada. En este trabajo se le llamará *región inicial* a esa porción de la curva carga - desplazamiento.
2. La parte final de la curva también asemeja una recta pero que desarrolla grandes desplazamientos para pequeños incrementos de carga, por lo que al trazar una tangente en cualquier punto de la curva dentro del rango final de ésta, la pendiente de esa recta será mucho menor que la que parte del origen. Esto indica que la pila ya alcanzó su carga última por fricción y continúa trabajando con la resistencia al esfuerzo cortante residual. Mediante pruebas cíclicas de carga y descarga se ha observado que en esta región el comportamiento de la pila principalmente es plástico, evidenciado por grandes desplazamientos irreversibles. En este trabajo se le llamará *región final* a esa porción de la curva carga - desplazamiento.
3. El rango intermedio de la curva carga – desplazamiento representa la transición entre ambos extremos. En el presente trabajo se le llamará *región de transición*.

Una vez que la prueba de carga ha concluido, se requiere de un método de interpretación para determinar la capacidad de carga de la pila.

Los métodos de interpretación para pruebas de carga en compresión también son aplicables para pruebas de extracción, ya que las curvas resultantes son similares. Al escoger el método de interpretación es importante considerar que cuando las cargas alcanzan grandes magnitudes es difícil mantener constante su valor, ya que los desplazamientos aumentan rápidamente, lo que ocasiona que la carga en el gato hidráulico

disminuya. Se requiere un bombeo constante para mantener sin cambio la carga de extracción. Por este motivo, la curva carga – desplazamiento mas allá de la zona de transición puede no ser confiable y los métodos de interpretación de carga consideran preferentemente la *región de transición*.

Varios métodos se han desarrollado para interpretar la curva carga – desplazamiento y determinar así la carga última por fricción de la pila, definida como aquella carga que moviliza la máxima resistencia al corte del suelo debido a la fricción producida entre éste y el fuste de la pila, a través de toda la superficie de contacto (según se mencionó en el inciso 1.2). En el presente trabajo se emplearon tres métodos comúnmente utilizados en la práctica para encontrar esa carga última por fricción:

❖ Método del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*

❖ Método de la *pendiente – tangente*

❖ Método de la *tangente doble*

A continuación se describe cada uno de ellos.

2.2 Método de la *deformación máxima de 1.3 cm*

2.2.1 Descripción del método

Este método de interpretación limita el desplazamiento máximo en la pila a su *falla incipiente*, la cual es definida por los autores del método (Kulhawy y Hirany (1989)) como la carga para la cual la curva carga - desplazamiento sale de la *región de transición* para entrar en la *región final*. Después de alcanzar la *falla incipiente*, pequeños incrementos de carga producen grandes desplazamientos. Después de analizar pruebas de carga en cientos de pilas construidas en depósitos granulares, Kulhawy y Hirany concluyeron que la *falla incipiente* ocurría para desplazamientos cercanos a 1.3 cm (0.5 pulg). La Figura 2.2 ilustra el criterio del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*.

2.2.2 Limitaciones del método

El método del *desplazamiento máximo de 1.3 cm* puede ser impreciso si la curva carga - desplazamiento no asume una forma bien definida. Si la curva sale de la *región de transición* antes de los 1.3 cm, la *carga última por fricción* definida con este método será mayor que la real. De igual forma, si la *región de transición* se extiende significativamente mas allá de los 1.3 cm, la *carga última por fricción* obtenida al interpretar este método será muy conservadora.

2.2.3 Ventajas del método

El límite de 1.3 cm no está sujeto a la apreciación del individuo, ni a la escala de la curva carga - desplazamiento. Es muy fácil de aplicar y frecuentemente proporciona *cargas últimas por fricción* localizadas dentro de la *región de transición* de la curva.

2.3 Método de la pendiente - tangente

2.3.1 Descripción del método

El método de la *pendiente - tangente* (Kulhawy y Hirany, 1989) es una modificación del propuesto originalmente por Davisson (1972) para pruebas en compresión. En este método se intenta relacionar la carga última por fricción de la pila con la deformación elástica máxima. Para aplicarlo primeramente se traza una tangente a la *región inicial* de la curva carga - desplazamiento. Esa recta después se transporta desde el origen a lo largo de las abscisas, hasta el desplazamiento de 0.4 cm (0.15 pulg). La intersección de la tangente con la curva carga - desplazamiento proporciona la *carga última por fricción*. En la Figura 2.3 se ilustra el método de la *pendiente - tangente*.

2.3.2 Limitaciones del método

Al trazar la tangente inicial se requiere de juicio por parte de quien interpreta; la misma curva analizada por dos personas puede arrojar resultados diferentes. Las escalas seleccionadas para ordenadas y abscisas también pueden alterar los resultados. Por otra parte, Kulhawy y Hirany (1989) señalan que una limitante de su método reside en que la *región inicial* de la curva carga - desplazamiento puede no ser igual a la deformación elástica de la pila. Su análisis encontró que el comportamiento elástico de la pila estaba en función de la relación profundidad / diámetro.

2.3.3 Ventajas del método

Gracias a que el método pendiente - tangente es gráfico, su uso no está en función de parámetros tales como diámetro, longitud y módulo de deformación del cimientto. Su aplicación es sencilla y rápida. La experiencia en la utilización de este método señala que proporciona *cargas últimas por fricción* que generalmente caen al centro de la *región de transición* de la curva carga - desplazamiento.

2.4 Método de la tangente doble

2.4.1 Descripción del método

El método de la *tangente doble* define la *carga última por fricción* de la pila como la ordenada correspondiente a la intersección dos rectas en la gráfica carga - desplazamiento.

La primera de ellas, una recta tangente a la *región inicial* y la segunda, una recta tangente a la *región final*. Con esta *carga última por fricción* se intenta definir la transición de la *región inicial* a la *región final*. La Figura 2.4 ilustra al método de la *tangente doble*.

2.4.2 Limitaciones del método

Al igual que con el criterio de la *pendiente - tangente*, el método de la *tangente doble* está sujeta al juicio del individuo y a la escala a la que se dibuje la curva carga - desplazamiento. Además, la forma de la curva tiene una influencia enorme en la interpretación de la *carga última por fricción*. Si la prueba se suspende para una carga muy inferior a la *carga última por fricción* y la *región final* por lo tanto no está bien definida en la curva, será fácil mal interpretar la curva carga - desplazamiento al confundir a la *región de transición* con la *región final*, prolongando una tangente que proporcionará una *carga última por fricción* errónea, muy inferior a la real. La Figura 2.5 ejemplifica este error.

2.4.3 Ventajas del método

Al ser gráfico, el método de la *tangente doble* es fácil de aplicar. Al analizar los resultados provenientes de docenas de pruebas de carga en pilas, Mikesell (1993) concluyó que la *carga última por fricción* determinadas con el método de la *tangente doble* generalmente son inferiores a las obtenidas con los métodos de la *pendiente - tangente* y del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*.

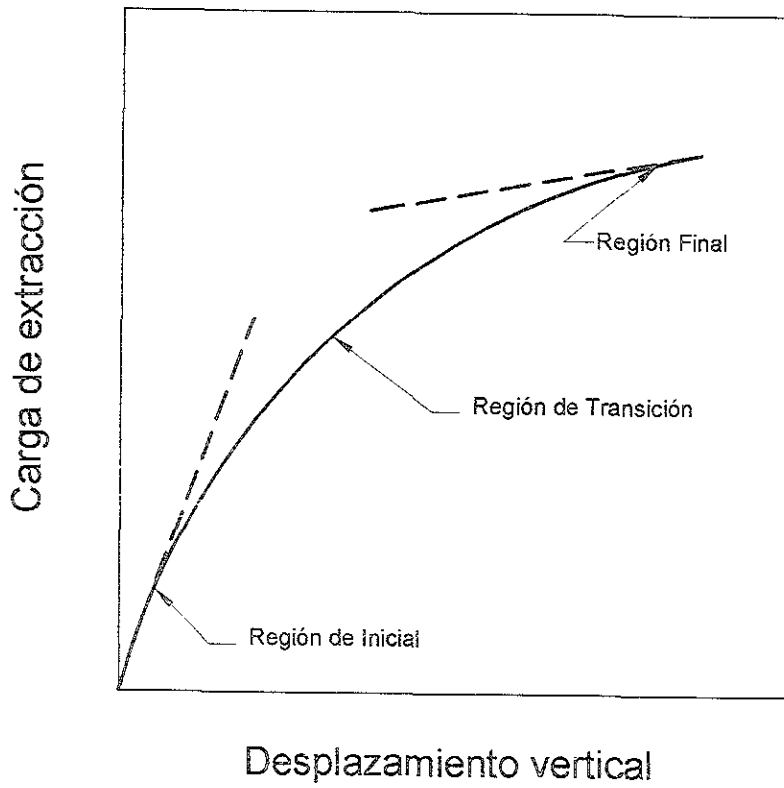


Figura 2.1 Curva típica carga-desplazamiento de una pila sometida a una prueba de carga por extracción

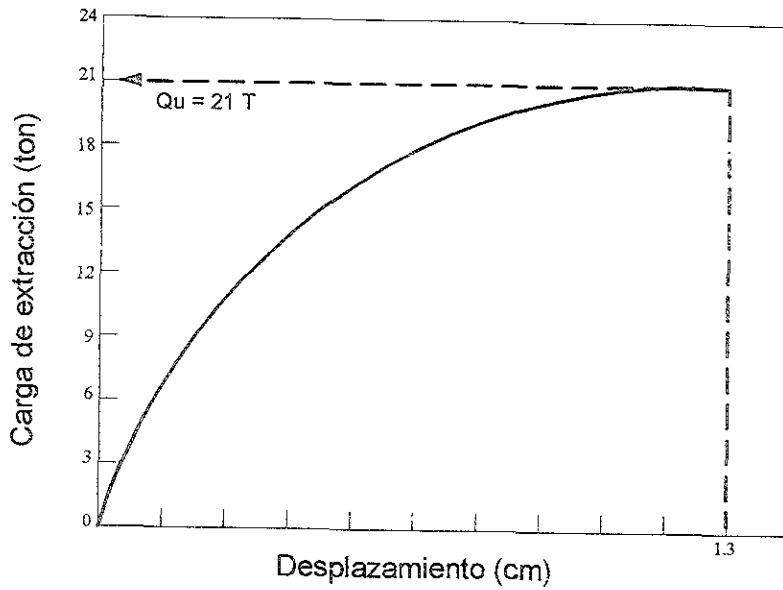


Figura 2.2 Interpretación de una prueba de carga empleado el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm.*

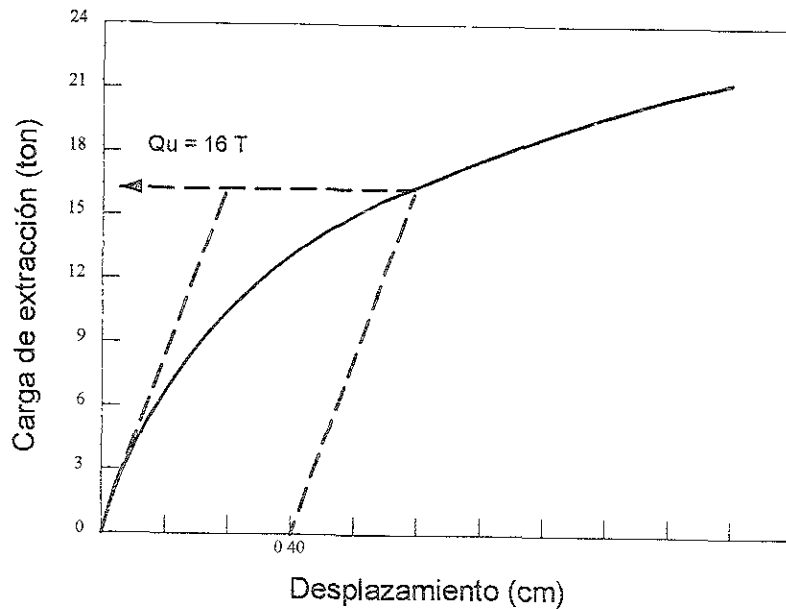


Figura 2.3 Interpretación de una prueba de carga empleando el *criterio de la pendiente-tangente.*

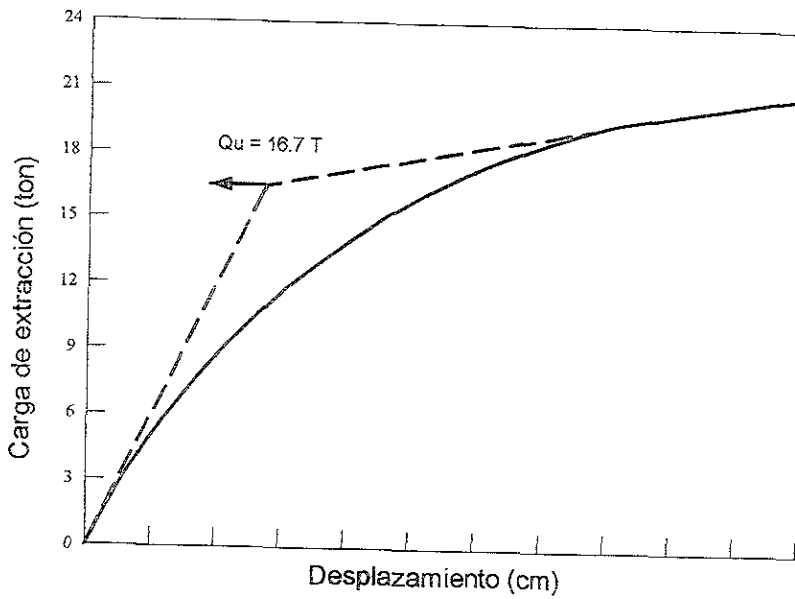


Figura 2.4 Interpretación de una prueba de carga empleado el *criterio de la tangente doble*.

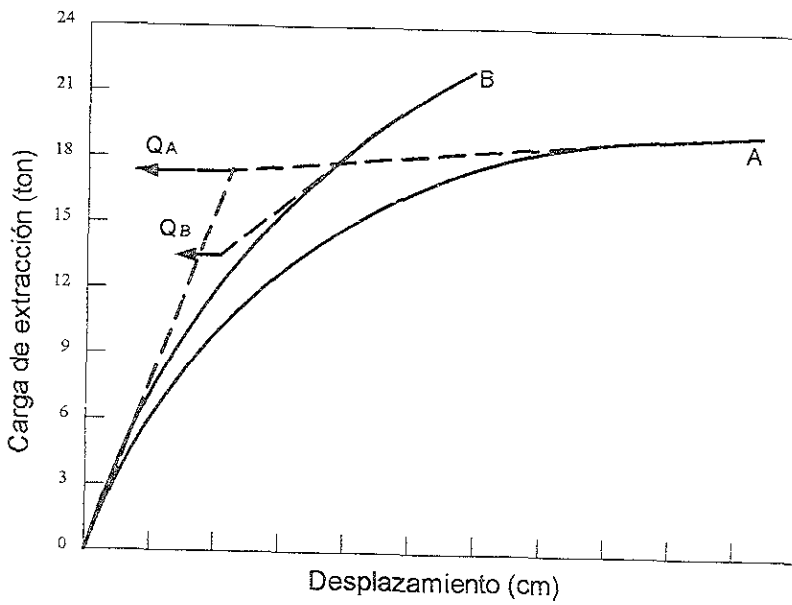


Figura 2.5 Inconsistencias posibles en la interpretación de pruebas de carga empleando el *criterio de la tangente doble*.

3.- MÉTODOS TEÓRICOS PARA CALCULAR LA CARGA ÚLTIMA POR FRICCIÓN DE UNA PILA DE CIMENTACIÓN

3.1 Introducción

Cuando se aplica una carga de compresión o de extracción en la cabeza de una pila se produce un desplazamiento relativo entre la pila y el suelo circundante, desarrollándose esfuerzos cortantes en el suelo cuya magnitud multiplicada por el área del fuste de la pila se conoce como **carga por fricción**. La resistencia al esfuerzo cortante va movilizándose a lo largo de la pila hasta que se alcanza un valor que ha movilizadado toda la resistencia al corte a través de toda la longitud de la pila, alcanzándose la **carga última por fricción**. Posteriormente, dependiendo de las propiedades esfuerzo - deformación del depósito y en particular de resistencia al esfuerzo cortante residual del suelo, la carga por fricción puede aumentar ligeramente, permanecer constante o disminuir. Para desarrollar la carga última por fricción en un suelo granular y homogéneo se requiere de pequeños desplazamientos (Kulhawy, 1991).

La carga de compresión en la cabeza de la pila también provoca una reacción en el desplante de la pila, conocida como **carga por punta**. Para alcanzar su valor máximo, conocido como **carga última por punta** se requieren grandes asentamientos (del orden de 4 a 5 % del diámetro de la pila), según ha podido determinarse de pruebas de carga (Kulhawy, 1991).

Cuando no existe hundimiento regional, la capacidad de carga última Q_u de una pila que trabajará en compresión puede expresarse como la suma de la carga última por fricción Q_{su} , mas la carga última por punta Q_{pu} (ver Figura 3.1 (a)), es decir:

$$Q_u = Q_{su} + Q_{pu} \dots\dots\dots(3.1)$$

- donde Q_u = carga última total
 Q_{su} = carga última por fricción = $f_s A_s$
 f_s = fricción lateral unitaria en el fuste de la pila
 A_s = área del fuste a través del cual f_s actúa
 Q_{pu} = carga última por punta = $q_p A_p$

q_p = capacidad de carga por punta unitaria

A_p = área de la sección transversal de la pila en su base

Cuando una carga de tensión (extracción) Q_t se aplica en la cabeza de una pila de sección transversal constante, también ocurre un desplazamiento que provoca esfuerzos cortantes en el suelo. Igual que en el caso de una carga de compresión, existe una transferencia de carga desde el fuste hacia el suelo que provoca fricción. Este caso se ilustra en la Figura 3.1 (b). Sin embargo, a diferencia de la carga de compresión, no existe carga por punta y el equilibrio de fuerzas resulta de la carga por fricción más el peso de la pila W , es decir:

$$Q_t = Q_{su} + W \dots\dots\dots(3.2)$$

Cuando se aplica una carga de tensión (extracción) en una pila con ampliación de base (campana), una masa cónica de suelo es jalada hacia arriba junto con la pila, por lo que la superficie de falla ocurre fuera de la interfase suelo - pila, a diferencia de los casos anteriores. Ese caso se ilustra en la Figura 3.1 (c) pero no será analizado en el presente trabajo, según se comentó en la hipótesis número 5, capítulo 1.

3.2 Comparación de la carga última por fricción causada por compresión y por tensión

Han existido algunas controversias referentes a que la carga última por fricción causada por fuerzas de tensión (extracción) es inferior a la carga última por fricción causada por fuerzas de compresión. Kulhawy (1983) examinó los cambios en la relación de Poisson mediante mediciones en los fustes de las pilas, llegando a la conclusión de que estos cambios eran despreciables. Stas y Kulhawy (1984) analizaron los resultados de pruebas de carga en extensión y compresión sin encontrar diferencias importantes en los valores de la carga última por fricción ya provinieran de cargas de compresión o cargas de tensión.

Sin embargo, el mismo Kulhawy (1991) señala una diferencia importante en la magnitud de la carga última por fricción obtenida en pruebas de compresión con respecto a la obtenida en pruebas de tensión. Esta diferencia tiene que ver con la aparición de un cono de falla que puede surgir cerca de la superficie cuando la pila se ensaya a tensión (Figura 3.1 (b)). Kulhawy indica que esto sucede en pilas cortas que estén embebidas en un suelo que posea un alto coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 . Para estos casos, Kulhawy (1985) sugiere la siguiente reducción en la carga última por fricción:

$$Q_{s \text{ red}} = \left[\frac{2 + \chi}{3 \chi} \right] Q_s \dots\dots\dots(3.3)$$

- donde $Q_{s \text{ red}}$ = carga reducida por fricción obtenida en modalidad de extracción
 Q_s = carga última por fricción en modalidad de compresión
 χ = valor promedio de β medido a todo lo largo de la pila
 β = $K \tan \delta$

- K = coeficiente de presión lateral, según se describe en el inciso 3.3
 δ = ángulo de fricción entre pila y suelo

3.3 Coeficiente de empuje de tierras en reposo y coeficiente de presión lateral

El coeficiente de empuje de tierras en reposo se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal original σ_{ho} y el esfuerzo efectivo vertical original σ_{vo} , ambos ubicados en la misma profundidad, es decir:

$$K_o = \frac{\sigma_{ho}}{\sigma_{vo}}$$

Durante la construcción de la pila y posteriormente durante su comportamiento carga – desplazamiento, los esfuerzos efectivos en la masa de suelo cambian de valor. Es en esos casos cuando el coeficiente de presión lateral adquiere importancia. Se define como la relación entre el esfuerzo efectivo horizontal σ_{hz} y el esfuerzo efectivo vertical σ_{vz} , ambos ubicados en la misma profundidad z , es decir:

$$K = \frac{\sigma_{hz}}{\sigma_{vz}}$$

3.4 Ecuaciones para calcular la carga última por fricción

Para determinar la carga última por fricción en suelos granulares se emplearon tres métodos muy frecuentemente empleados en el diseño de cimentaciones:

1. Método de Reese y O'Neil (1988)
2. Método de Meyerhof (1976)
3. Método de Kulhawy (1991)

Todos ellos se basan en la ecuación 3.1 y se explican a continuación.

3.4.1 Método de Reese y O'Neil

El método propuesto por Reese y O'Neil (1988) es *estadístico*, siendo el resultado de la experiencia que los autores han acumulado durante años de observar pruebas de carga en pilas de cimentación.

El método propone ecuaciones para calcular la capacidad de carga por fricción y por punta en arcilla, arena y roca. La fricción lateral en arenas está dada por:

$$f_{sz} = K \cdot \sigma_z \cdot \tan \delta \leq 22 \cdot \text{ton} / \text{m}^2 \dots \dots (3.4)$$

La suma de la fricción lateral a lo largo de la pila proporciona la capacidad de carga por fricción, esto es:

$$Q_{su} = \int_0^L \beta \cdot \sigma_z \cdot dA \dots \dots (3.5)$$

- donde f_{sz} = fricción lateral en arena a la profundidad z
- K = coeficiente de presión lateral
- σ_z = esfuerzo efectivo a la profundidad z
- Q_{su} = carga última por fricción
- β = $K \tan \delta$
- δ = ángulo de fricción entre pila y suelo
- dA = diferencial de área del fuste de la pila

El límite de 22 ton/m² en el valor de f_{sz} se basa en que es la fricción lateral unitaria más alta registrada (Owens y Reese, 1982). Valores mas altos pueden emplearse sólo si se justifican a través de pruebas de carga.

A pesar de que β es función de K y ϕ , Reese y O'Neil proponen una ecuación alternativa muy sencilla para determinar el valor de β y que no está en función de esos parámetros:

$$\beta = 1.5 - 0.2445 z^{0.5} \dots \dots \dots (3.6)$$

- donde $1.2 \geq \beta \geq 0.25$
- z es la profundidad en metros

Sus autores señalan que la ecuación anterior es válida si el número de golpes (no corregido) determinado en la Prueba de Penetración Estándar es $N \geq 50 B$, donde B es el diámetro de la pila en metros. De no cumplirse la desigualdad anterior, el segundo término de la Ecuación (3.6) debe multiplicarse por $N/15$.

Reese y O'Neil comentan que la simplificación en el cálculo de β se basa en la hipótesis de que las maniobras de perforación y posteriormente el alivio de esfuerzos en el suelo próximo a la excavación producen grandes deformaciones por cortante que llevan al suelo granular a alcanzar su resistencia máxima. Esto significa que β varía principalmente con el coeficiente de presión lateral K . Con base en estudios de campo, Reese y O'Neil indican que K tiende ligeramente a disminuir con la profundidad, siendo esta la razón de la disminución de β en el cálculo.

3.4.2 Método de Meyerhof

Meyerhof (1976) propuso un método basado en investigaciones realizadas en pilotes. Relaciona *empíricamente* los resultados de pruebas de carga en arena con el número de golpes N obtenido en la Prueba de Penetración Estándar y con la fricción lateral unitaria f_s :

$$f_s = \frac{N}{100} \leq 0.5 \cdot \text{ton} / \text{pie}^2$$

donde N es el valor promedio del número de golpes determinado en la Prueba de Penetración Estándar, **sin corrección alguna**, considerando toda la profundidad que abarque la pila. La ecuación anterior en ton/m^2 está dada por:

$$f_s = \frac{N}{100} \cdot 11 \leq 5.5 \cdot \text{ton} / \text{m}^2 \dots \dots \dots (3.7)$$

En su artículo, Meyerhof no comenta modificación alguna en caso de obtener rechazo en la Prueba de Penetración Estándar. En el presente trabajo se consideró 70 golpes como máximo valor de N, ya que al tratarse de suelos granulares, la presencia de gravas o boleas puede incrementar el número de golpes sin ser este valor necesariamente representativo del depósito.

3.4.3 Método de Kulhawy

El método de Kulhawy (1991) consiste en un procedimiento *teórico* para calcular la capacidad de carga de pilas cargadas en compresión o en tensión (extracción).

La carga última por fricción en depósitos granulares se obtiene mediante la suma a todo lo largo de la pila de la resistencia al corte del suelo multiplicada por el perímetro de la pila, es decir:

$$Q_s = \pi \cdot B \cdot \int_0^L \gamma' z \cdot K_z \cdot \tan \delta \cdot dz \dots \dots \dots (3.8)$$

- donde Q_{su} = carga última por fricción
B = diámetro de la pila
 γ' = peso volumétrico sumergido del suelo
z = profundidad
 δ = ángulo de fricción para la interfase pila - suelo
 $\gamma' z$ = esfuerzo efectivo vertical a la profundidad z
 K_z = coeficiente de presión lateral a la profundidad z

Kulhawy sugiere que δ se exprese como función del ángulo de fricción interna ϕ . En el caso de concreto colado contra un suelo granular empleando tubería tremie, se genera un áspero contacto en la interfase pila - suelo, alcanzándose valores $\delta/\phi = 1$. Cuando el lodo bentonítico permanece mucho tiempo dentro de la excavación se produce una membrana (enjarre) de espesor considerable, disminuyendo la relación a valores $\delta/\phi = 0.8$. Esta relación puede disminuir a 0.7 si se emplea ademe permanente para retener las paredes de la excavación (Kulhawy, 1991).

La determinación del coeficiente de presión lateral K representa el parámetro más complicado de evaluar al emplear el método de Kulhawy. Es función de la relación entre los esfuerzos efectivos originales horizontal y vertical, así como los cambios que en estos esfuerzos produce el procedimiento constructivo, la aplicación de la carga y el flujo plástico (creep). Estos factores se combinan para producir valores de K que van de 0.4 hasta 4, según determinó Kulhawy (1991) a partir de mediciones en campo. Estos valores corresponden en términos generales a los límites comprendidos entre los estados activo y pasivo.

Una alternativa para determinar el coeficiente de presión lateral K consiste en obtenerlo a partir del coeficiente de empuje de tierras en reposo, K_0 . Es en este punto cuando los efectos del procedimiento constructivo mencionados anteriormente son introducidos al cálculo. Kulhawy et al. (1983) encontraron tras analizar gran cantidad de pruebas de carga en pilas que K/K_0 varía entre 2/3 y 1, dependiendo precisamente del procedimiento constructivo empleado. La Tabla 3.1 puede emplearse como guía.

TABLA 3.1 RELACIÓN K/K_0 PARA VARIOS PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS		
Procedimiento de excavación	Técnica constructiva	K/K_0
Excavación en seco	Adecuada	1
Retención con lodo bentonítico o agua	Adecuada	1
	Inadecuada	2/3
Ademe metálico bajo agua	Adecuada	2/3 - 1

Por técnica constructiva adecuada se entiende una alteración mínima en las paredes de la excavación, pronta colocación del concreto empleando un método que no provoque su segregación, como por ejemplo el método tremie. Una técnica constructiva inadecuada es aquella en la que alguno de los puntos anteriores no es satisfactorio.

Por lo tanto, considerando válido el determinar el coeficiente de presión lateral K a partir del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , puede entonces emplearse alguna de las ecuaciones propuestas en la literatura técnica para conocer K_0 y así obtener finalmente K .

En suelos granulares puede emplearse la ecuación de Jacky (1944), en la que el coeficiente de empuje de tierras en reposo está dado por:

$$K_o = 1 - \text{sen } \phi \dots\dots\dots (3.9)$$

Tanto para suelos granulares o cohesivos, Kulhawy y Mayne (1982) sugieren la siguiente ecuación para evaluar K_o en aquellos suelos en los que el esfuerzo efectivo máximo histórico no sea el mismo que actualmente experimentan:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi) \left[\frac{OCR}{OCR_{max}^{(1-\text{sen } \phi)}} + \frac{3}{4} \left(1 - \frac{OCR}{OCR_{max}} \right) \right] \dots\dots\dots (3.10)$$

Donde OCR es el índice de preconsolidación del suelo, dado por:

$$OCR = \left(\frac{\sigma_{V \cdot MAX}}{\sigma_{VO}} \right)_z$$

En la que σ_{vo} es el esfuerzo vertical efectivo actual a la profundidad z , mientras que σ_{vMAX} es el máximo esfuerzo vertical efectivo que haya actuado a esa profundidad z .

Del análisis de la Ecuación (3.10) se observa que el coeficiente de empuje de tierras en reposo K_o está en función del ángulo de fricción interna ϕ , del índice de preconsolidación máximo histórico (OCR_{max}) así como del actual índice de preconsolidación (OCR).

En caso que no sea factible determinar OCR_{max} puede realizarse una hipótesis simplificadora al suponer $OCR_{max} = OCR$. Esta simplificación convierte la ecuación anterior en la siguiente:

$$K_o = (1 - \text{sen } \phi) \cdot OCR^{\text{sen } \phi} \dots\dots\dots (3.11)$$

Kulhawy menciona que esta simplificación tiende a proporcionar coeficientes de empuje de tierras en reposo K_o mayores que los reales.

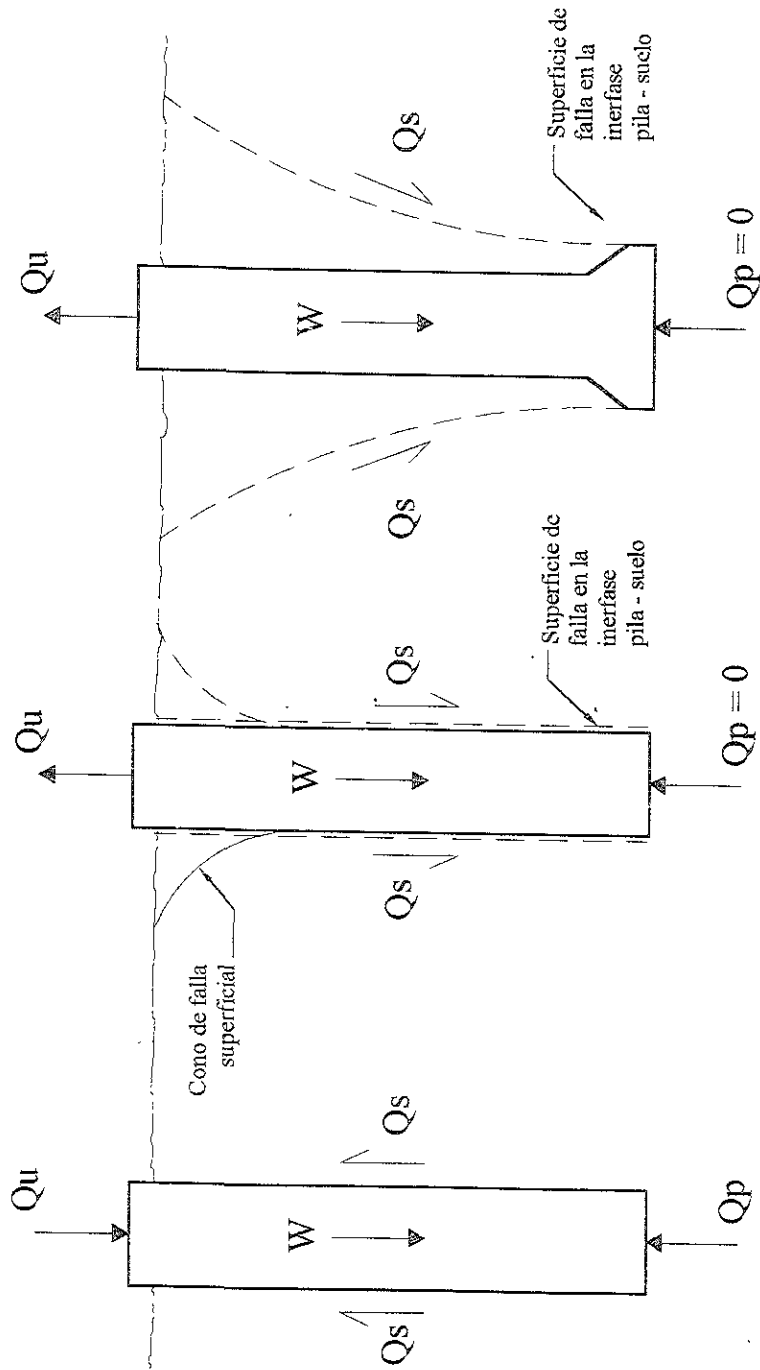
Al conocer el coeficiente de empuje de tierras en reposo K_o y la relación K/K_o , la carga última por fricción resulta ser:

$$Q_{su} = \pi \cdot B \cdot \frac{K}{K_o} \int_0^L \gamma' z \cdot K_{oz} \cdot \tan \left[\phi \cdot \left(\frac{\delta}{\phi} \right) \right] \cdot dz \dots \dots \dots (3.12)$$

La cual puede expresarse como sumatoria en la siguiente manera:

$$Q_{su} = \pi \cdot B \cdot \frac{K}{K_o} \cdot \sum_{i=1}^n \cdot (\gamma' z)_i \cdot K_{oi} \cdot \tan \cdot \left[\phi \cdot \left(\frac{\delta}{\phi} \right) \right] \cdot t_i \dots \dots \dots (3.13)$$

donde t_i es el espesor del estrato i . Todos los parámetros son evaluados para el semiespesor del estrato.



a) Compresión axial en una pila de sección transversal constante
 b) Tensión axial y superficie de falla en una pila de sección transversal constante
 c) Tensión axial y superficie de falla en una pila con ampliación de base

Figura 3.1 Fuerzas actuantes y superficies de falla en pilas con y sin ampliación de base

4.- ESTRATIGRAFÍA Y PROPIEDADES GEOTÉCNICAS DE LOS SITIOS DONDE SE REALIZARON LAS PRUEBAS DE EXTRACCIÓN

4.1 Propiedades índice de los sitios elegidos

Se cuenta con los resultados de 28 pruebas de extracción de pilas realizados en ocho sitios en el estado de Utah, Estados Unidos (Golder, 2000). La localización de cada sitio se muestra en la Figura 4.1. Los sitios seleccionados fueron depósitos granulares, desde gravas bien graduadas hasta arenas finas. En resumen puede decirse que el sitio *Point of Mountain West* tiene un subsuelo compuesto por arenas uniformes sin finos; el subsuelo en los sitios *Point of Mountain East*, *Big Cottonwood* y *Provo* está formado por arenas gruesas y arenas con grava; y los sitios *Mapleton*, *Spanish Fork*, *Kennecott* y *American Fork* tienen subsuelos formados por gravas arenosas. Los sitios fueron seleccionados para permitir una comparación en los valores de la carga última por fricción como función del tamaño del grano presente en el suelo.

En teoría, depósitos granulares formados principalmente por gravas deben generar mayor fricción lateral e inclusive pueden presentar dilatancia durante la aplicación de la carga. Estos dos factores deben conducir a que la carga última por fricción aumente a mayor contenido de grava en el depósito.

Aprovechando la existencia de minas para la explotación de grava (graveras) se realizaron allí algunas pruebas de extracción de pilas. Los perfiles estratigráficos son bien conocidos en esos lugares y las pruebas granulométricas muestran diversos contenidos de arena, aunque lógicamente prevaleciendo la grava como componente principal.

La mayoría de los sitios se ubican en los límites del *Lago Bonneville*, que antiguamente cubrió las tierras bajas del valle en el norte de Utah hasta el final del Pleistoceno (Golder, 2000). Los ríos tributarios al *Lago Bonneville* produjeron deltas y terrazas fluviales cerca de la boca de cañones donde se encuentran los sitios *American Fork*, *Spanish Fork*, *Mapleton* y *Kennecott*. Estos sitios tienen altos contenidos de grava, como era de esperarse ya que los materiales de mayor diámetro transportados por el río sedimentaron rápidamente al disminuir la velocidad del agua una vez que entraba al lago, mientras que la arena procedente del río fue transportada y sedimentada mas adentro del lago. El sitio *Big Cottonwood* esta un poco alejado de la falda de una montaña, por lo que el

depósito fluvial que lo compone posee arenas principalmente. Los dos sitios *Point of the Mountain*, tanto al oriente como al poniente se localizan en las márgenes del lago, lejos de los ríos tributarios. Los perfiles estratigráficos en estos sitios consisten principalmente de arenas de playa depositadas en aguas poco profundas (Golder, 2000). El sitio *Provo* se localiza a una mayor elevación que los demás y por lo tanto el depósito es un abanico aluvial sobreyaciendo el borde del *Lago Bonneville*, cuyo principal componente es arena limosa.

En este capítulo se presenta un resumen de las condiciones del subsuelo existentes en cada sitio, el procedimiento constructivo empleado para la construcción de las pilas y el cálculo de la carga última por fricción empleando los tres métodos expuestos en el capítulo 3 (es decir, el de Reese y O'Neil, el de Meyerhof y el de Kulhawy). En el presente trabajo se muestra para cada sitio el perfil estratigráfico y los resultados de la Prueba de Penetración Estándar. Además aparece dibujado en el perfil las pilas ensayadas, mostrando su geometría y profundidad. Los resultados de las pruebas granulométricas también se presentan en las figuras anexas. También se incluyen figuras en las que se muestra en planta la ubicación de las pilas ensayadas así como la de los sondeos realizados.

4.1.1 Descripción estratigráfica del Sitio *Point of Mountain West*

En ese sitio se realizaron dos pruebas de carga y un sondeo exploratorio cuya ubicación se muestra en la Figura 4.2. El perfil estratigráfico junto con las dimensiones de las pilas ensayadas aparece en la Figura 4.3.

(a) Condiciones del subsuelo

La profundidad investigada alcanzó 4 m, determinándose un perfil estratigráfico compuesto por arena media con poca grava, densidad relativa de media a compacta, según se infiere del número de golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar (que varió de 17 a 32). El tamaño máximo del grano es de 10 mm aproximadamente, según se aprecia en las Figuras 4.4 y 4.5, donde se presentan los resultados de cinco pruebas de granulometría practicadas en ese sitio. Empleando estas curvas se clasificó al suelo tomando como base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), determinándose que era una arena media, mal graduada (SP). El nivel freático no fue detectado en la excavación.

(b) Condiciones geométricas de las pilas

Las dimensiones de cada pila se muestran en la Figura 4.3. Las longitudes fueron medidas con cinta. Los diámetros hasta 1.5 m de profundidad fueron medidos con cinta, mientras que para profundidades mayores fueron estimados. El volumen de concreto introducido a la excavación fue comparado con el volumen esperado a partir de las dimensiones de la pila, encontrándose muy buena correlación entre ambos (Golder, 2000).

4.1.2 Descripción estratigráfica del Sitio *Point of Mountain East*

En ese sitio se realizaron cuatro pruebas de carga y dos sondeos exploratorios cuya ubicación se muestra en la Figura 4.6. Los perfiles estratigráficos junto con las dimensiones de las pilas ensayadas aparecen en las Figuras 4.7 y 4.8. La correlación estratigráfica entre ambos perfiles resultó satisfactoria.

(a) Condiciones del subsuelo

Los sondeos exploratorios alcanzaron profundidades de 6 m, determinándose perfiles estratigráficos que muestran primeramente un estrato de arena media con grava y limo, compactación relativa compacta a muy compacta, que va desde la superficie hasta 4.5 m de profundidad; a partir de 4.5 m de profundidad se encontró grava arenosa con poco limo, compacta, según se infiere del número de golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar. El contenido de grava tuvo un máximo de 55%, que fue para el estrato detectado a partir de 4.5 m de profundidad, mientras que para menores profundidades el contenido de grava fue variable, con un promedio de 6 a 40 %, según se observa en las curvas granulométricas que aparecen en las Figuras 4.9, 4.10 y 4.11. El número de golpes varió desde 64, para el estrato de grava arenosa con poco limo, hasta 24, en estratos de arena media. En términos generales puede decirse que la resistencia a la penetración del depósito es alta. El nivel freático no fue detectado en la excavación.

Se realizaron un total de 15 pruebas granulométricas, ocho provenientes del primer sondeo y 7 del segundo (Figuras 4.9, 4.10 y 4.11). Empleando estas curvas se clasificó al suelo tomando como base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), determinándose que eran materiales SW-SM y SP-SM.

La historia geológica de este depósito indica que anteriormente existió un estrato superficial de aproximadamente 12 m de espesor, que ahora ha sido erosionado por completo. Cuando en el cálculo de la carga última por fricción se aplique el criterio de Kulhawy (1991) se tomará en cuenta lo anterior para la evaluación de OCR.

(b) Condiciones geométricas de las pilas

Las dimensiones de cada pila se muestran en las Figuras 4.7 y 4.8. Las longitudes fueron medidas con cinta. Los diámetros hasta 1.5 m de profundidad fueron medidos con cinta, mientras que para profundidades mayores fueron estimados. El volumen de concreto introducido a la excavación fue comparado con el volumen esperado a partir de las dimensiones de la pila, encontrándose muy buena correlación entre ambos (Golder, 2000).

4.1.3 Descripción estratigráfica del Sitio *Big Cottonwood*

En ese sitio se realizaron cuatro pruebas de carga y dos sondeos exploratorios cuya ubicación se muestra en la Figura 4.12. Los perfiles estratigráficos junto con las

dimensiones de las pilas ensayadas aparecen en las Figuras 4.13 y 4.14. La correlación estratigráfica entre ambos perfiles resultó aceptable.

(a) Condiciones del subsuelo

Los sondeos exploratorios alcanzaron profundidades de 6 m, determinándose perfiles estratigráficos que muestran: (1) en el sondeo de la Figura 4.13 primeramente se encuentra un estrato de arena media a fina con grava y limo, con compacidad relativa compacta, que va desde la superficie hasta 4 m de profundidad. El contenido de grava es variable, desde 6 hasta 74%, con una media de 10 a 25%; a partir de esa profundidad predomina la grava, presentándose estratos de grava arenosa con limo, con compacidad relativa media a muy compacta, según se infiere del número de golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar, que varió de 59 a 21 golpes; (2) en el sondeo de la Figura 4.14 se presenta primeramente un estrato de arena compacta con grava, que va desde la superficie hasta 0.6 m. Subyaciendo ese estrato y hasta 1.4 m se encuentra grava arenosa con limo, compacto. Posteriormente, de 1.4 a 2.3 m aparece un estrato de arena limosa, compacto. De 2.3 hasta 3.2 m existe grava arenosa con limo, compacto. Mas abajo, desde 3.2 m hasta el fin del sondeo (6 m), se encontró arena limosa con grava, muy compacta. El porcentaje de grava varía del 75 % en el estrato de grava hasta 0 % en el estrato de arena limosa a 5.5 m de profundidad. El número de golpes varió de 44 a 18. El nivel freático no fue detectado en el sondeo.

Las Figuras 4.15, 4.16 y 4.17 presentan un total de 17 pruebas que muestran la distribución granulométrica del depósito. Empleando estas curvas se clasificó al suelo tomando como base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). La clasificación aparece en los perfiles estratigráficos.

La historia geológica de este depósito indica que anteriormente existió un estrato superficial de aproximadamente 3.3 m de espesor, que ahora ha sido erosionado por completo. Cuando en el cálculo de la carga última por fricción se aplique el criterio de Kulhawy (1991) se tomará en cuenta lo anterior para la evaluación de OCR.

(b) Condiciones geométricas de las pilas

Las dimensiones de cada pila se muestran en las Figuras 4.13 y 4.14. Las longitudes fueron medidas con cinta. Los diámetros hasta 1.5 m de profundidad fueron medidos con cinta, mientras que para profundidades mayores fueron estimados. El volumen de concreto introducido a la excavación fue comparado con el volumen esperado a partir de las dimensiones de la pila, encontrándose muy buena correlación entre ambos (Golder, 2000).

4.1.4 Descripción estratigráfica del Sitio *Provo*

En ese sitio se realizaron cuatro pruebas de carga y dos sondeos exploratorios cuya ubicación se muestra en la Figura 4.18. Los perfiles estratigráficos junto con las dimensiones de las pilas ensayadas aparecen en las Figuras 4.19 y 4.20.

(a) Condiciones del subsuelo

Los sondeos exploratorios alcanzaron profundidades de 3 y 6 m, determinándose perfiles que muestran un depósito muy estratificado, intercalándose estratos de arena limosa con grava junto con estratos de grava limosa con arena. La compacidad relativa del depósito va de media a muy compacta. El contenido de grava varía de 18 a 60 %. El nivel freático no fue detectado en la excavación.

Se realizaron un total de 21 pruebas granulométricas repartidas entre el primer y el segundo sondeo (Figuras 4.21 a 4.30). Empleando estas curvas se clasificó al suelo tomando como base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), determinando que predominan los materiales GW-GM. Los granos de grava estaban formados principalmente de caliza y arenisca. El tamaño máximo de la grava fue de 25mm.

(b) Condiciones geométricas de las pilas

Las dimensiones de cada pila se muestran en las Figuras 4.19 y 4.20. El diámetro varió significativamente con la profundidad. Los diámetros hasta 1.5 m de profundidad fueron medidos con cinta, mientras que para profundidades mayores se introdujo una varilla vertical que tenía fija en su extremo inferior una barra horizontal de 45 cm de largo, para servir de referencia y poder estimar así el diámetro de las pilas (Golder, 2000).

4.1.5 Descripción estratigráfica del Sitio *Mapleton*

En ese sitio se realizaron tres pruebas de carga y dos sondeos exploratorios cuya ubicación se muestra en la Figura 4.31. Los perfiles estratigráficos junto con las dimensiones de las pilas ensayadas aparecen en las Figuras 4.32 y 4.33. La correlación estratigráfica entre ambos perfiles resultó satisfactoria.

(b) Condiciones del subsuelo

Los sondeos exploratorios alcanzaron profundidades de 4.5 m, determinándose perfiles estratigráficos que muestran primeramente a un estrato de grava gruesa a fina, con boleos, con compacidad relativa muy compacta, que va desde la superficie hasta 3.6 m de profundidad. Por debajo de ese estrato y hasta el fin del sondeo se encontró arena limosa, con compacidad relativa media. El porcentaje de grava del depósito varía desde 70 % en el estrato de grava hasta 3 % en la arena limosa. El tamaño máximo del grano fue 25 a 38 mm. El nivel freático fue encontrado a 3.8 m de profundidad.

Las Figuras 4.34, 4.35 y 4.36 presentan un total de 9 pruebas que muestran la distribución granulométrica del depósito. Empleando estas curvas se clasificó al suelo tomando como base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS). El estrato superficial de grava correspondió a una grava arenosa con limo, bien graduada GW-GM, mientras que por debajo de ella correspondió a un estrato de grava con arena GP.

(b) Condiciones geométricas de las pilas

Las dimensiones de cada pila se muestran en las Figuras 4.32 y 4.33. Las longitudes fueron medidas con cinta. Los diámetros hasta 1.5 m de profundidad fueron medidos con cinta, mientras que para profundidades mayores fueron estimados. El volumen de concreto introducido a la excavación fue comparado con el volumen esperado a partir de las dimensiones de la pila, encontrándose muy buena correlación entre ambos (Golder, 2000).

4.1.6 Descripción estratigráfica del Sitio *Spanish Fork*

En ese sitio se realizaron tres pruebas de carga y un sondeo exploratorio cuya ubicación se muestra en la Figura 4.37. El perfil estratigráfico junto con las dimensiones de las pilas ensayadas aparecen en la Figura 4.38.

(a) Condiciones del subsuelo

El sondeo exploratorio alcanzó la profundidad de 6 m, pudiendo correlacionarse con un corte situado a 6 m de distancia. El perfil estratigráfico hallado muestra un depósito formado principalmente por grava arenosa con limo. La compacidad relativa del depósito va del estado compacto al muy compacto. El nivel freático no fue detectado en la excavación.

Se realizaron un total de 8 pruebas granulométricas (Figuras 4.39 y 4.40). Empleando estas curvas se clasificó al suelo tomando como base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), determinando que predominan los materiales GW-GM. Los granos de grava estaban formados principalmente de caliza y arenisca.

La historia geológica del depósito (Golder, 2000) corresponde a depósitos de gravas arenosas provenientes del desbordamiento del Río Spanish Fork, que fluye a 15 m del sitio. La máxima elevación del depósito aparentemente corresponde a la que actualmente tiene, por lo que al no haber existido sobrecarga mayor que la actual se empleará un $OCR = 1$ al calcular la carga última por fricción con el método de Kulhawy. Tras la observación del corte cercano mencionado anteriormente, se concluyó que las gravas arenosas no estaban cementadas a pesar de que algunas gravas poseían un delgado recubrimiento de carbonato de calcio.

(b) Condiciones geométricas de las pilas

Las dimensiones de cada pila se muestran en la Figura 4.38. La presencia de boleos a partir de 3.5 m de profundidad impidió el avance de la pila, por lo que hubo que ampliarles su base (acampanarlas) ligeramente, como se muestra en la Figura 4.38. El diámetro varió significativamente con la profundidad. Los diámetros hasta 1.5 m de profundidad fueron medidos con cinta, mientras que para profundidades mayores se introdujo una varilla vertical que tenía fija en su extremo inferior una barra horizontal de 45 cm de largo, para servir de referencia y poder estimar así el diámetro de las pilas (Golder, 2000).

4.1.7 Descripción estratigráfica del Sitio *American Fork*

En ese sitio se realizaron cuatro pruebas de carga y dos sondeos exploratorios cuya ubicación se muestra en la Figura 4.41. Los perfiles estratigráficos junto con las dimensiones de las pilas ensayadas aparecen en las Figuras 4.42 y 4.43. La correlación estratigráfica entre ambos perfiles resultó satisfactoria.

(a) Condiciones del subsuelo

Los sondeos exploratorios alcanzaron profundidades de 6 m, pudiendo correlacionarse con un corte situado a 18 m de distancia. El perfil estratigráfico está compuesto de 0 a 0.6 m por un estrato de arena limosa con compacidad relativa compacta a muy compacta. De 0.6m hasta el final de la exploración se encontró grava compacta con pocos boleos intercalada con estratos de arena limosa fina. El contenido de grava varió de 45 a 58 %, mientras que los finos lo hicieron de 7 a 12 %. El nivel freático no fue detectado en la excavación.

Se realizaron un total de 17 pruebas granulométricas repartidas entre el primer y el segundo sondeo (Figuras 4.44 a 4.45). Empleando estas curvas se clasificó al suelo tomando como base al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS), determinando que predominan los materiales GW-GM.

La historia geológica del depósito (Golder, 2000) muestra que el suelo en su historia geológica no ha experimentado una sobrecarga mayor que la actual. Además, tras la inspección del material muestreado se observó que los granos no están cementados. Los estratos de arena limosa fina corresponden a antiguos depósitos de playa, acumulados cuando el Lago Bonneville se extendía hasta alcanzar la actual ubicación del sitio *American Fork*.

(b) Condiciones geométricas de las pilas

Las dimensiones de cada pila se muestran en las Figuras 4.42 y 4.43. Las mediciones del diámetro con respecto a la profundidad se realizaron en forma idéntica a la descrita para el sitio *Spanish Fork*. El volumen de concreto introducido a la excavación fue comparado con el volumen esperado a partir de las dimensiones de la pila, encontrándose muy buena correlación entre ambos (Golder, 2000).

4.1.8 Descripción estratigráfica del Sitio *Kennecott*

En ese sitio se realizaron cuatro pruebas de carga y dos sondeos exploratorios cuya ubicación se muestra en la Figura 4.46. Los perfiles estratigráficos junto con las dimensiones de las pilas ensayadas aparecen en las Figuras 4.47 y 4.48. La correlación estratigráfica entre ambos perfiles resultó satisfactoria.

(a) Condiciones del subsuelo

El sitio *Kennecott* se encuentra cerca de las antiguas márgenes del Lago Bonneville, por lo que el depósito es del tipo lacustre aunque influenciado por el sedimento descargado por los ríos tributarios. Los sondeos exploratorios alcanzaron profundidades de 3 y 6 m, determinándose un perfil estratigráfico compuesto principalmente por grava pero con grandes cantidades de finos. La Figura 4.49 muestra los resultados de nueve pruebas de distribución granulométrica. El contenido de grava fue de 48 a 66 %, mientras que el de finos fue de 12 a 18 % en promedio. El número de golpes fue de 35 a 38. Con base en el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos puede definirse al depósito como una grava arenosa con limo, mal graduada GP y GP-GM. El nivel freático no fue encontrado en la profundidad investigada.

La historia geológica de este depósito indica que anteriormente existió un estrato superficial de aproximadamente 4 m de espesor, que ahora ha sido erosionado por completo. Cuando en el cálculo de la carga última por fricción se aplique el criterio de Kulhawy (1991) se tomará en cuenta lo anterior para la evaluación de OCR.

(b) Condiciones geométricas de las pilas

Las dimensiones de cada pila se muestran en las Figuras 4.47 y 4.48. Las longitudes fueron medidas con cinta. Los diámetros hasta 1.5 m de profundidad fueron medidos con cinta, mientras que para profundidades mayores se introdujo una varilla vertical que tenía fija en su extremo inferior una barra horizontal de 45 cm de largo, para servir de referencia y poder estimar así el diámetro de las pilas (Golder, 2000).

4.2 Procedimiento constructivo de las pilas

En todos los Sitios salvo en *Provo* las excavaciones se efectuaron empleando una broca helicoidal de 46 cm de diámetro, sin ademe ni lodo bentonítico para retener las paredes de la excavación. Como era de esperarse, en algunos sitios hubo desprendimientos y caídos del material, ensanchándose tal que los diámetros en promedio fueron de 56 a 66 cm. En el Sitio *Provo* se empleó una broca helicoidal de 61 cm, generándose caídos que provocaron diámetros de 66 a 74 cm.

El número de pilas ensayadas por sitio fue variable, pero siempre se manejaron las mismas profundidades, siendo éstas de 1.5, 3, 4.5 y 6 m. En general, los diámetros fueron razonablemente uniformes y los desprendimientos no fueron un problema, salvo en el Sitio *Point of Mountain West*, donde el subsuelo está compuesto por arena bien graduada sin finos y no fue posible excavar las pilas a las pretendidas profundidades de 4.5 y 6 m, teniéndose que conformar con 1.5 y 3 m. En el Sitio *Mapleton* se localizó el nivel freático a 3.8 m de profundidad, siendo imposible excavar por debajo de ese nivel.

Las Figuras 4.50 a 4.53 muestran fotografías de algunas de las excavaciones antes de la colocación del concreto. La superficie plana que tienen las paredes de la excavación

del Sitio Point of Mountain West (Figura 4.53) contrastan con lo irregular de las paredes en el Sitio Mapleton (Figura 4.50).

Inmediatamente después de concluir con la perforación se introdujo al interior de la excavación el acero de refuerzo ya habilitado a manera de jaula. El acero longitudinal abarcó toda la profundidad de las pilas y consistió de seis varillas # 8 tipo Dywidag ($A_s = 40.6 \text{ cm}^2$) con estribos # 4 @ 20 cm.

El concreto fue colocado con el procedimiento de caída libre desde la superficie. Se empleó una tolva a manera de embudo para poder centrar la salida del concreto y hacer que éste no golpeará con las paredes de la excavación, provocando segregación. Este fenómeno fue evitado con éxito. En todas las pilas, la colocación del concreto no difirió más de 8 horas con respecto al inicio de la excavación. El volumen de concreto introducido a las excavaciones fue comparado con el volumen esperado a partir de las dimensiones de las pilas, encontrándose muy buena correlación entre ambos. Se tomaron cilindros de concreto para determinar su resistencia a la compresión a los 28 días (f'_c), obteniéndose valores entre 280 y 420 kg/cm^2 . El concreto fresco tuvo un revenimiento de 15 a 18 cm (Golder, 2000).

4.3 Cálculo de la carga última por fricción

Se emplearon los métodos de Reese y O'Neil (1988), Meyerhof (1976) y Kulhawy (1991) descritos en el capítulo 3 para determinar la carga última por fricción de los suelos granulares mencionados en el inciso 4.1. Los parámetros empleados, el cálculo de las ecuaciones y los resultados se muestran en las Tablas 4.1 a 4.28, al final de este capítulo.

El cálculo de los valores de la carga última por fricción se realizó por segmentos que abarcaron toda la longitud de las pilas, empleando para cada uno las propiedades del suelo y geométricas de la pila (diámetro) que dieran lugar.

El uso del método de Kulhawy requiere del conocimiento de ϕ . Debido a que no se realizaron pruebas triaxiales, los ángulos de fricción interna fueron estimados a partir del número de golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar. En todos los casos, el máximo valor del número de golpes empleado en el cálculo se limitó a 70, tal como se mencionó en el inciso 3.4.2. La determinación del ángulo de fricción interna a partir del número de golpes fue realizada mediante la correlación propuesta por Peck (1973), que se muestra en la Figura 4.54. La relación K/K_0 se consideró igual a uno ya que la técnica constructiva con la que se construyeron las pilas fue la adecuada, además de no haberse empleado lodo bentonítico (ver Tabla 3.1). El resto de los cálculos realizados para determinar la carga última por fricción de acuerdo con el criterio de Kulhawy se realizó conforme a lo señalado en el capítulo 3.

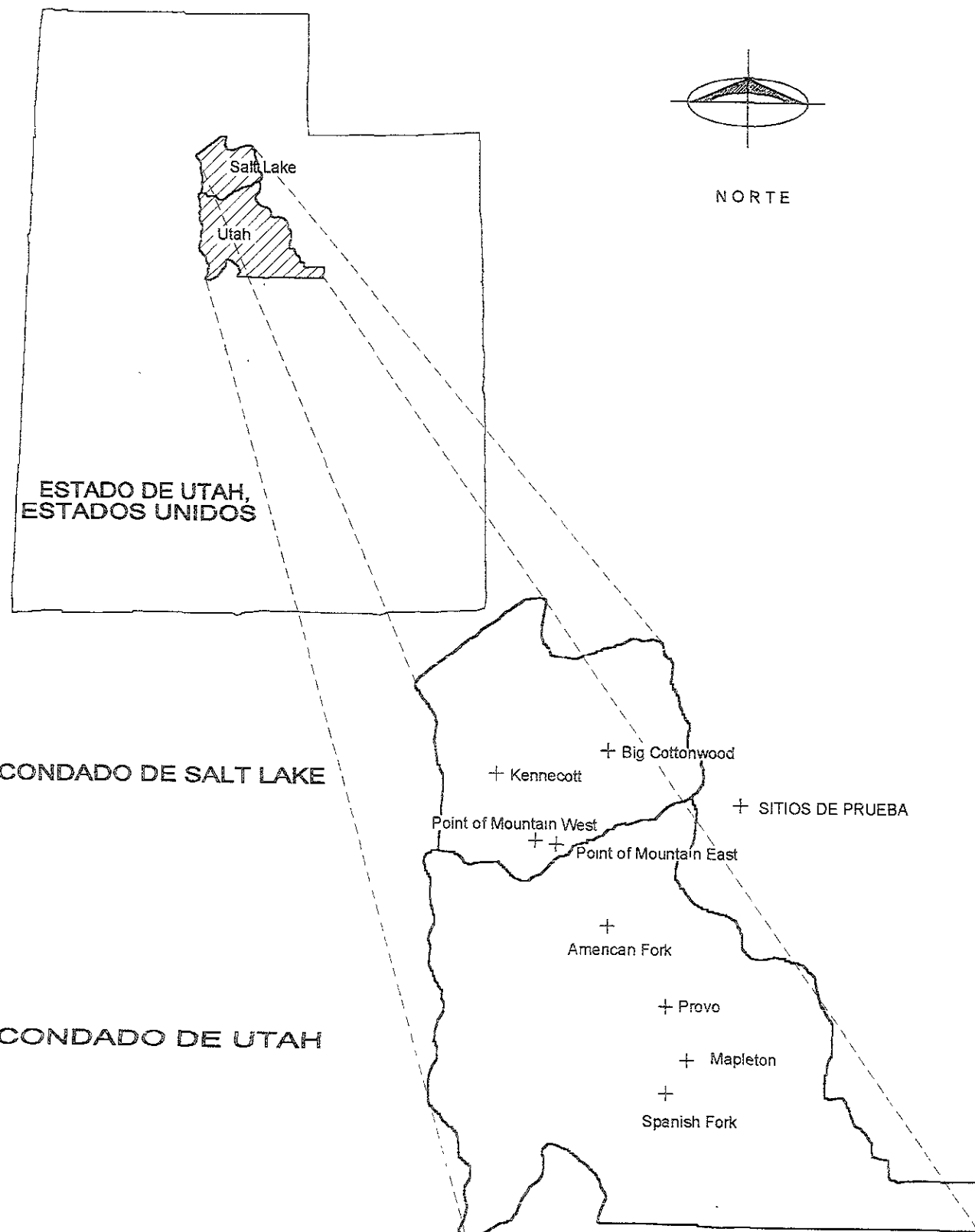


Figura 4.1 Mapa del Estado de Utah, E. U. A., mostrando la ubicación de los sitios donde se realizaron las pruebas de carga

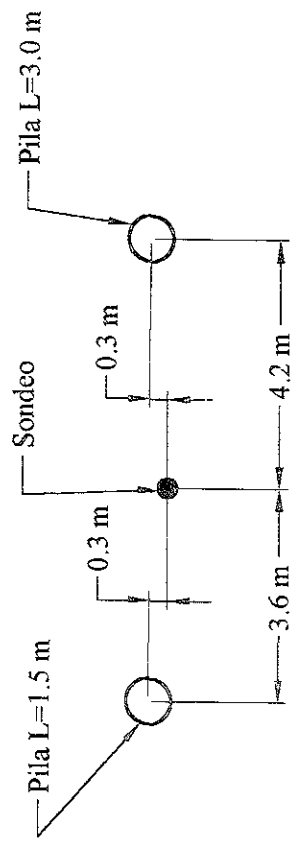


Figura 4.2 Ubicación relativa de sondeos y pilas en el Sitio Point of Mountain West (planta)

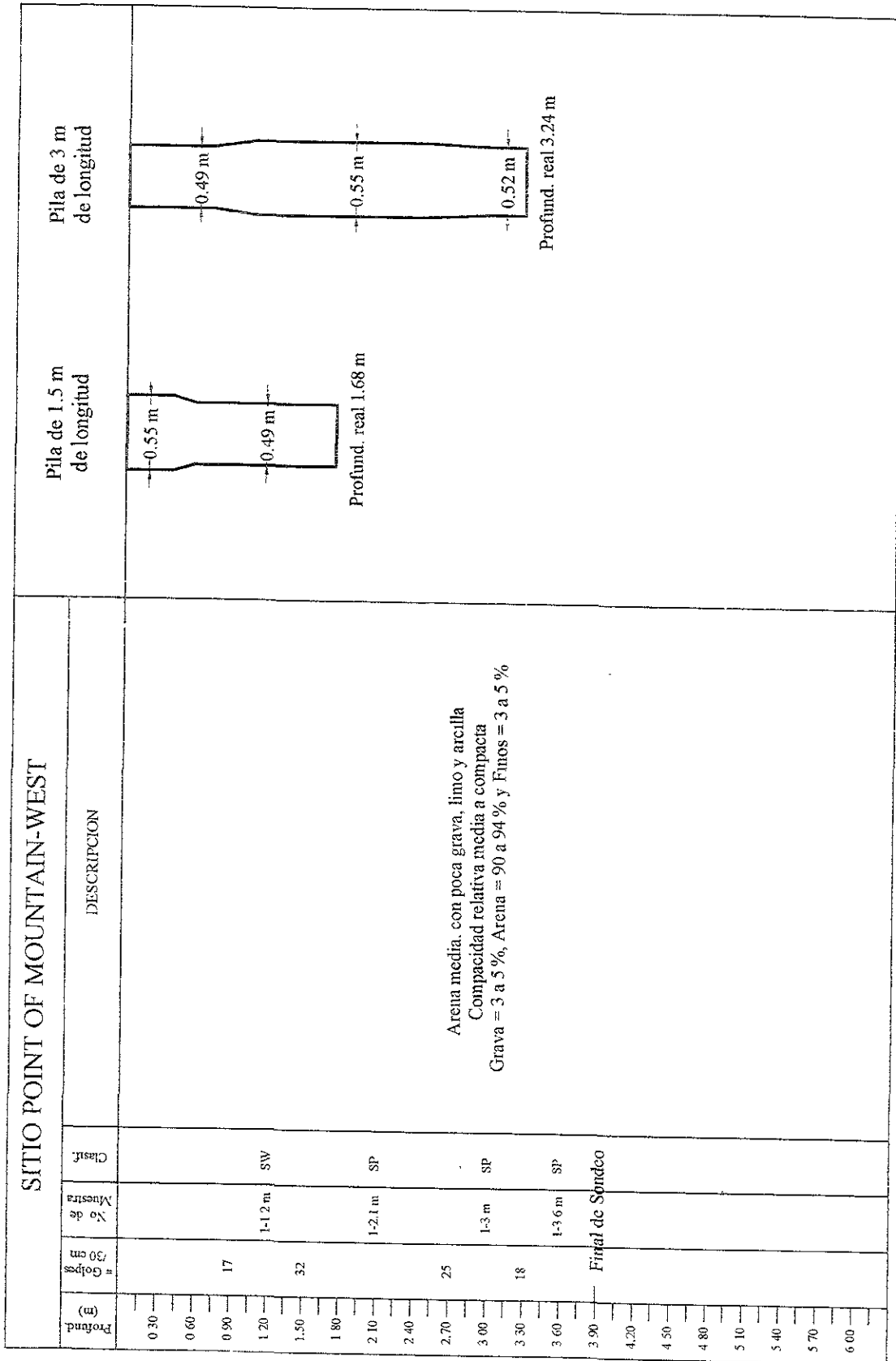


Figura 4.3 Perfil estratigráfico y geometría de las pilas en el Sitio Point of Mountain-West (adaptado de Golder (2000))

Figura 4.4 Distribución granulométrica del Sitio Mountain West.

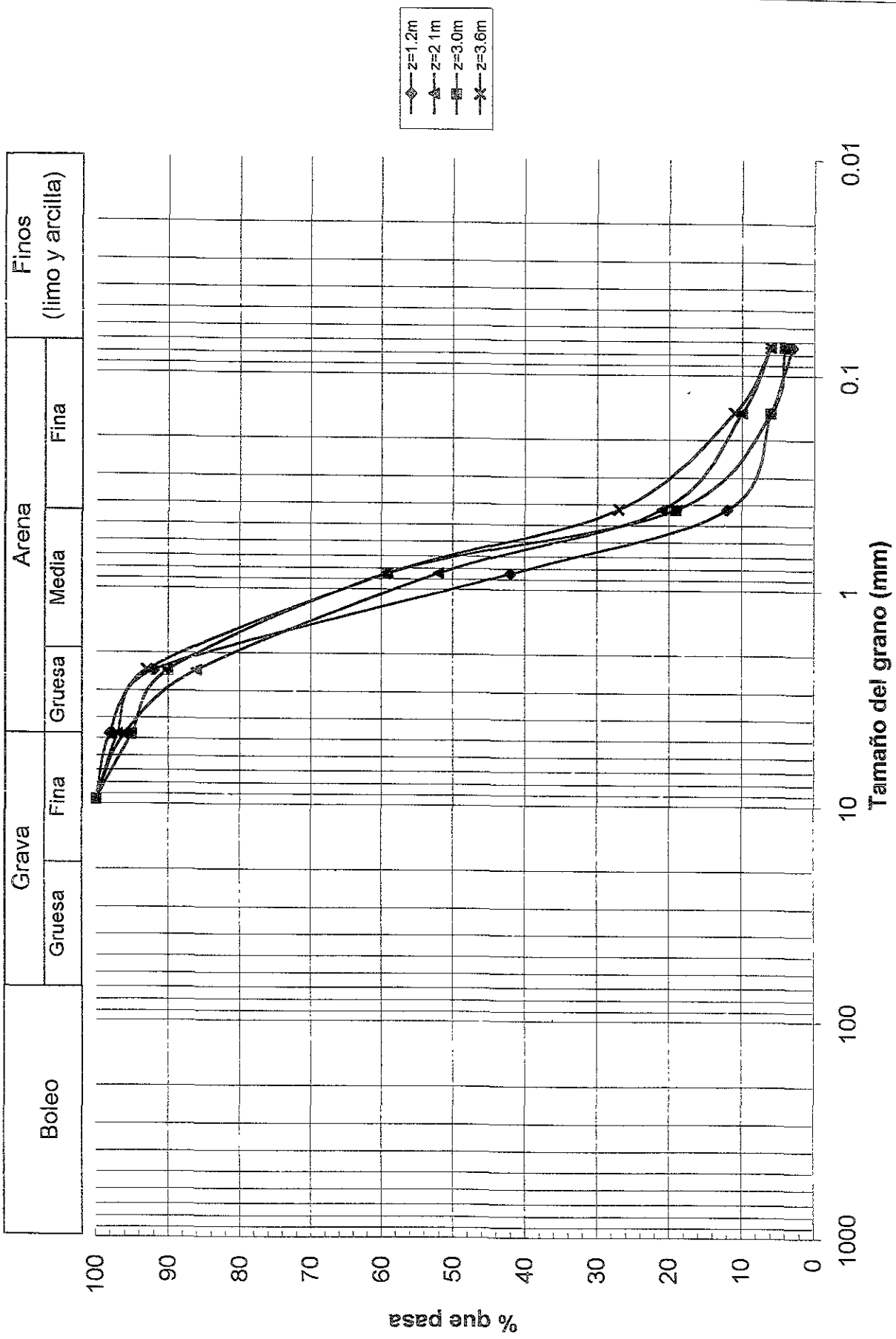
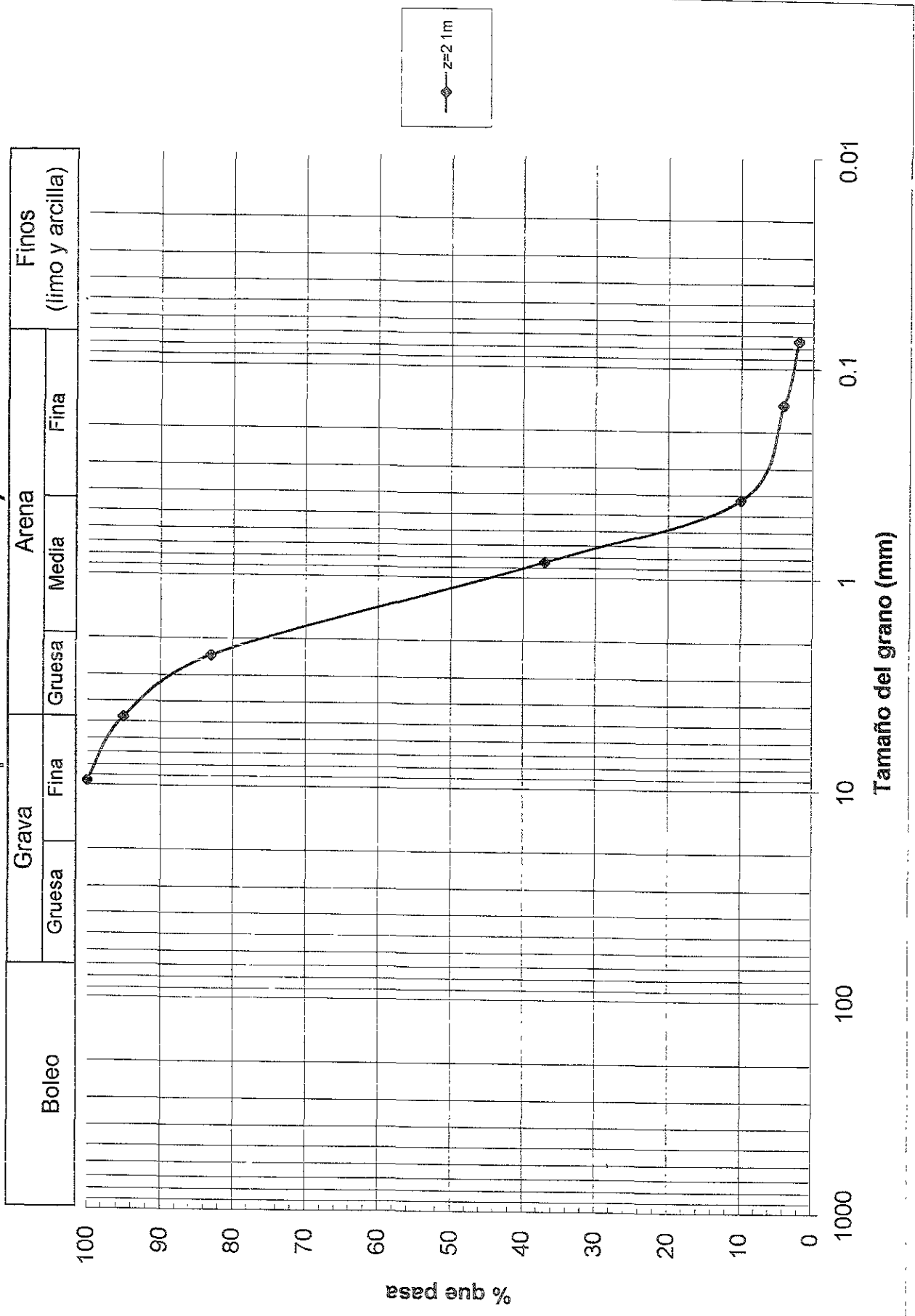


Figura 4.5 Distribución granulométrica del Sitio Mountain West (muestra recuperada de la broca)



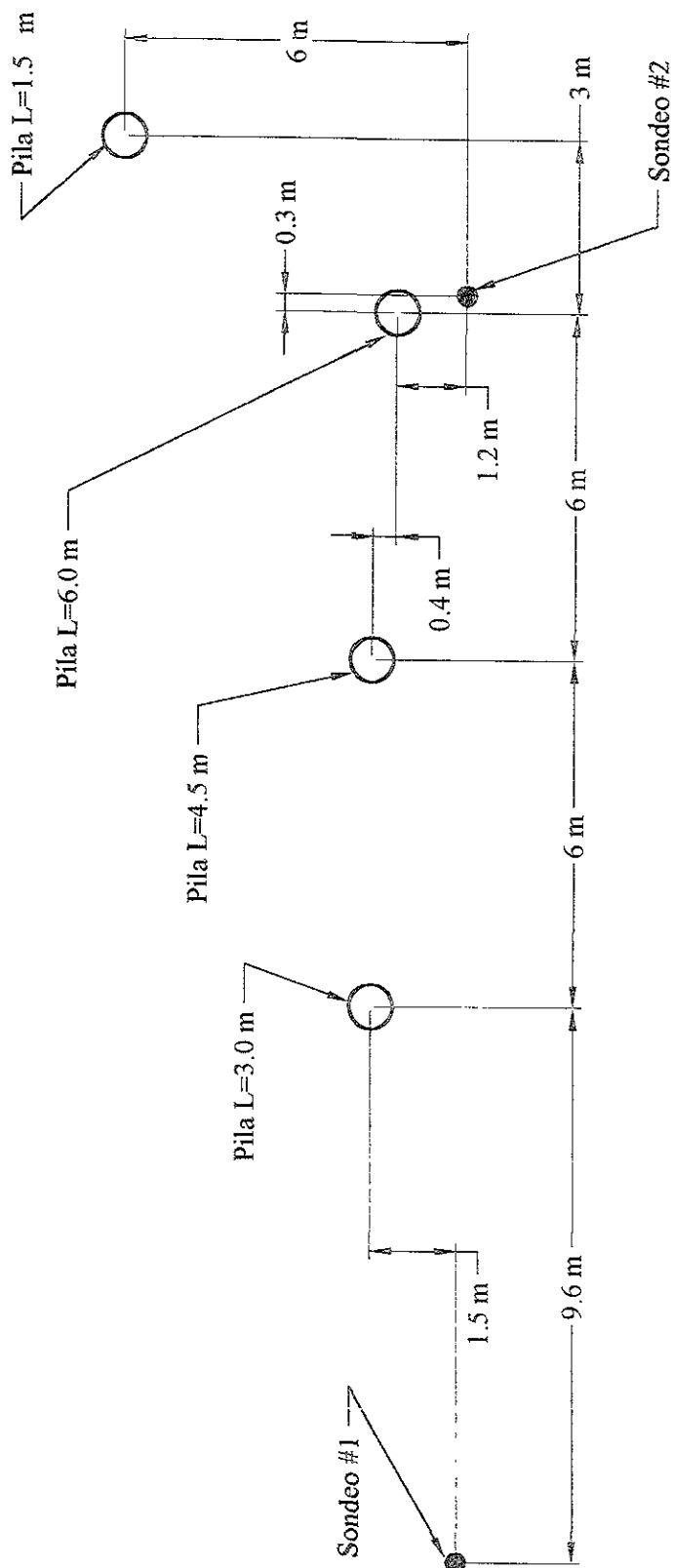


Figura 4.6 Ubicación relativa de sondeos y pilas en el Sitio Point of Mountain East (planta)

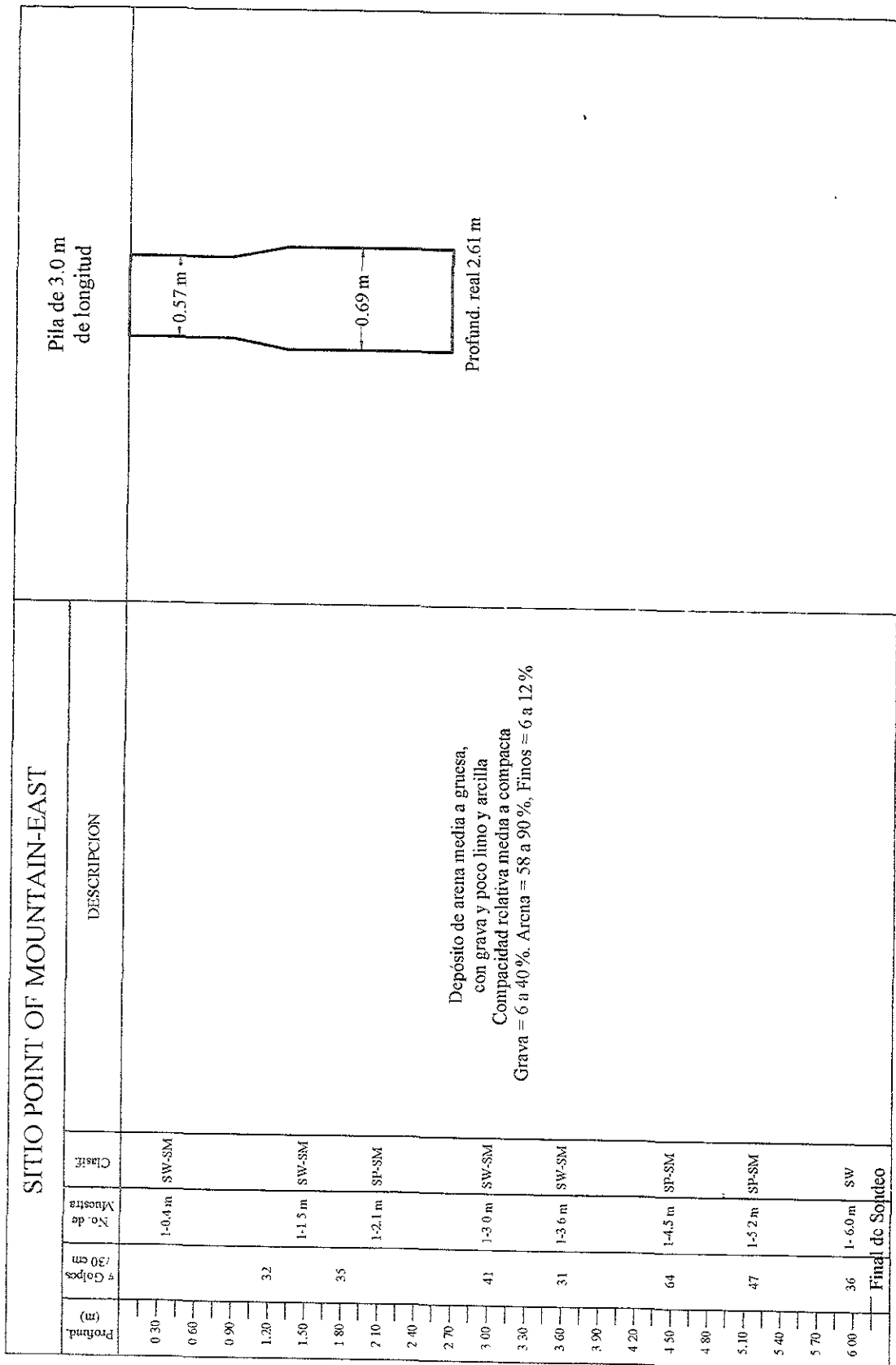


Figura 4.7 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 1 y geometría de las pilas en el Sitio Point of Mountain-East (adaptado de Golder (2000))

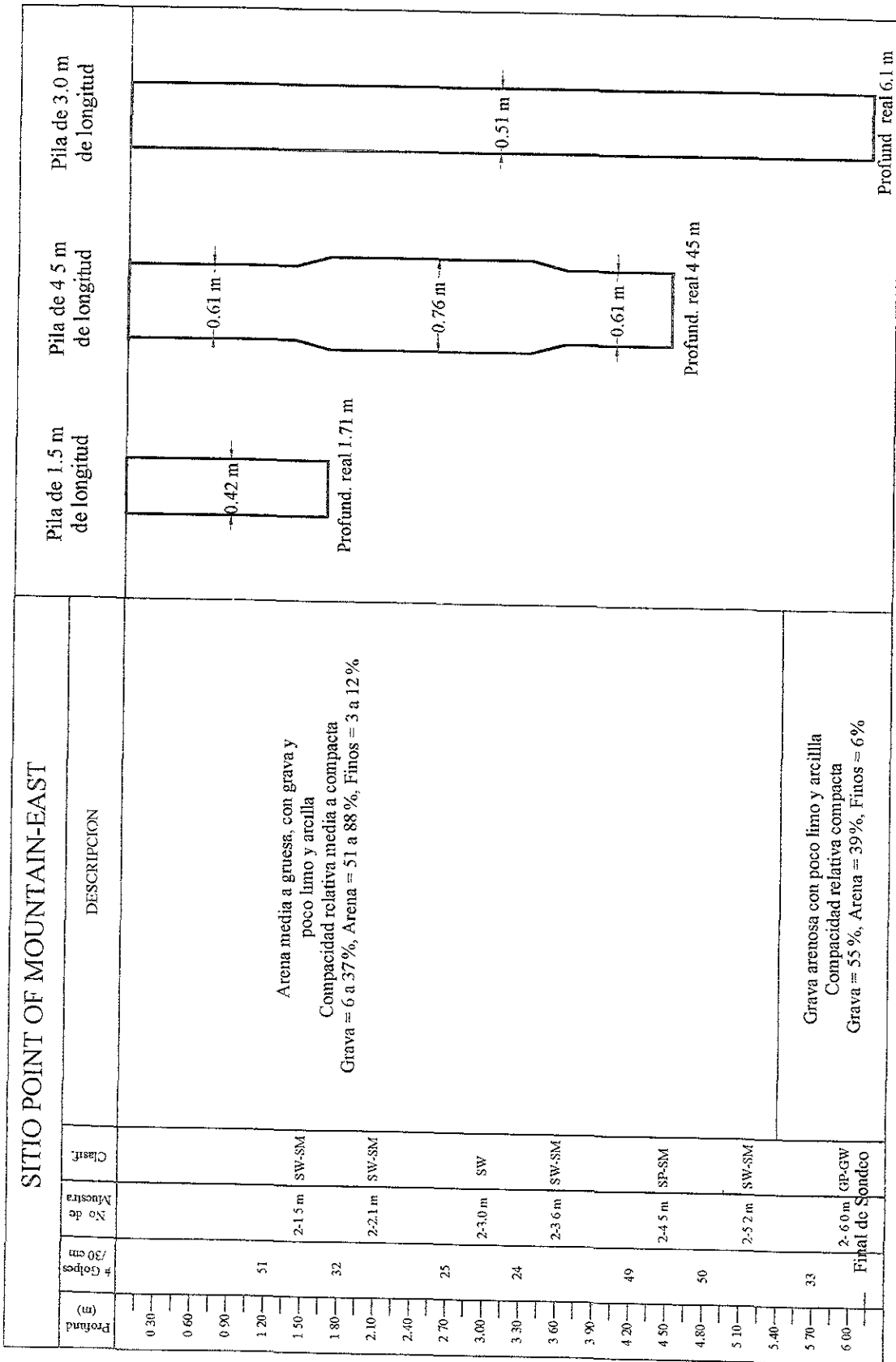


Figura 4.8 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 2 y geometría de las pilas en el Sitio Point of Mountain-East (adaptado de Golder (2000))

Figura 4.9a Distribución granulométrica del Sitio Mountain East: (sondeo 1)

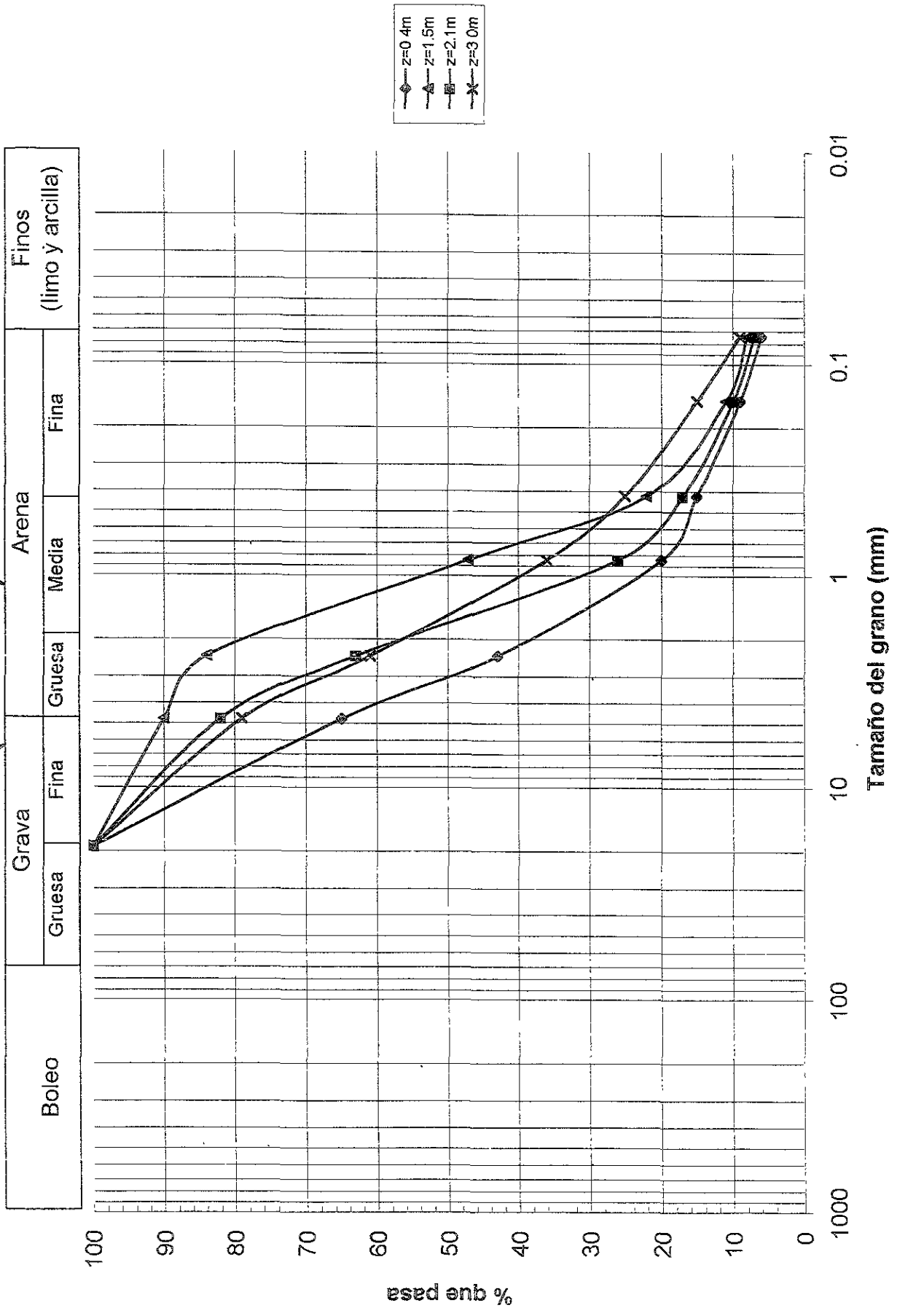


Figura 4.9b Distribución granulométrica del Sitio Mountain East (sondeo 1)

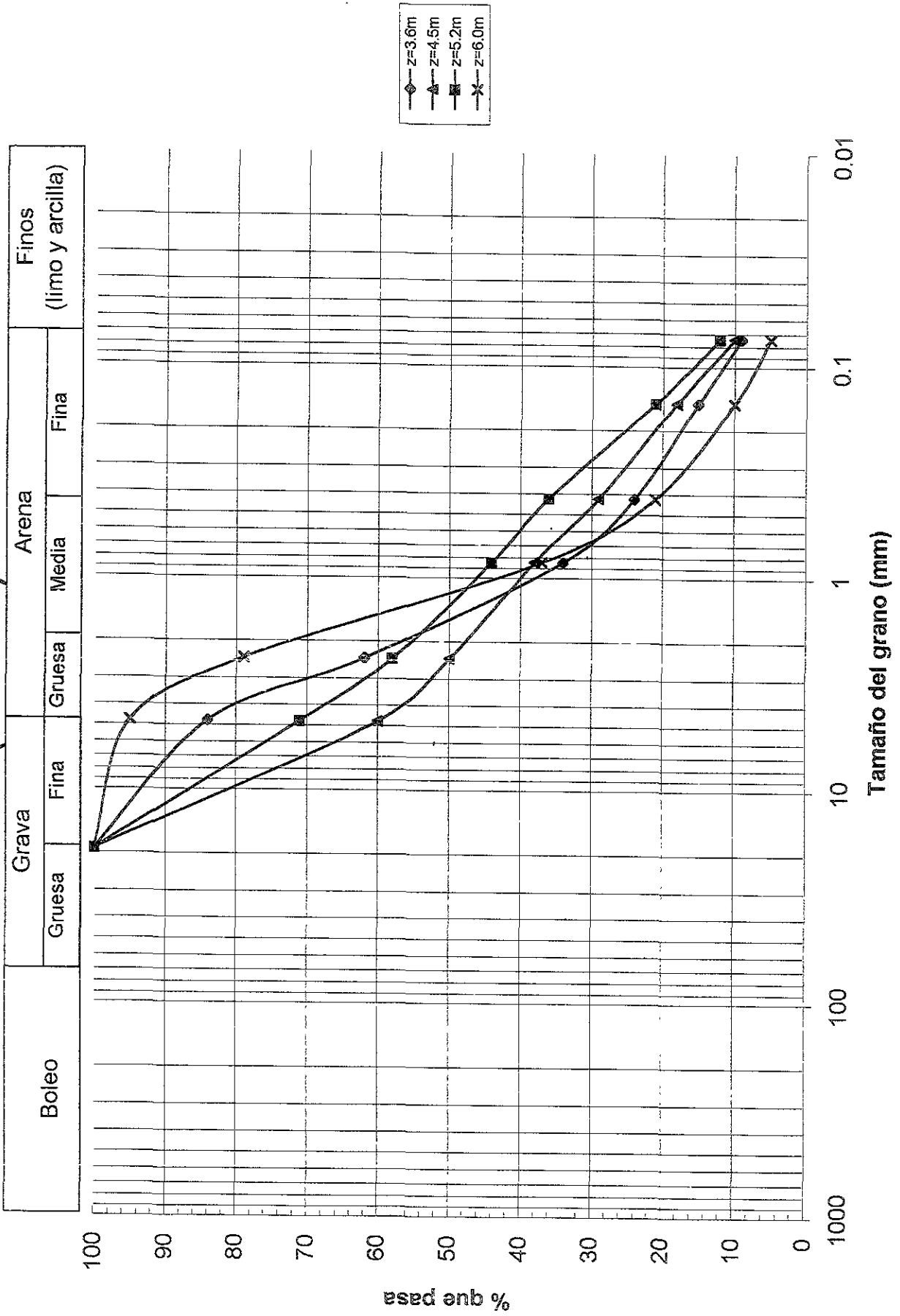


Figura 4.10a Distribución granulométrica del Sitio Mountain East (sondeo 2)

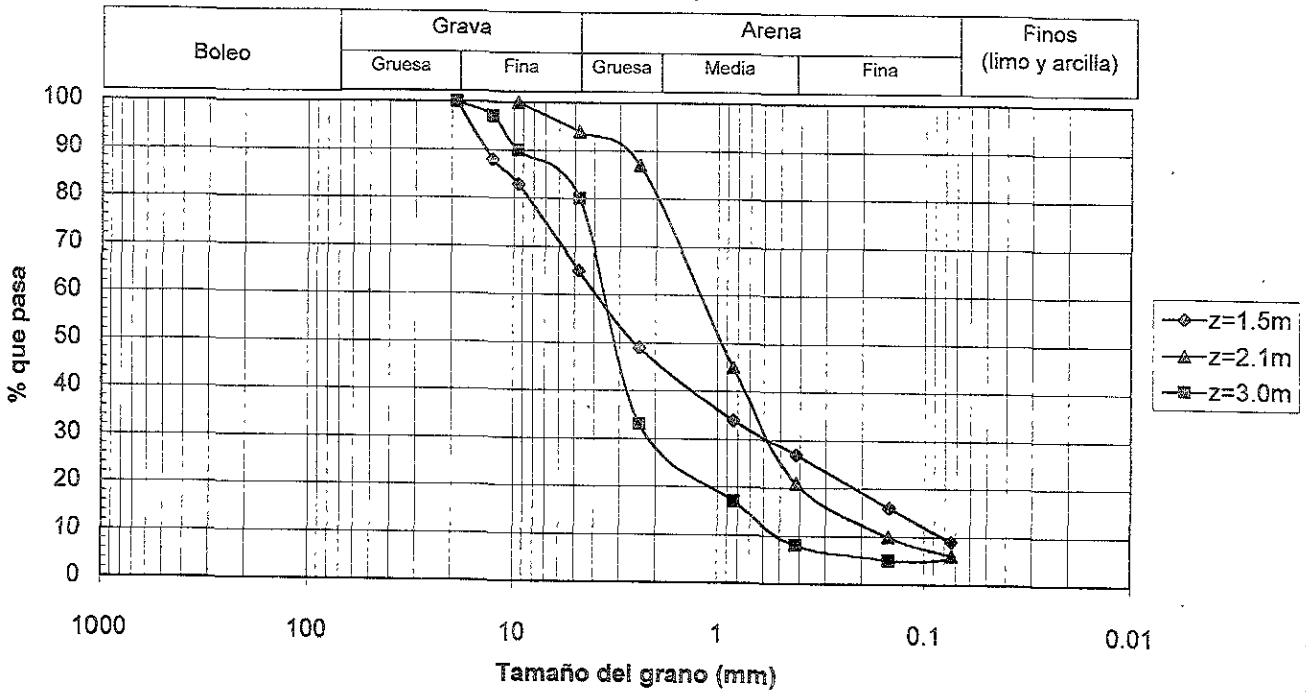
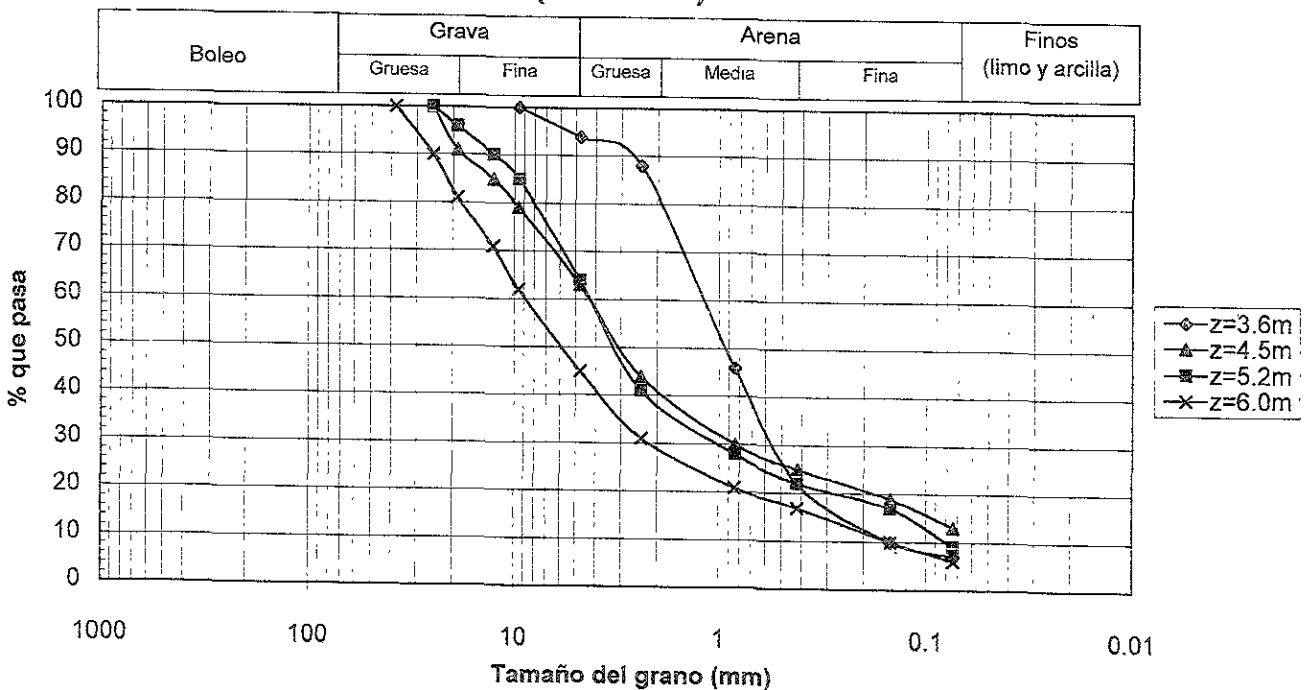
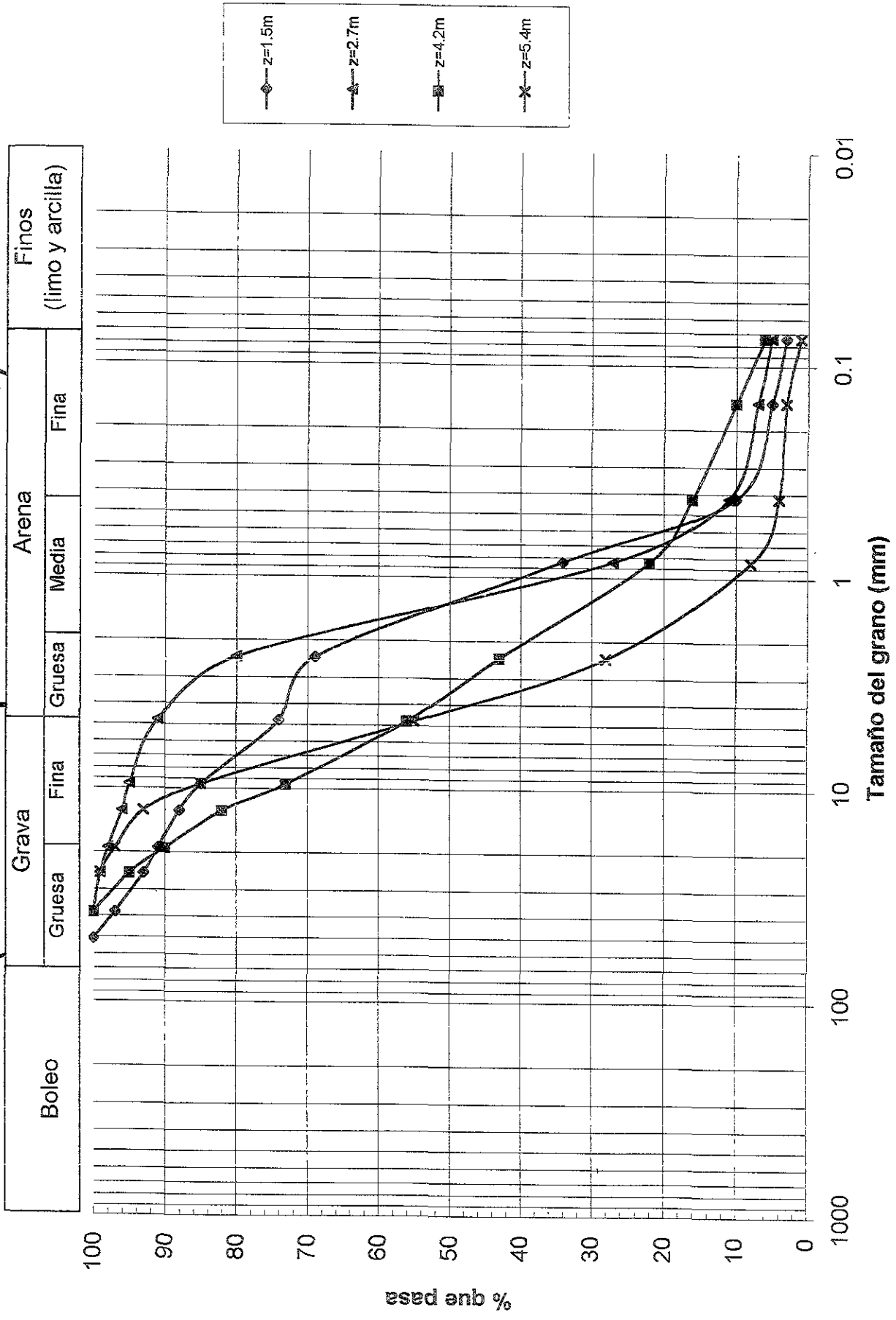


Figura 4.10b Distribución granulométrica del Sitio Mountain East (sondeo 2)



**Figura 4.11 Distribución granulométrica del Sitio Montain East
(muestras recuperadas de la broca)**



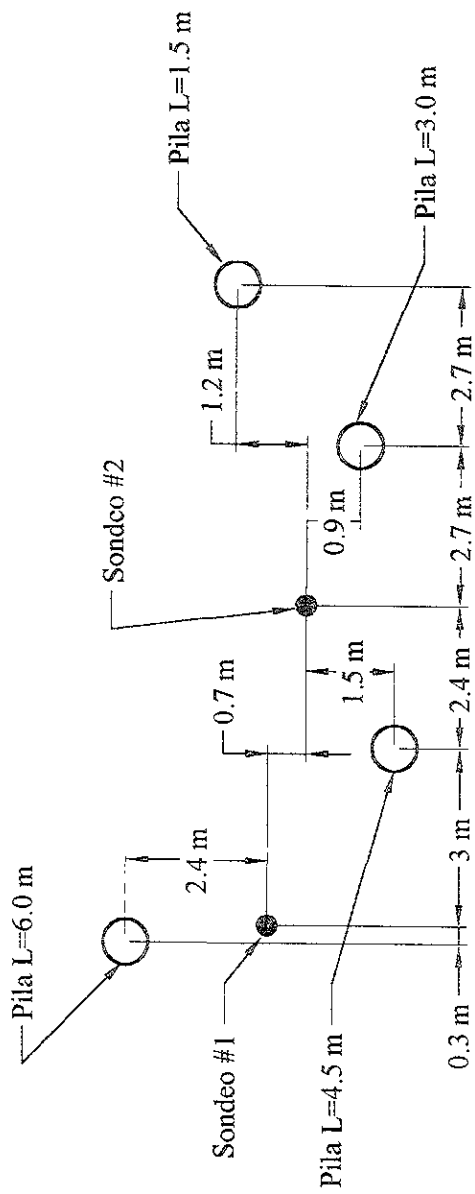


Figura 4.12 Ubicación relativa de sondeos y pilas en el Sitio Big Cottonwood (planta)

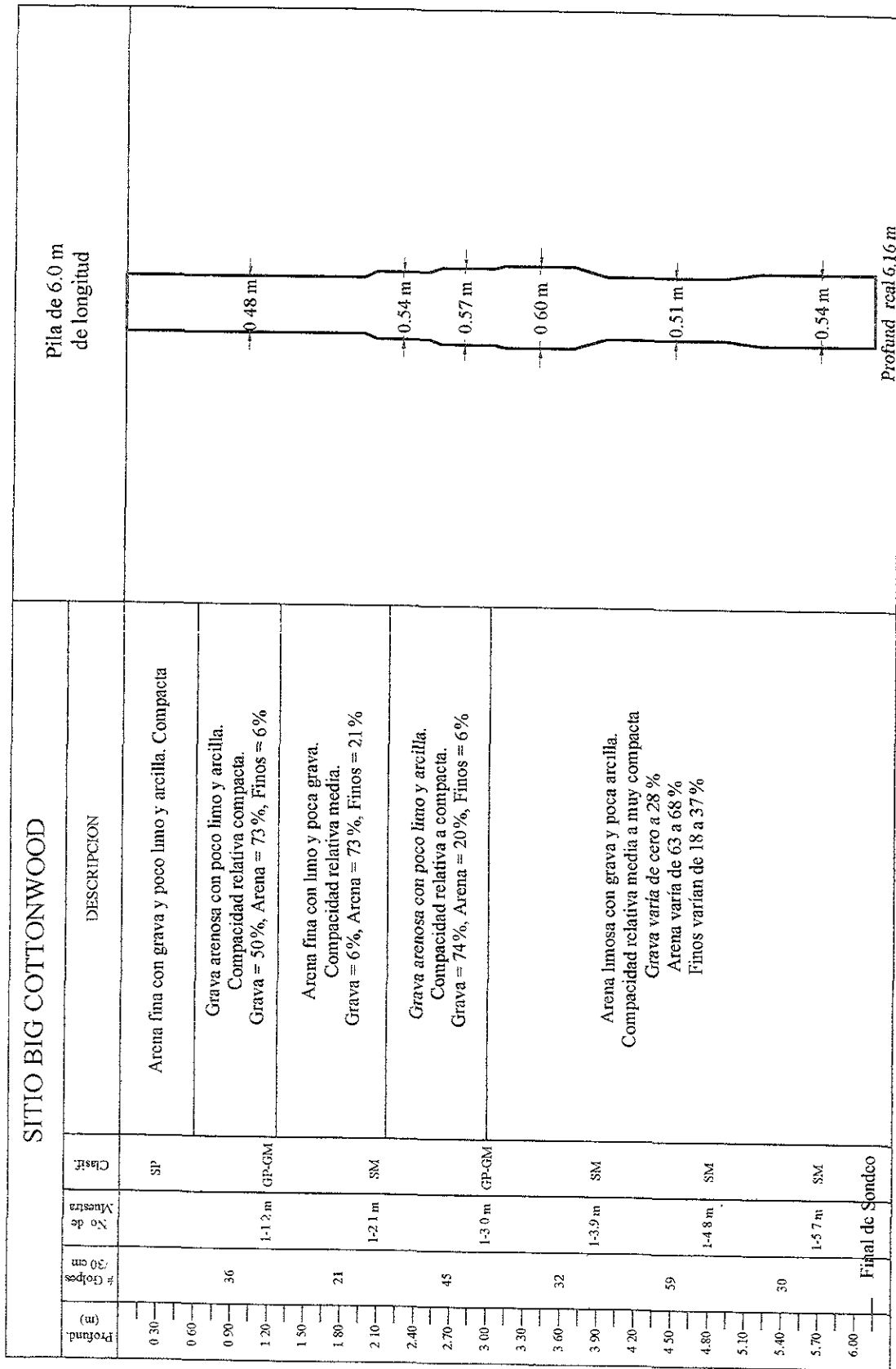


Figura 4.13 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 1 y geometría de las pilas en el Sitio Big Cottonwood (adaptado de Golder (2000))

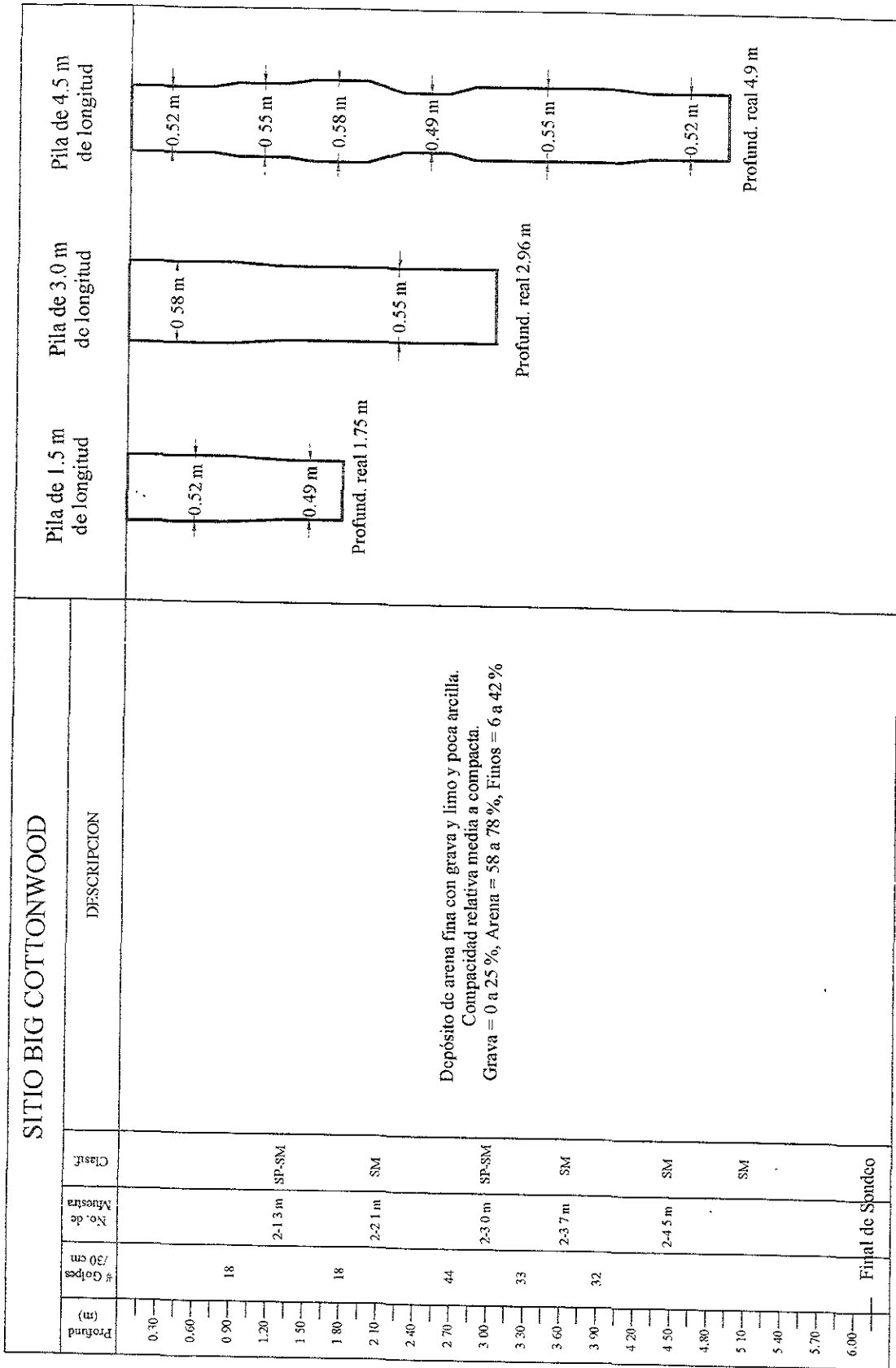


Figura 4.14 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 2 y geometría de las pilas en el Sitio Big Cottonwood (adaptado de Golder (2000))

Figura 4.15 Distribución granulométrica del Sitio Big

Cottonwood (sondeo 1)

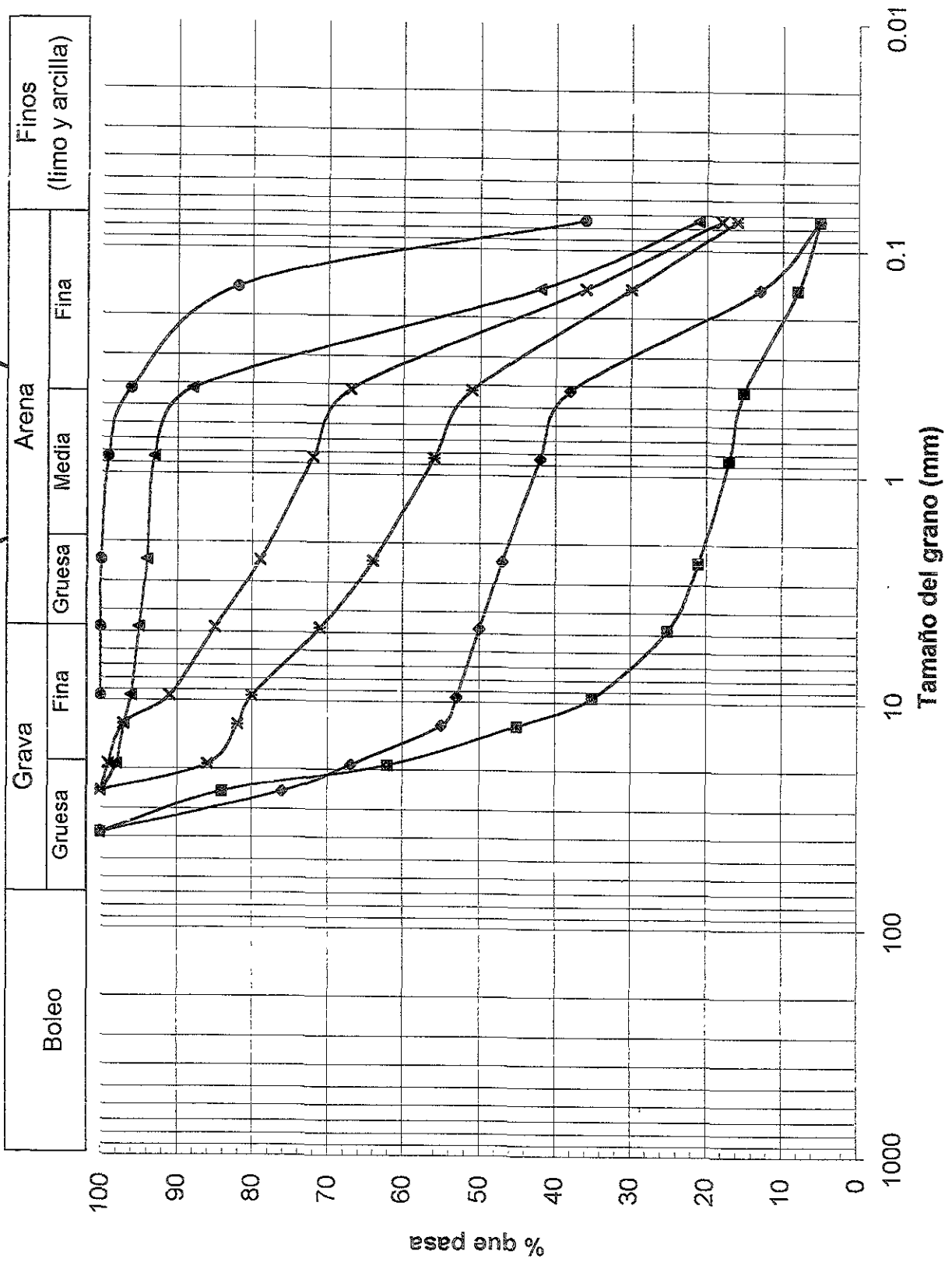


Figura 4.16 Distribución granulométrica del Sitio Big Cottonwood (sondeo 2)

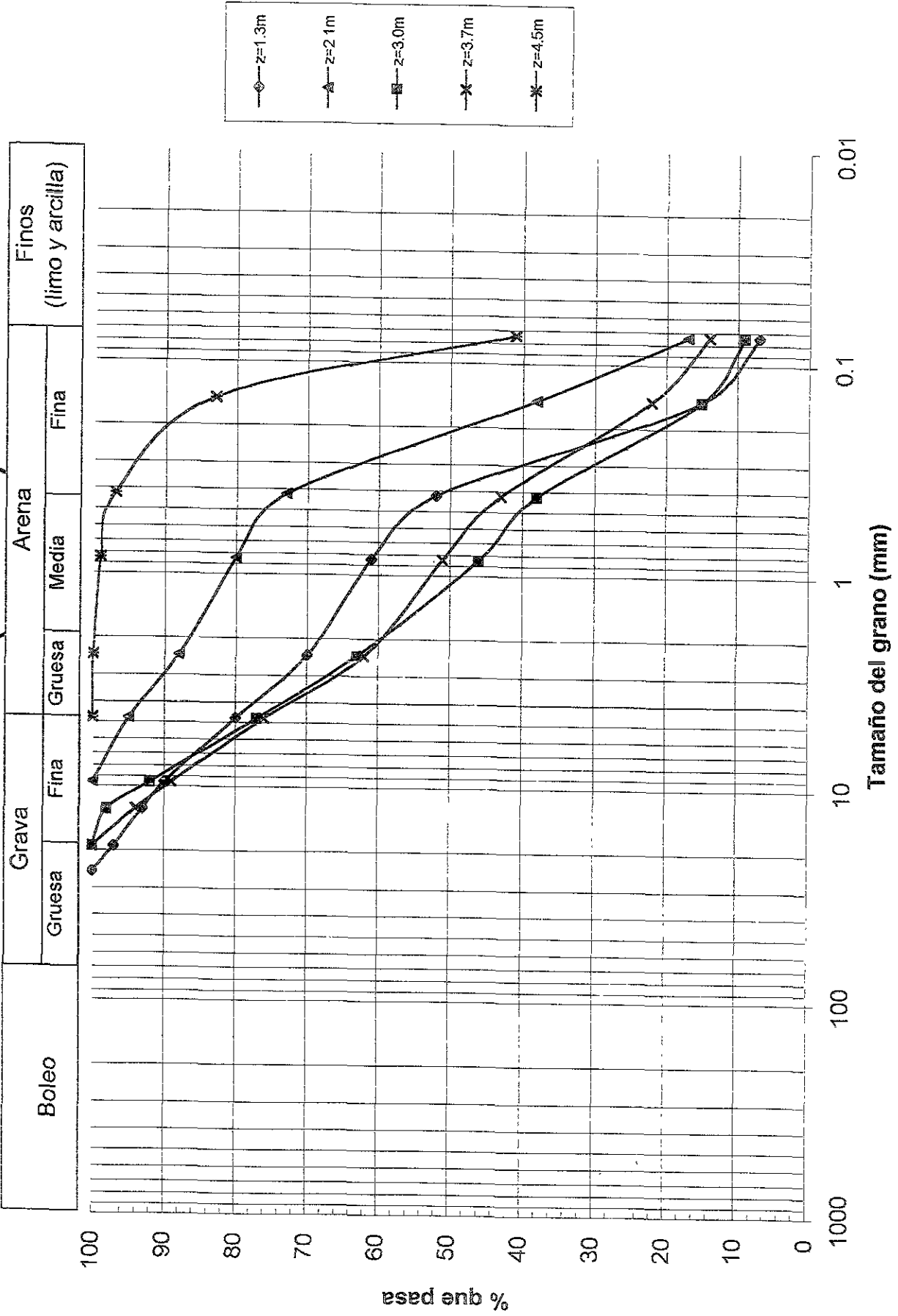
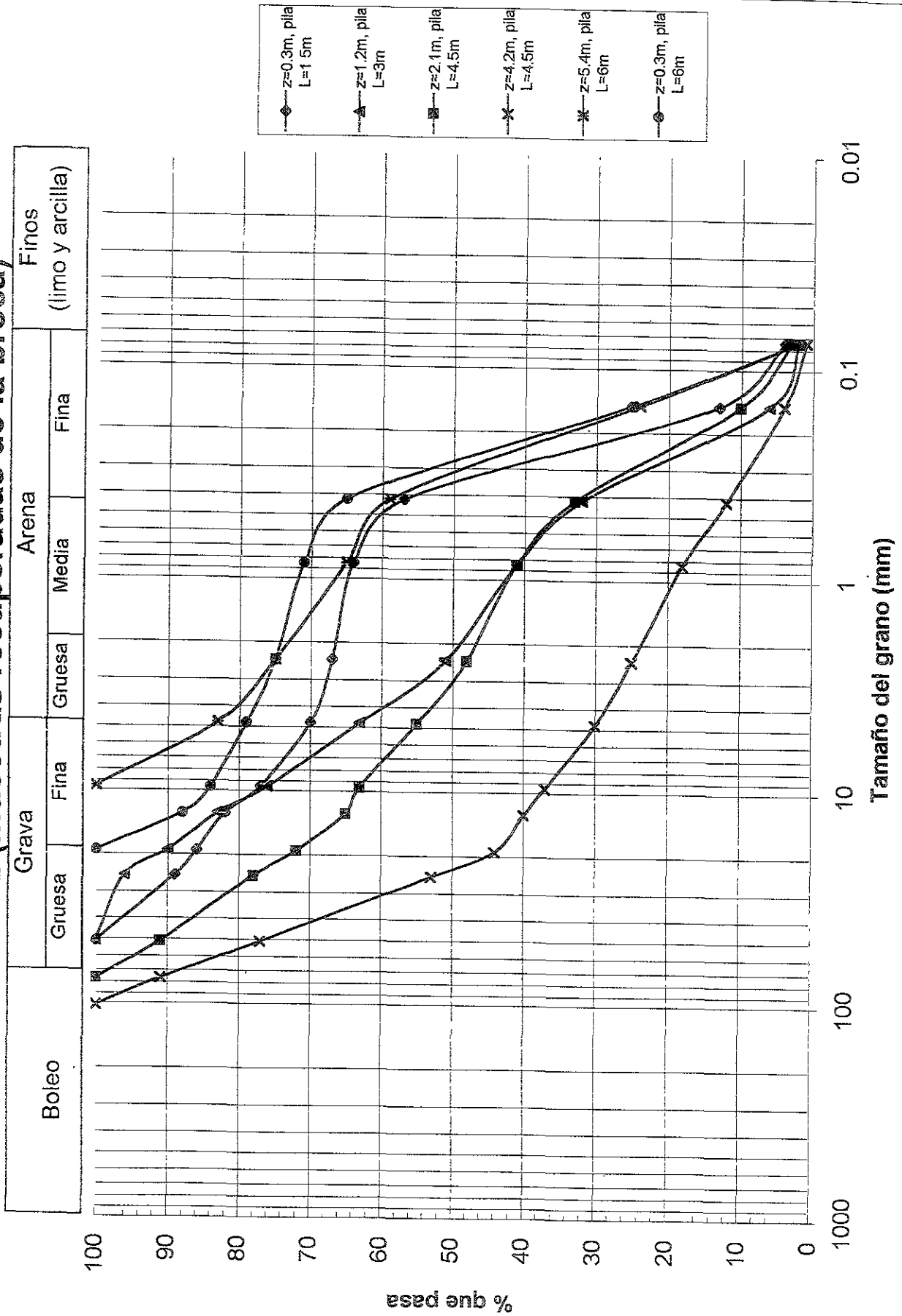


Figura 4.17 Distribución granulométrica del Sitio Big Cottonwood (muestras recuperadas de la broca)



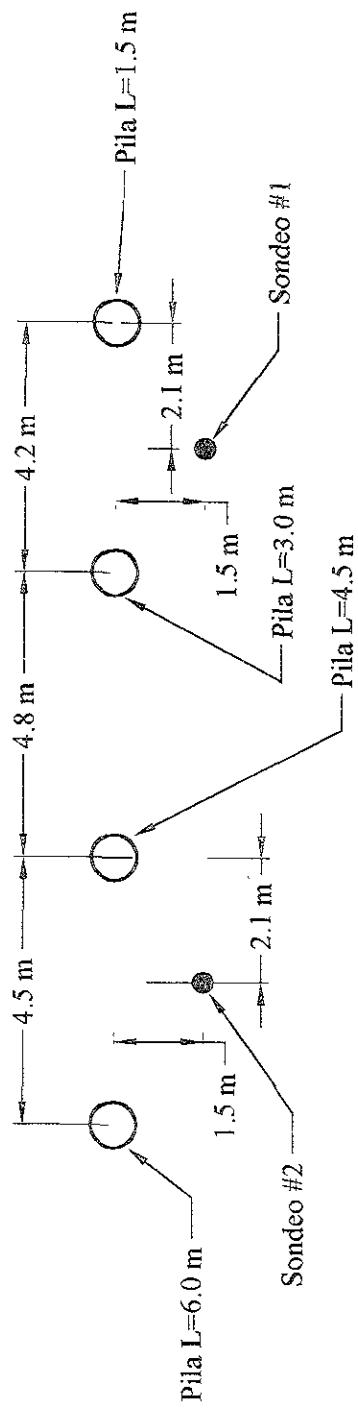


Figura 4.18 Ubicación relativa de sondes y pilas en el Sitio Provo (planta)

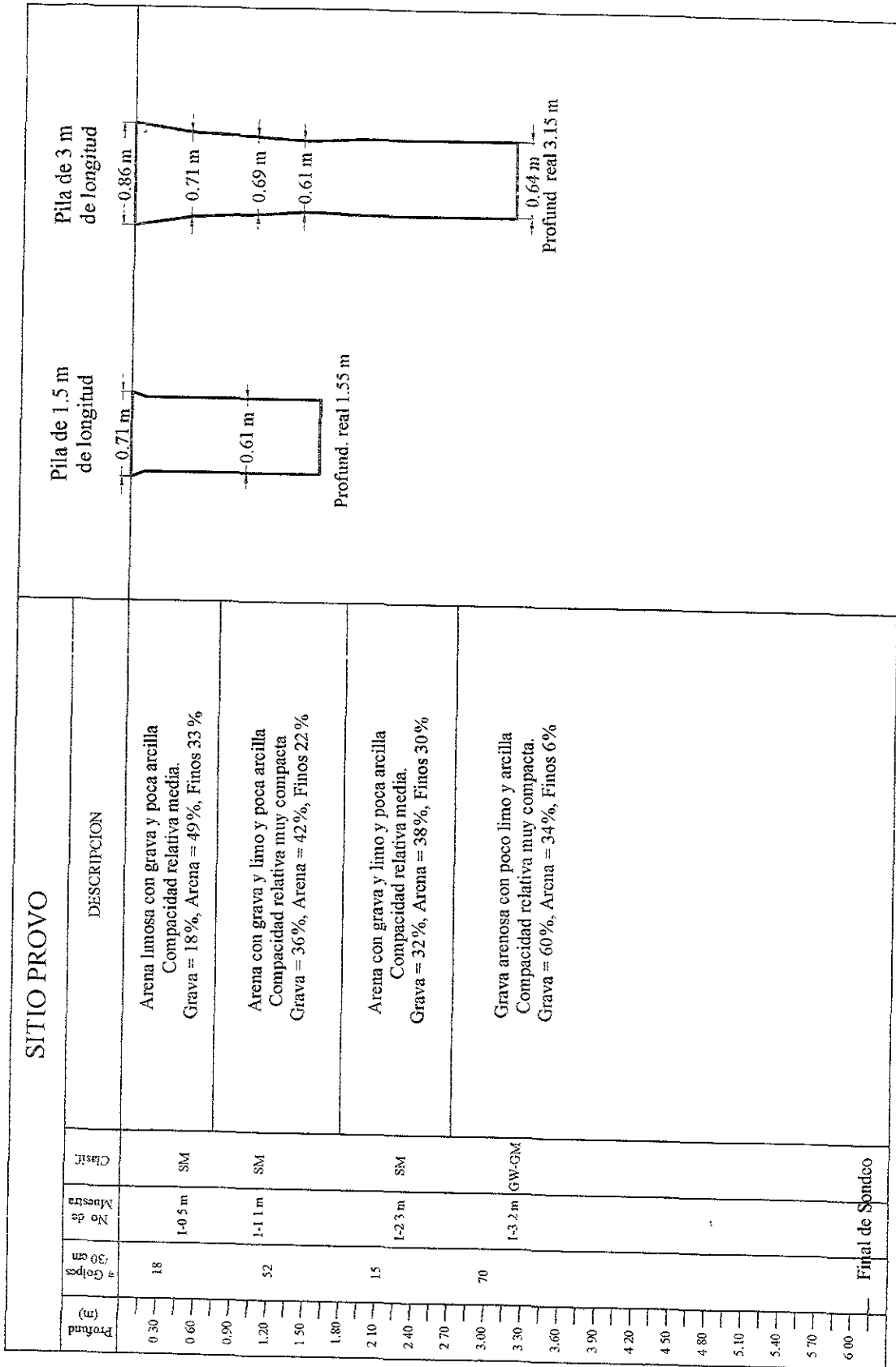


Figura 4.19 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 1 y geometría de las pilas en el Sitio Provo (adaptado de Golder (2000))

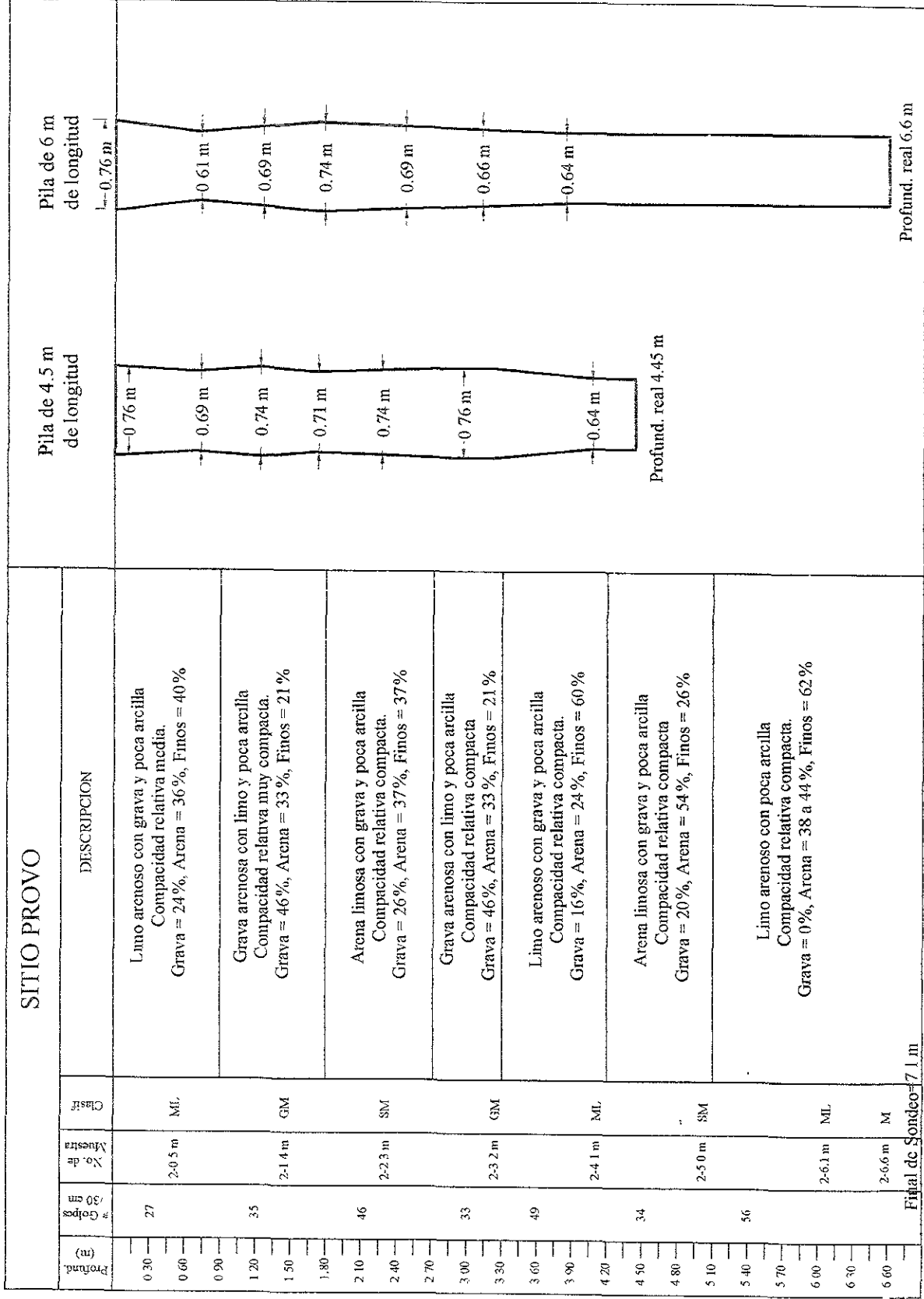


Figura 4.20 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 2 y geometría de las pilas en el Sitio Provo (adaptado de Golder (2000))

Figura 4.21 Distribución granulométrica del Sitio Provo (muestras de dos sondeos a 0.45m de profundidad)

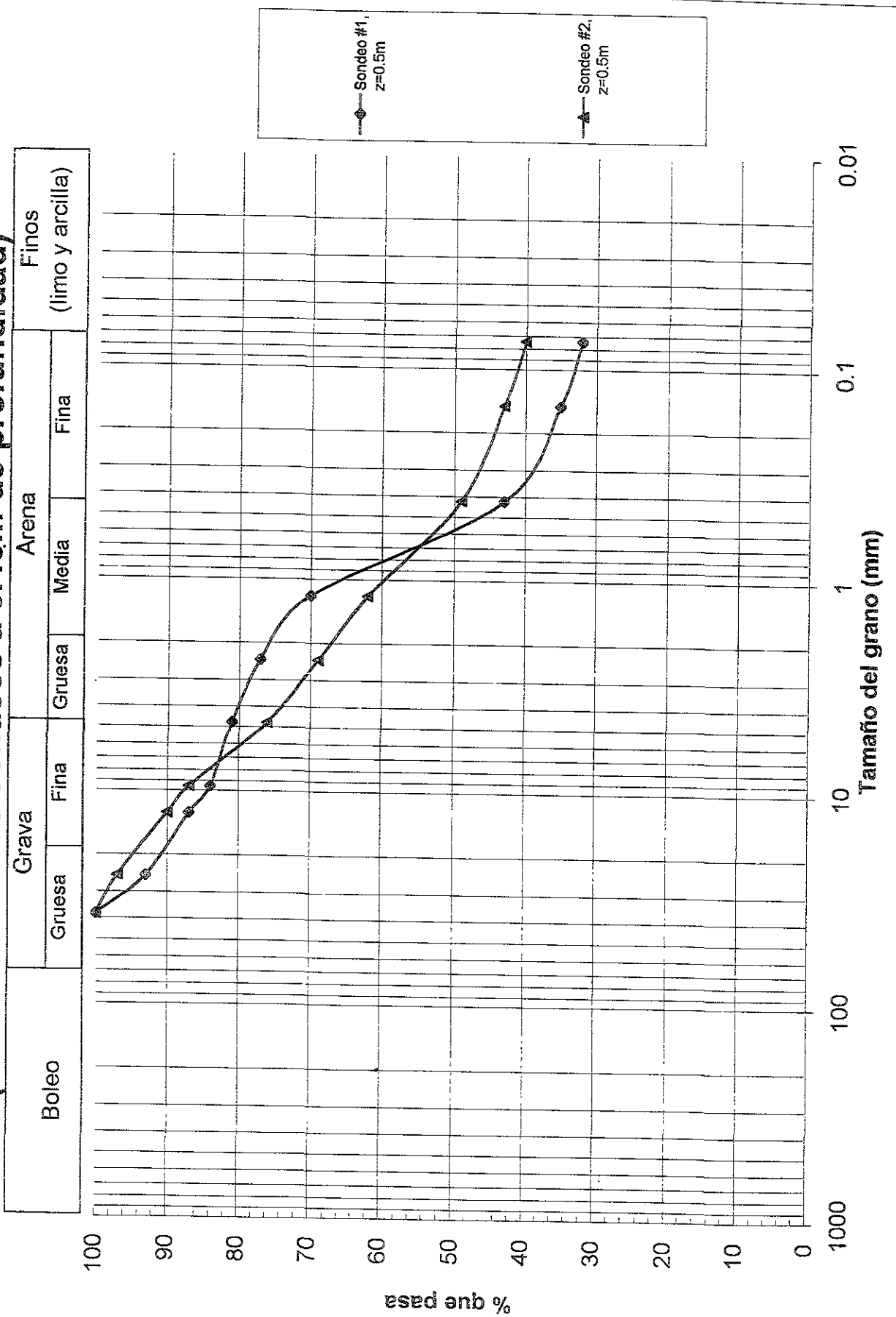
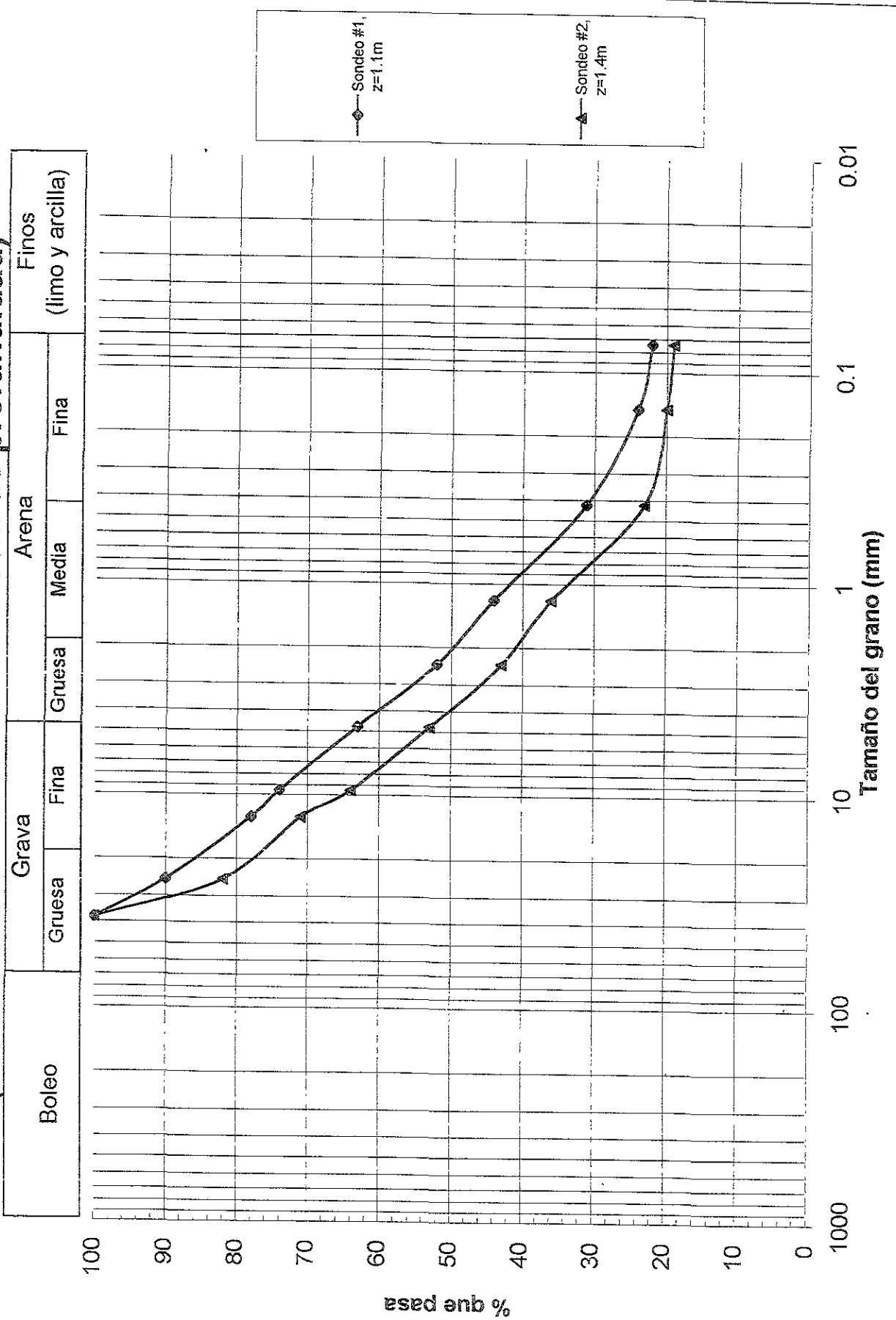
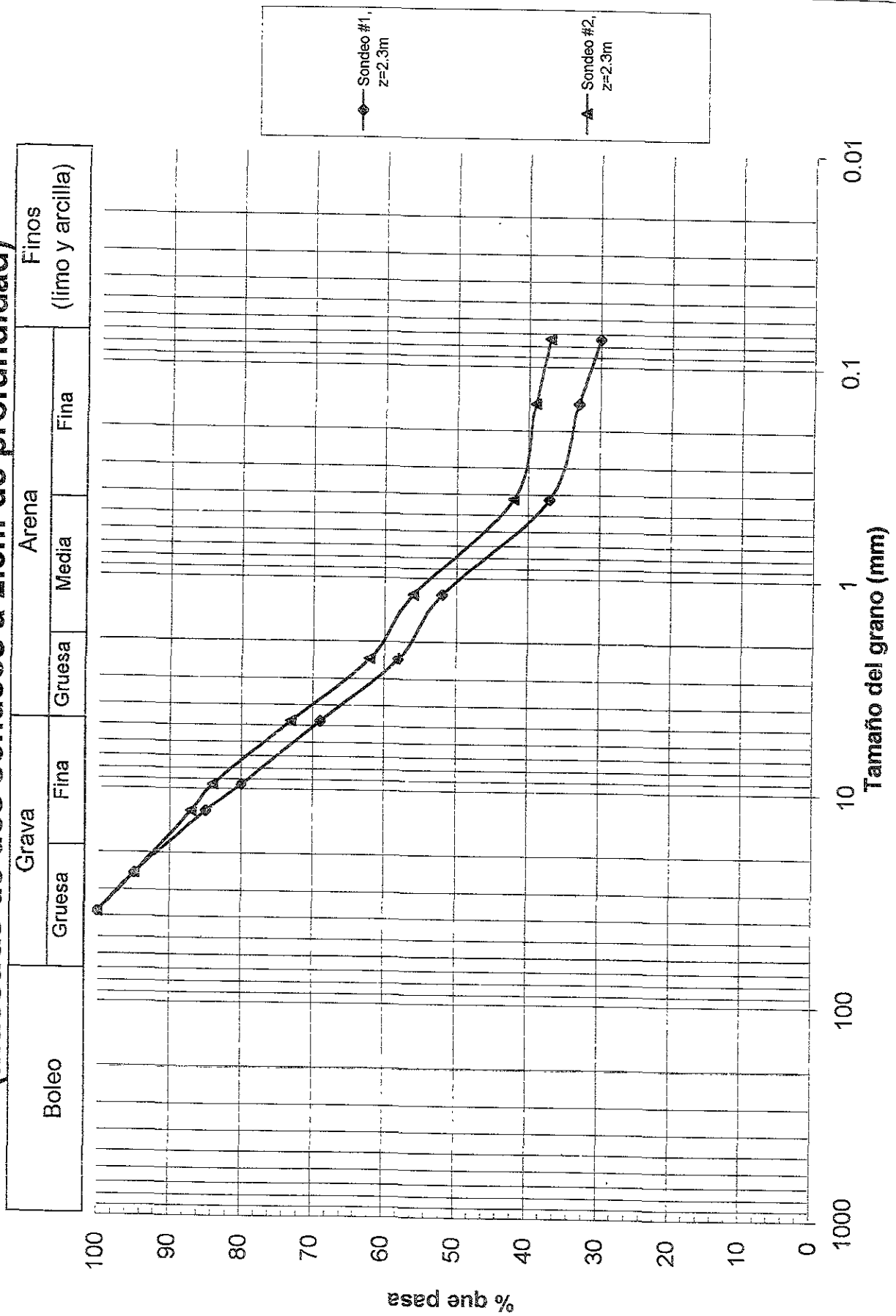


Figura 4.22 Distribución granulométrica del Sitio Provo (muestras de dos sondeos a 1.35m de profundidad)



**Figura 4.23 Distribución granulométrica del Sitio Provo
(muestras de dos sondeos a 2.3m de profundidad)**



**Figura 4.24 Distribución granulométrica del Sitio Provo
(muestras de dos sondeos a 3.2m de profundidad)**

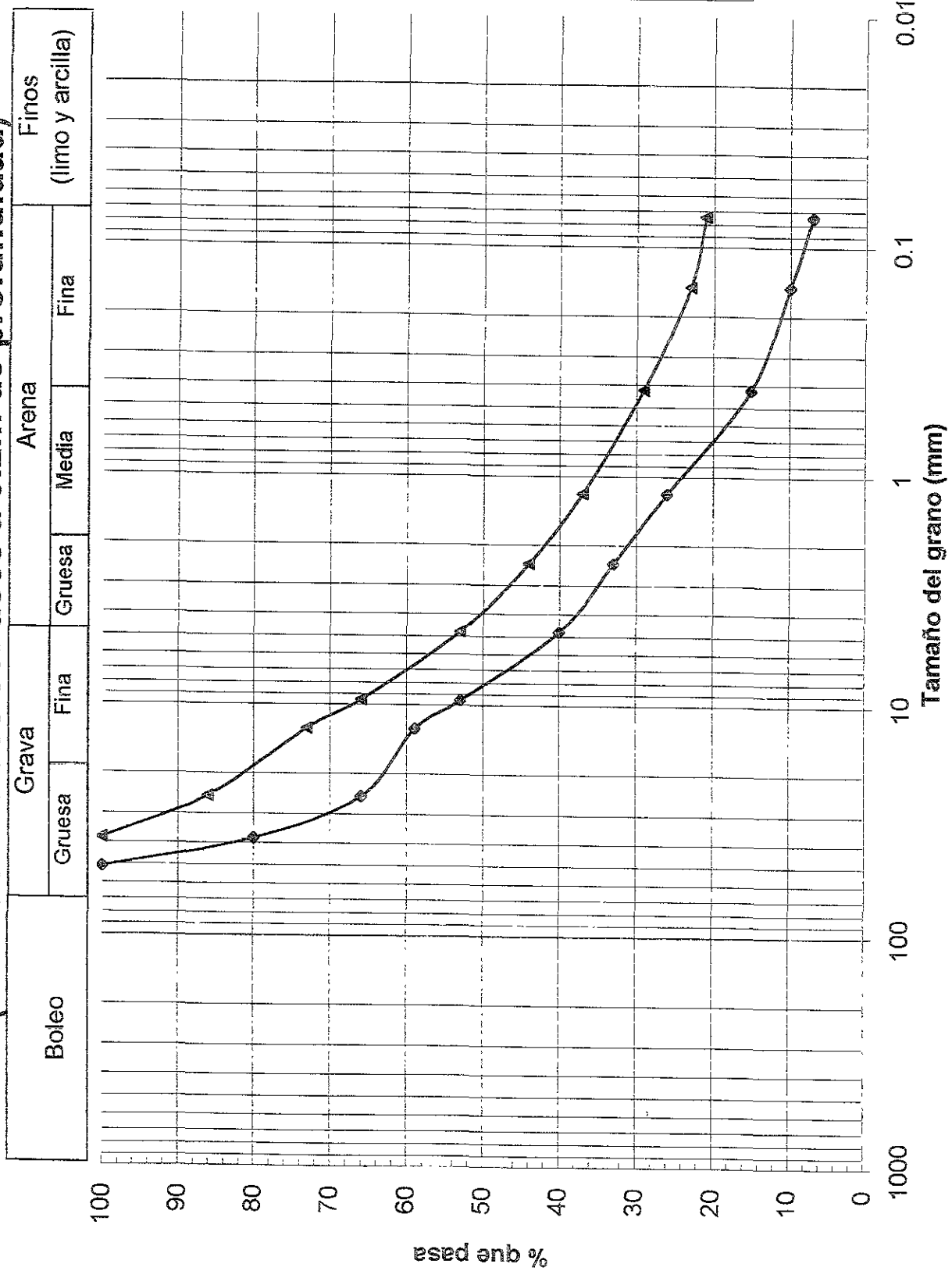


Figura 4.25 Distribución granulométrica del Sitio Provo (muestras del sondeo #2, profundidades de 4.1 y 5m)

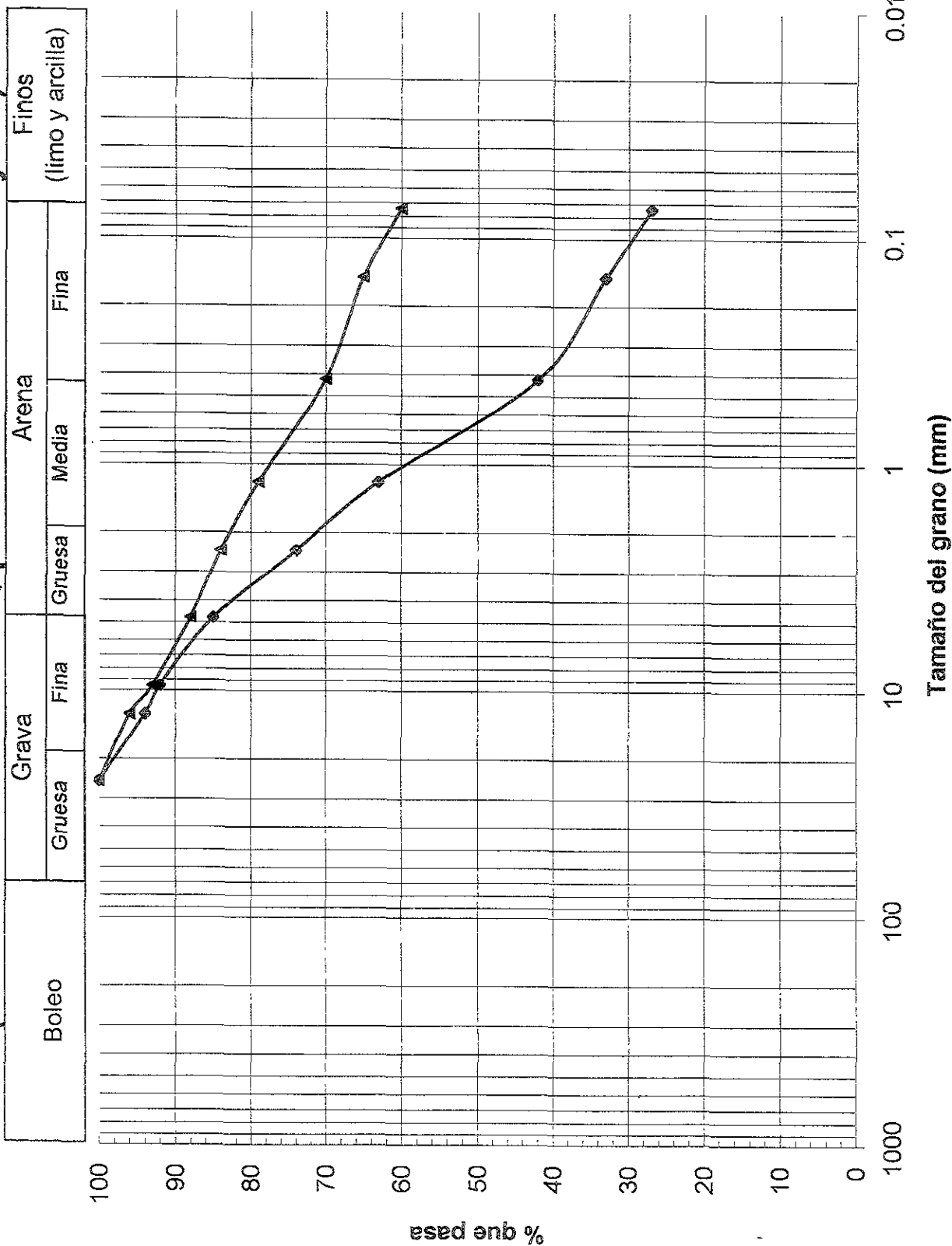
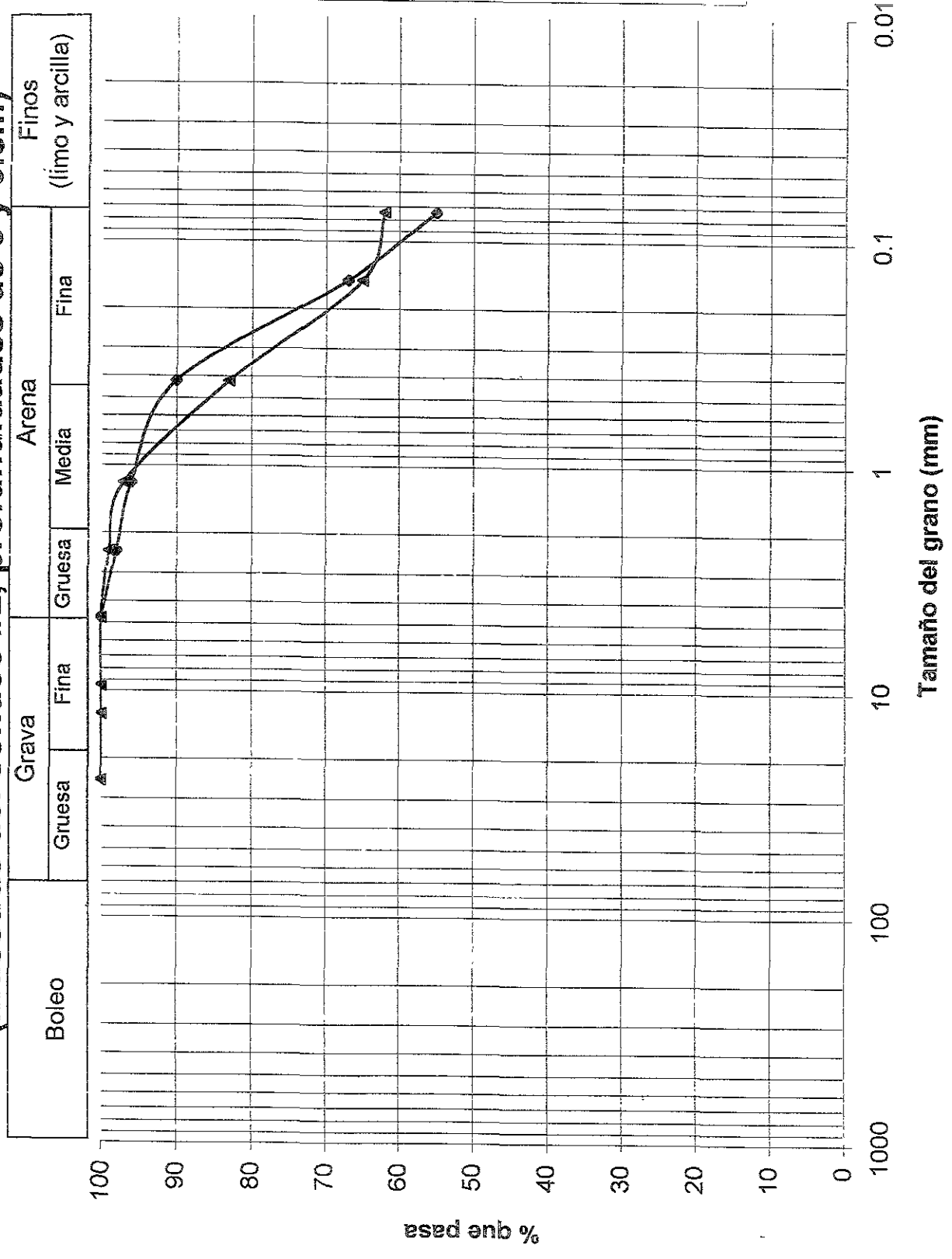
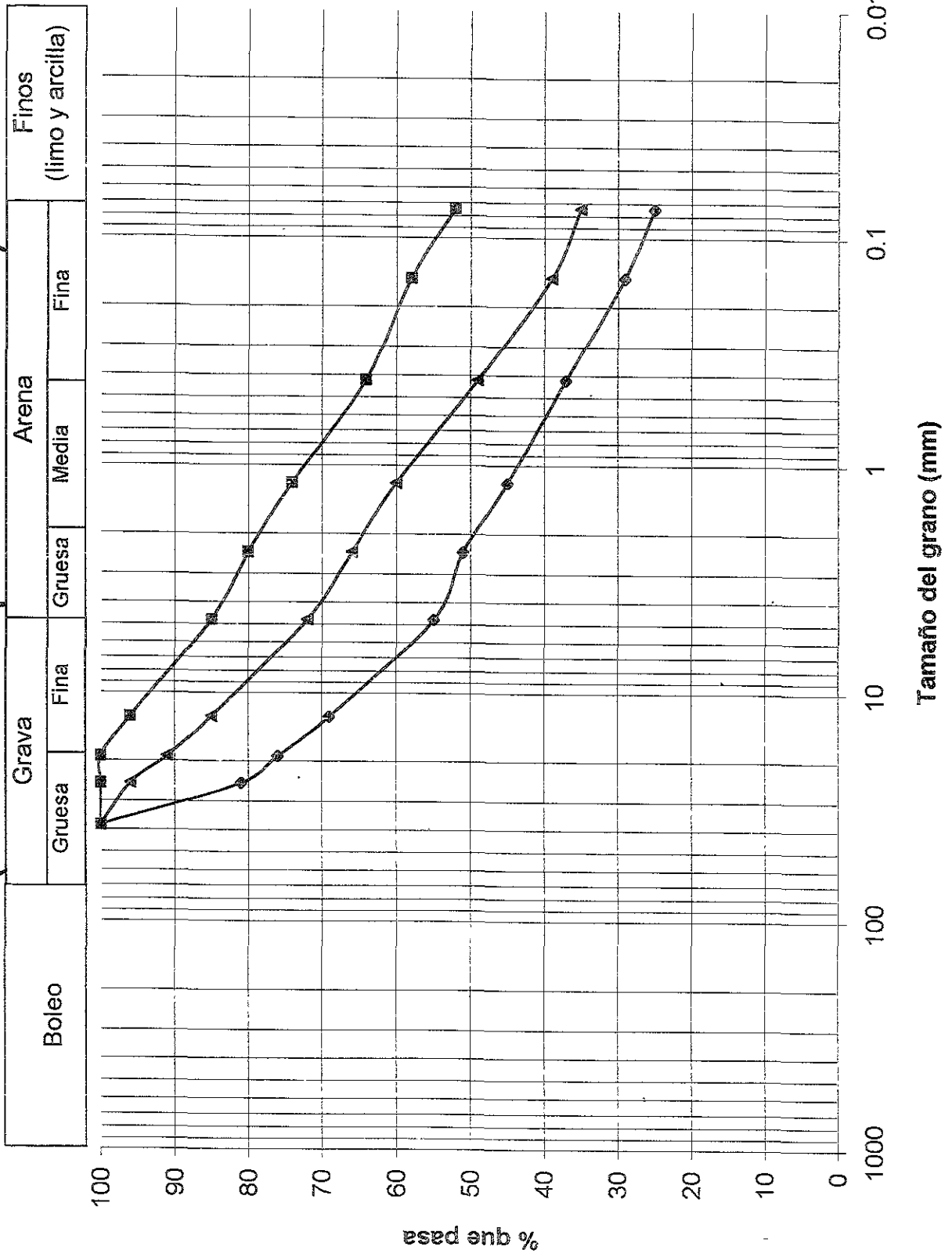


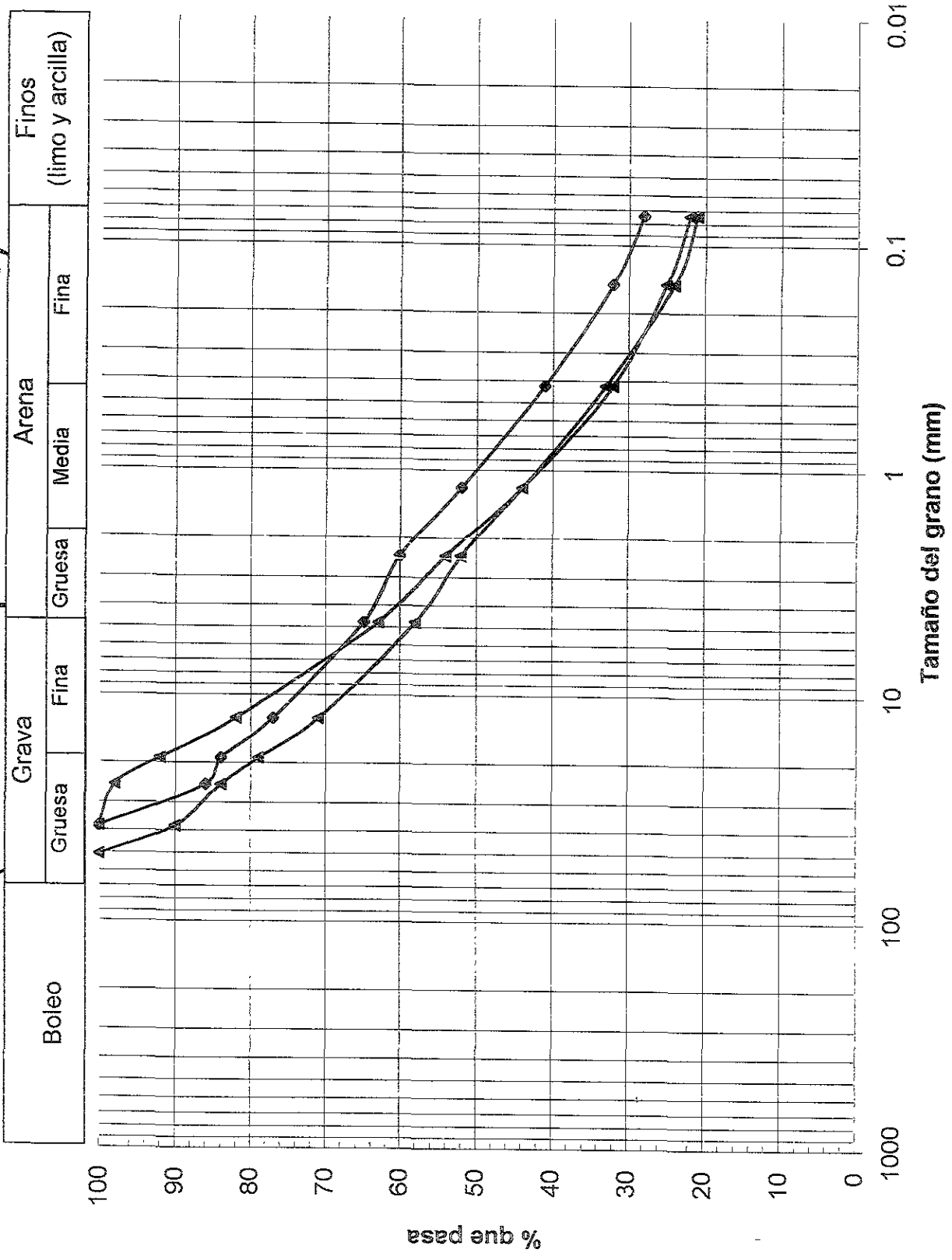
Figura 4.26 Distribución granulométrica del Sitio Provo (muestras del sondeo #2, profundidades de 6 y 6.5m)



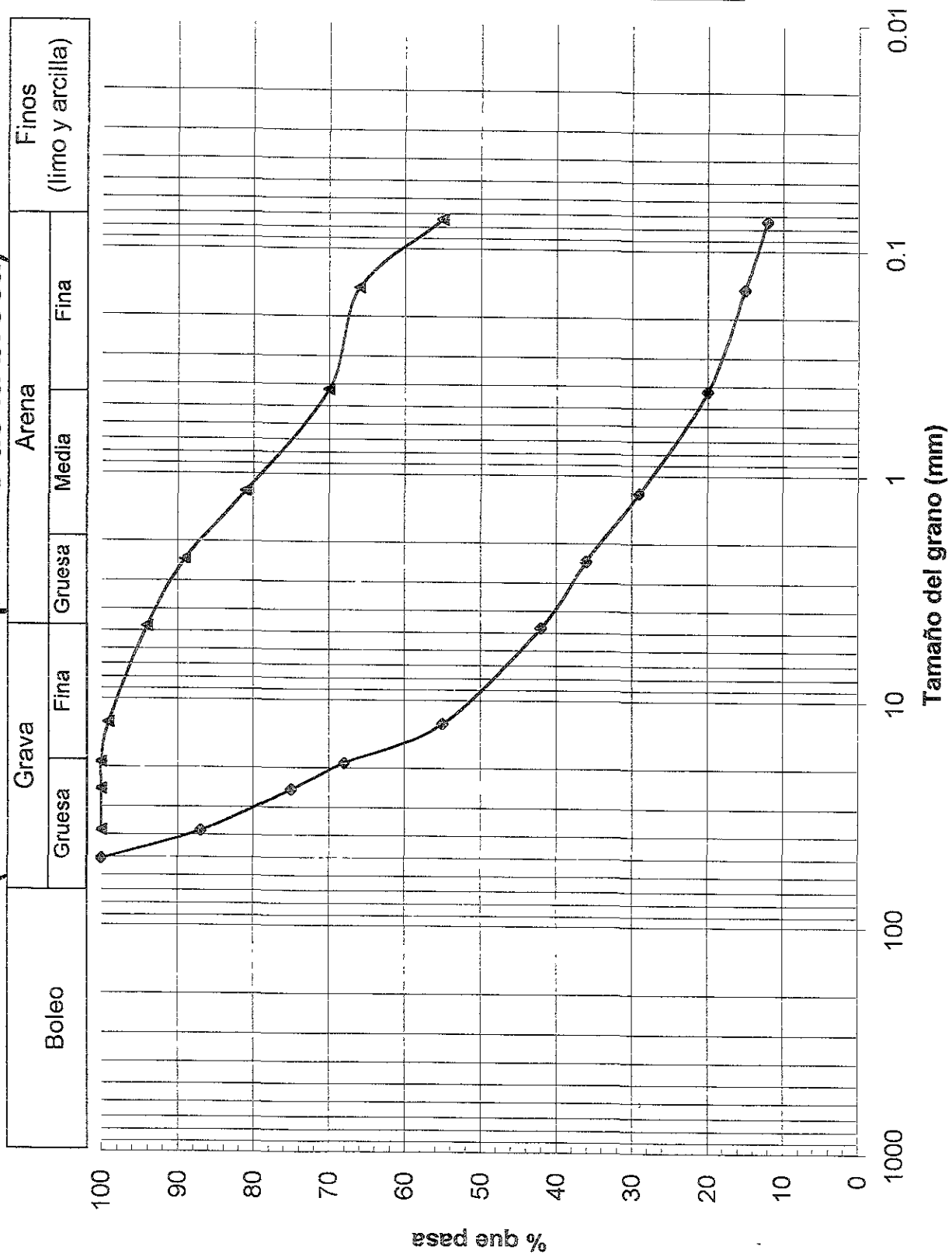
**Figura 4.27 Distribución granulométrica del Sitio Provo
(muestras recuperadas de la broca)**



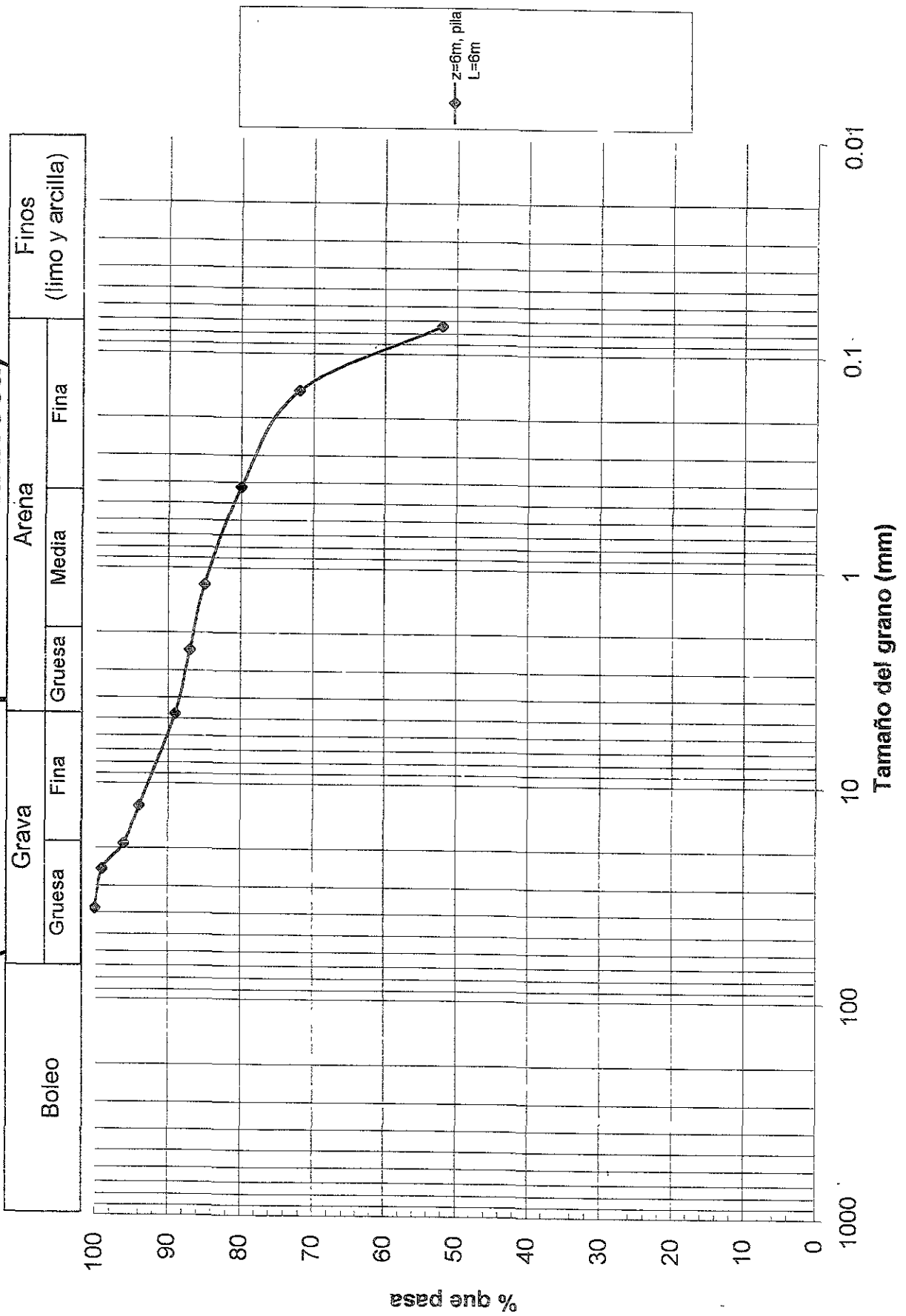
**Figura 4.28 Distribución granulométrica del Sitio Provo
(muestras recuperadas de la broca)**



**Figura 4.29 Distribución granulométrica del Sitio Provo
(muestras recuperadas de la broca)**



**Figura 4.30 Distribución granulométrica del Sitio Provo
(muestras recuperadas de la broca)**



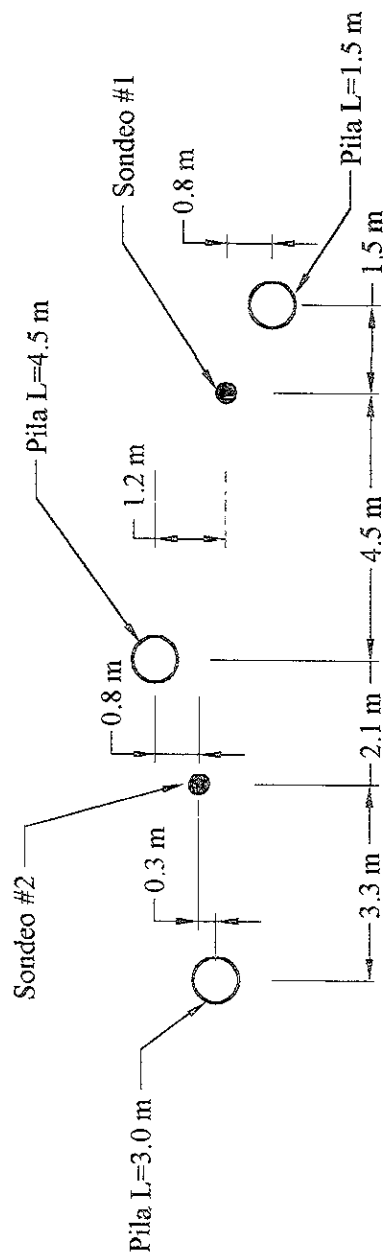
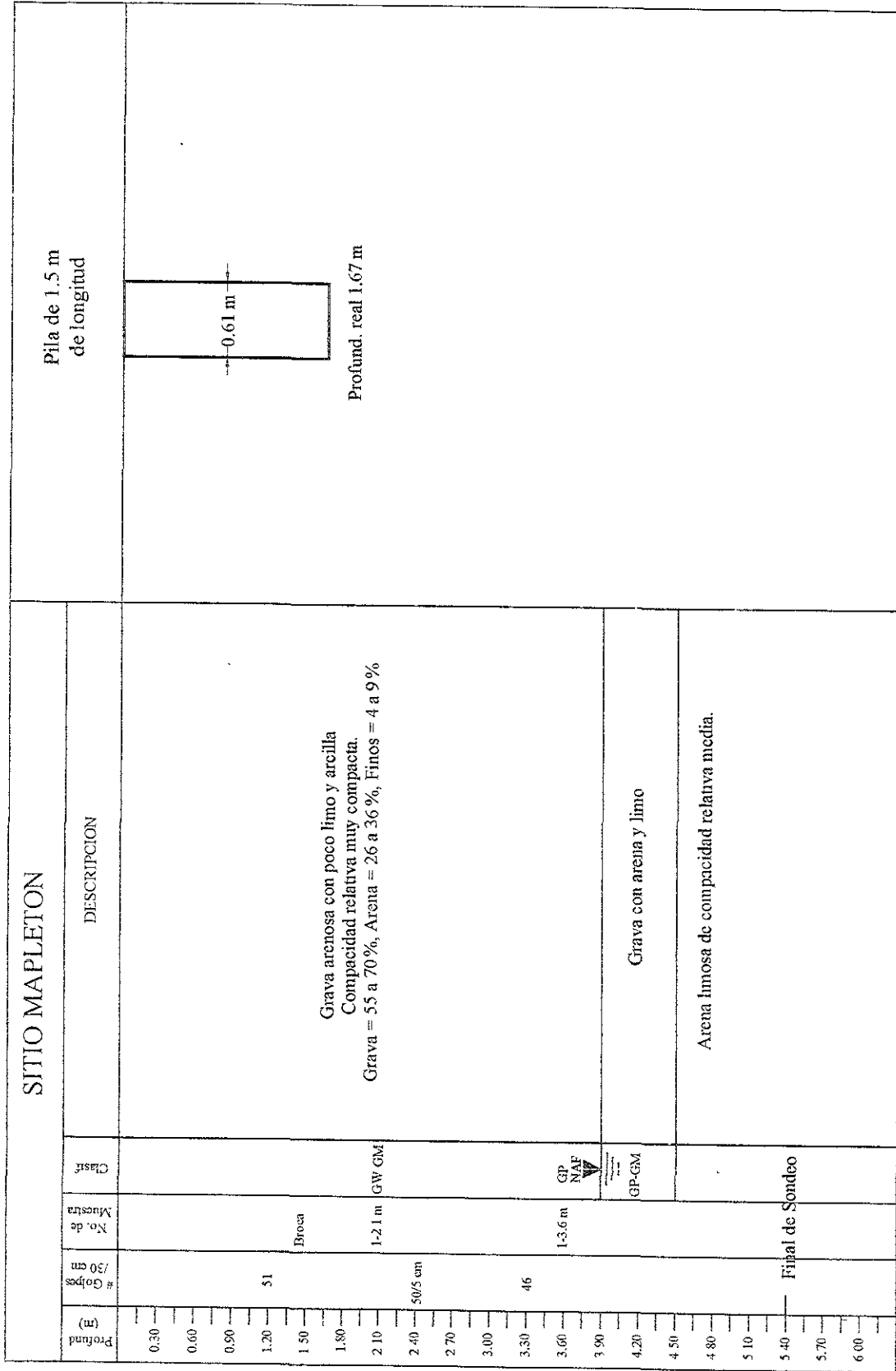


Figura 4.31 Ubicación relativa de sondeos y pilas en el Sitio Mapleton (planta)



67 **Figura 4.32** Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 1 y geometría de las pilas en el Sitio Mapleton (adaptado de Golder (2000))

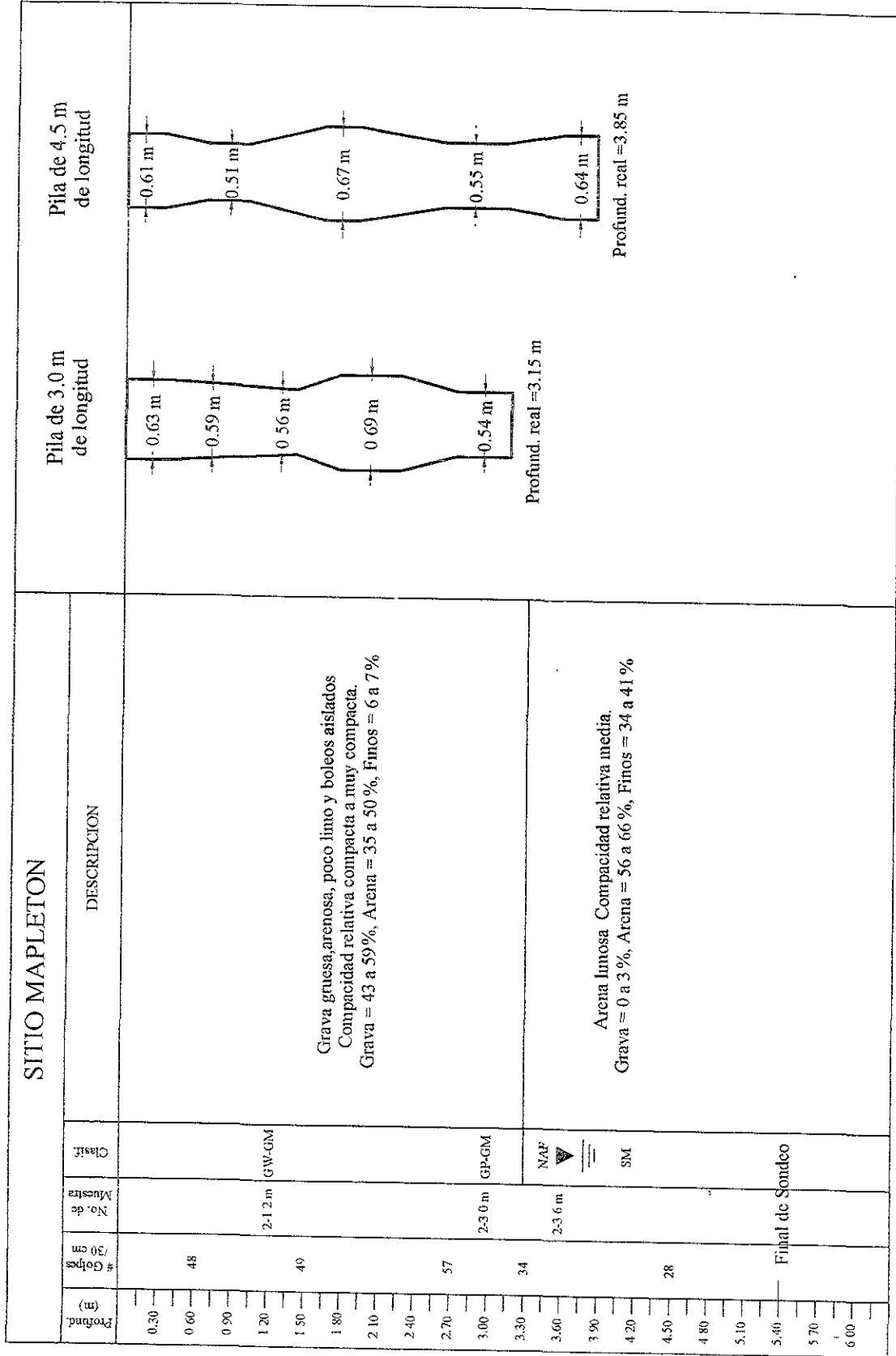


Figura 4.33 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 2 y geometría de las pilas en el Sitio Mapleton (adaptado de Golder (2000))

Figura 4.34 Distribución granulométrica del Sitio Mapleton (sondeo #1)

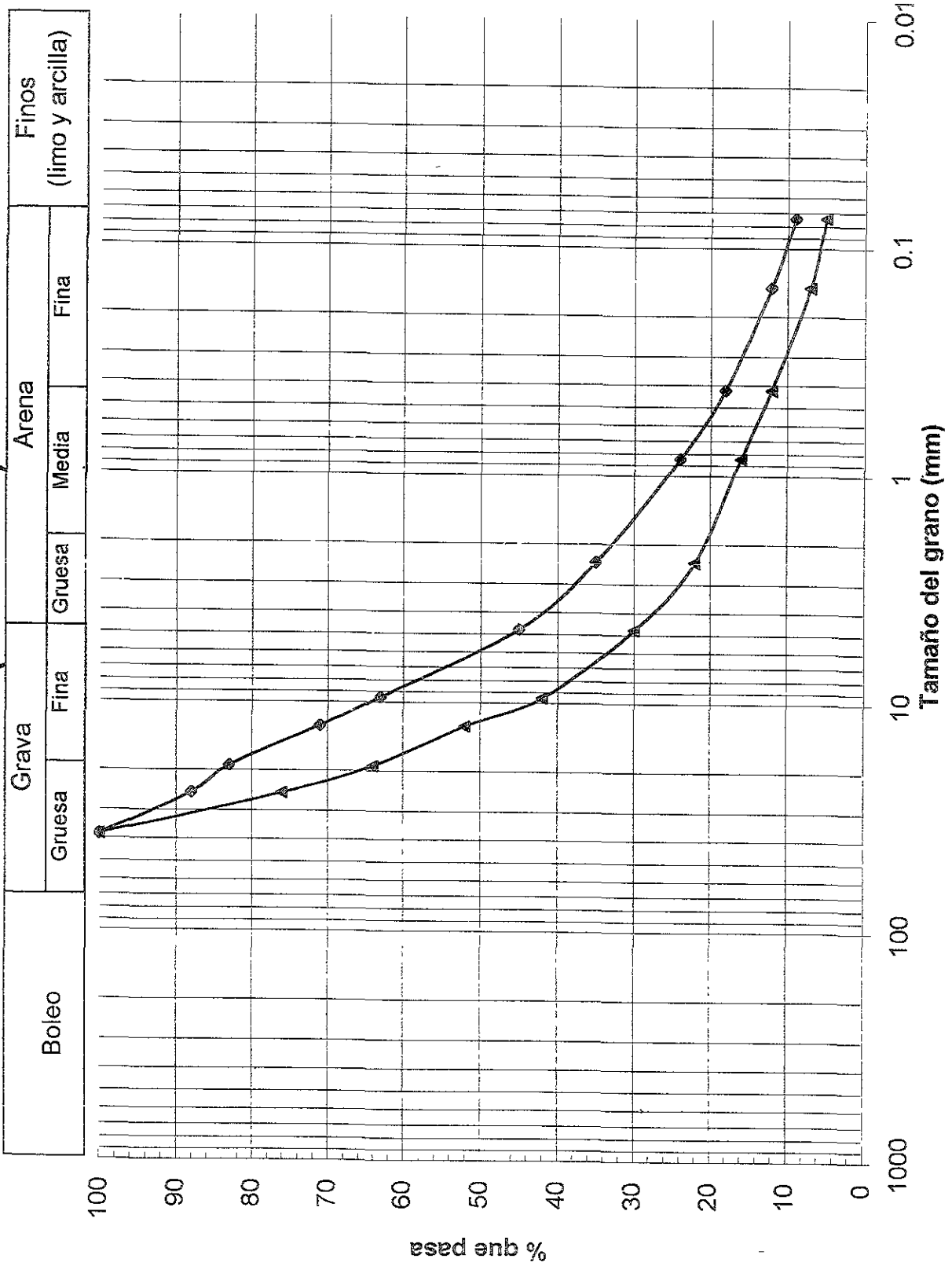
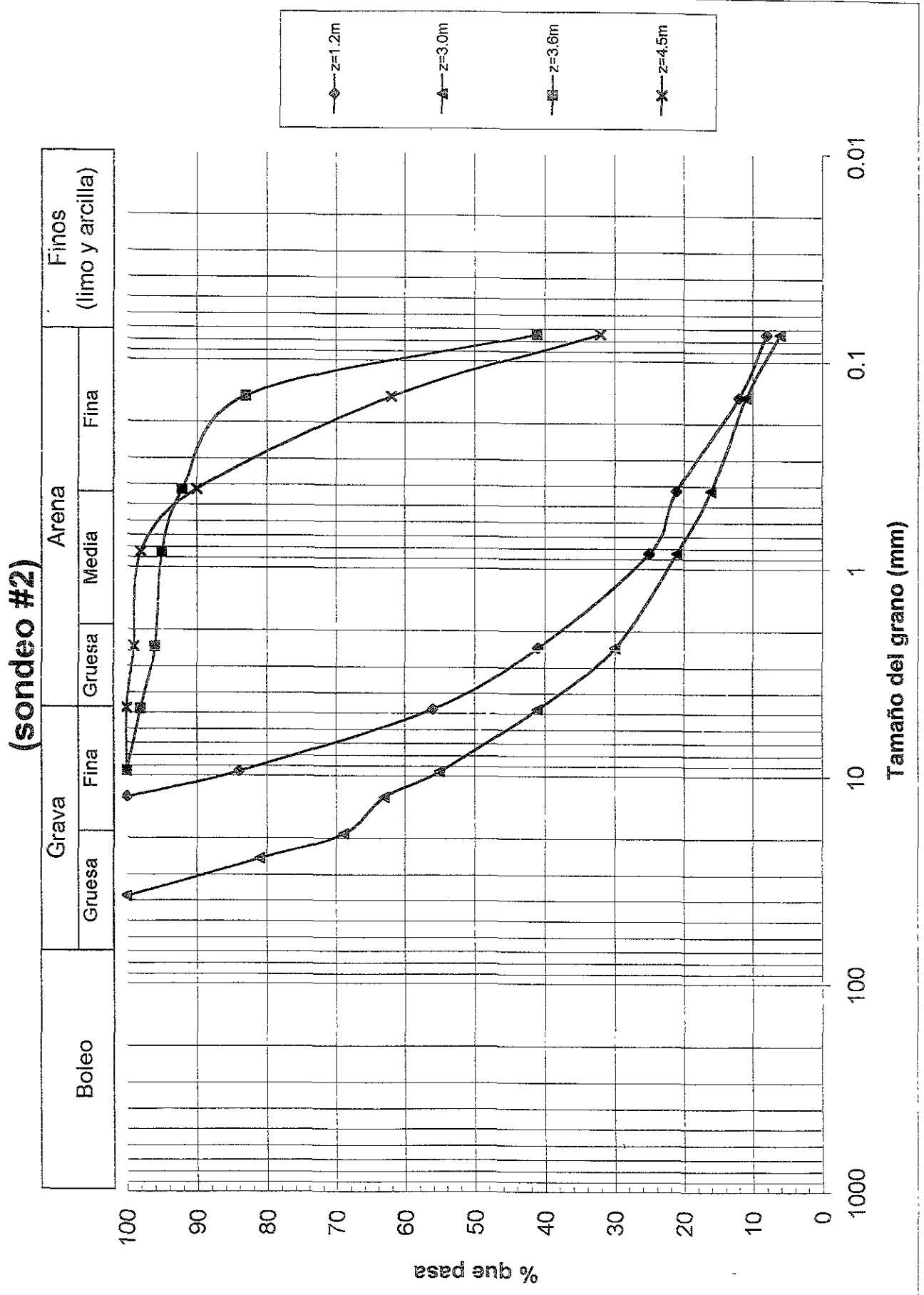
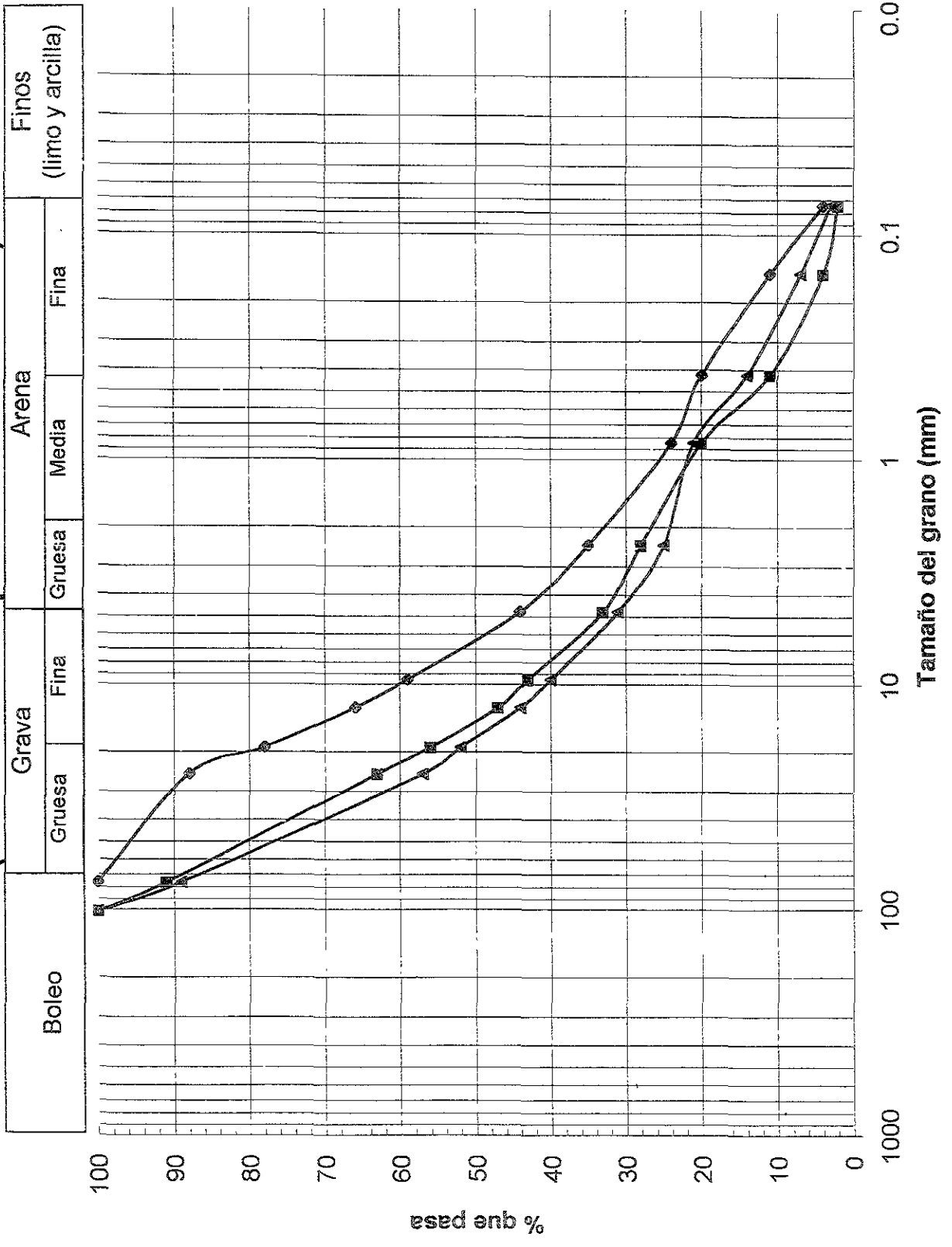


Figura 4.35 Distribución granulométrica del Sitio Mapleton (sondeo #2)



**Figura 4.36 Distribución granulométrica del Sitio Mapleton
(muestras recuperadas de la broca)**



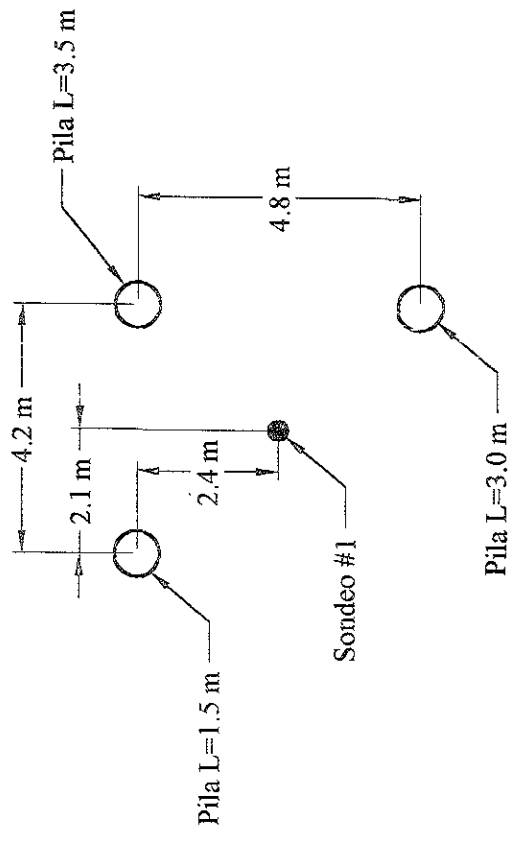


Figura 4.37 Ubicación relativa del sondeo y las pilas en el Sitio Spanish Fork (planta)

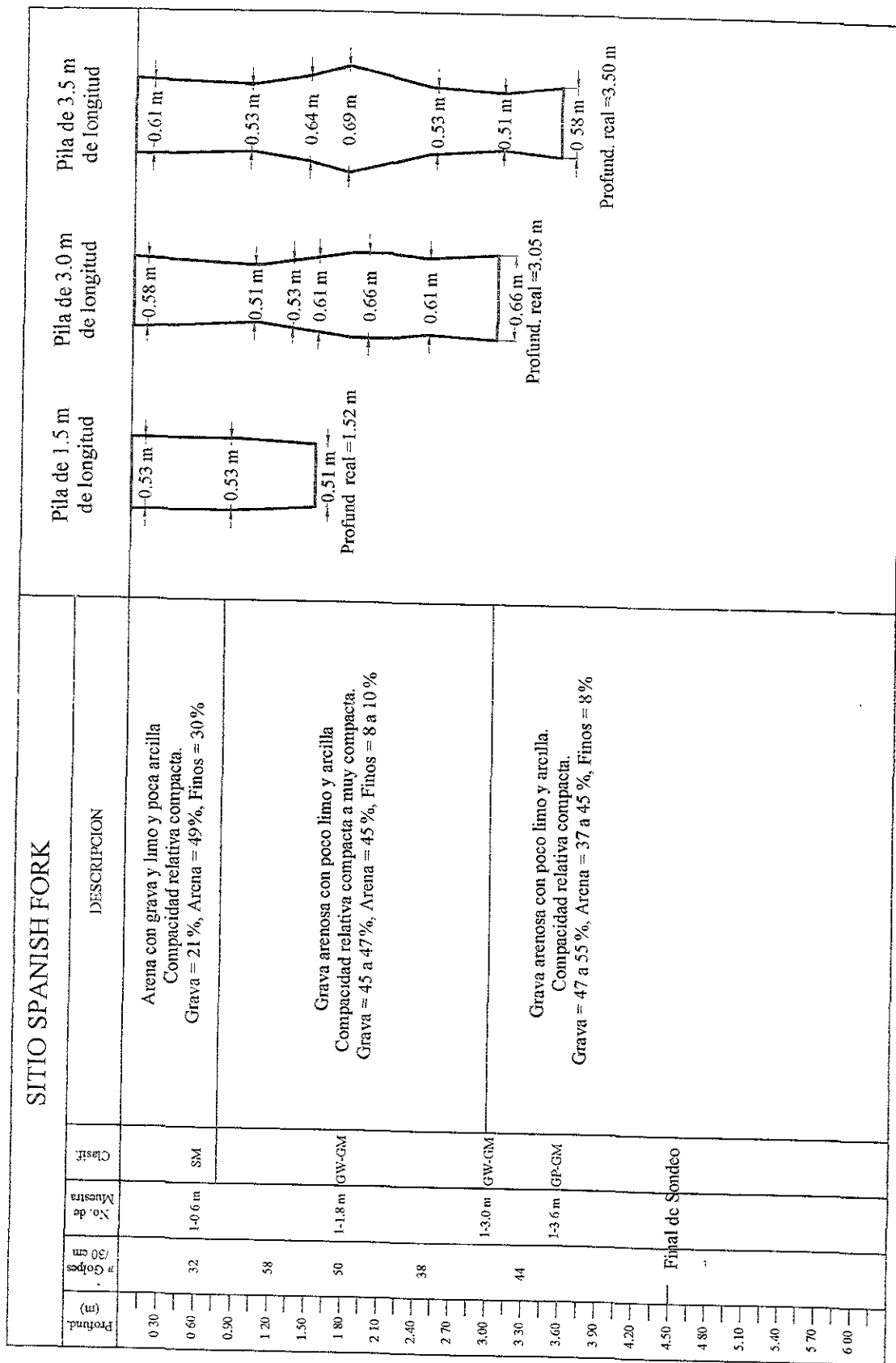
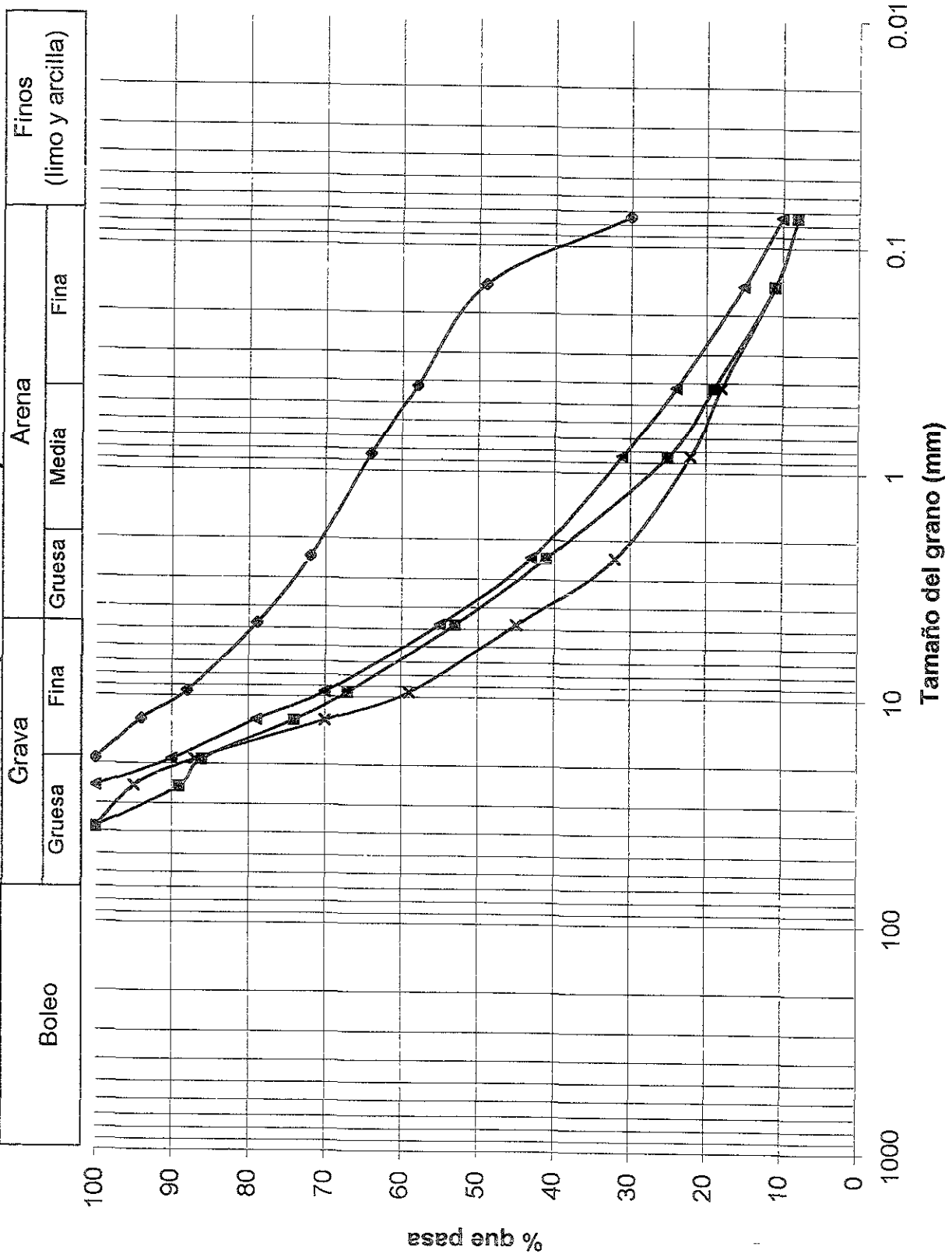
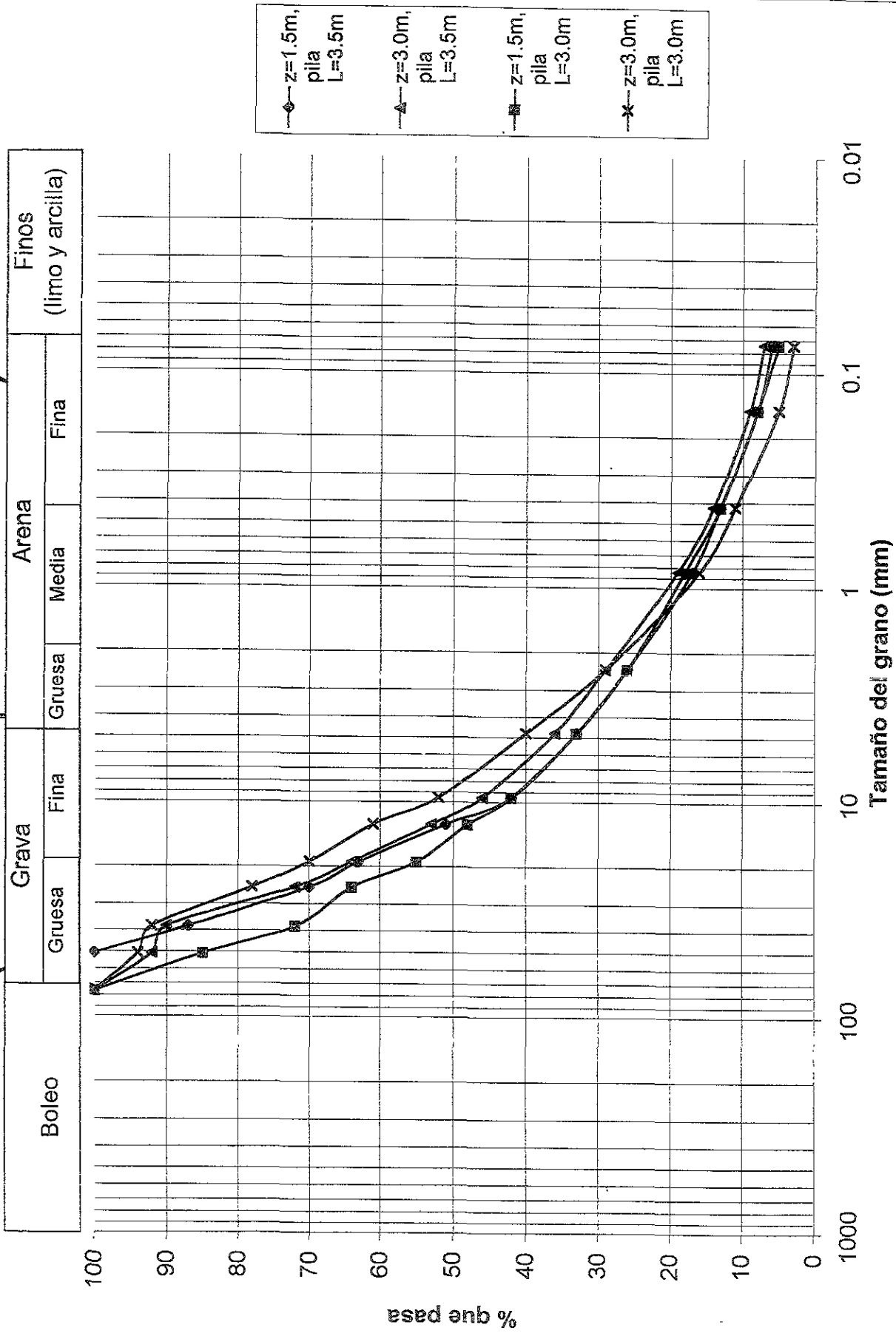


Figura 4.38 Perfil estratigráfico y geometría de las pilas en el Sitio Spanish Fork (adaptado de Golder (2000))

Figura 4.39 Distribución granulométrica del Sitio Spanish Fork (sondeo #1)



**Figura 4.40 Distribución granulométrica del Sitio Spanish Fork
(muestras recuperadas de la broca)**



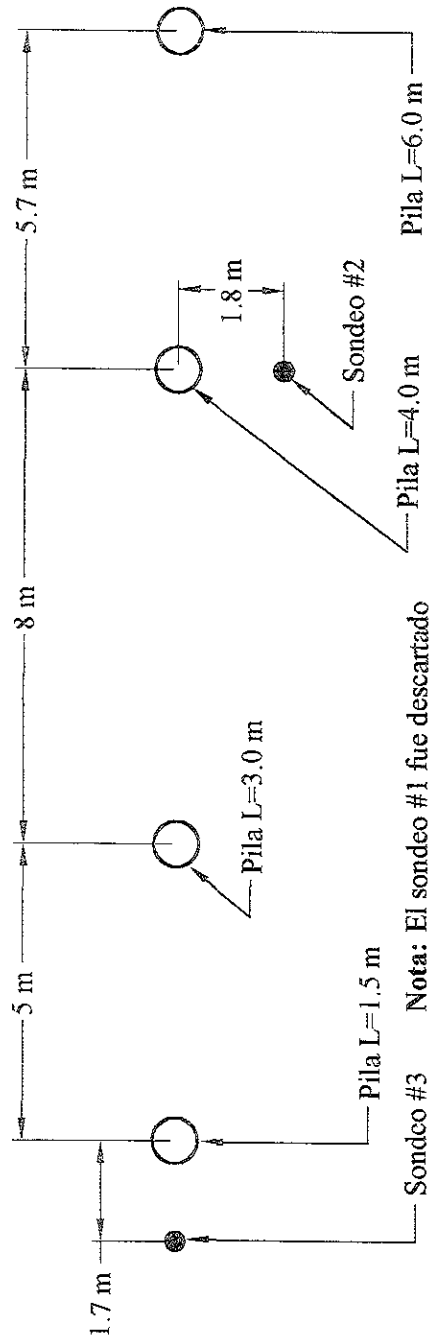


Figura 4.41 Ubicación relativa de sondeos y pilas en el Sitio American Fork (planta)

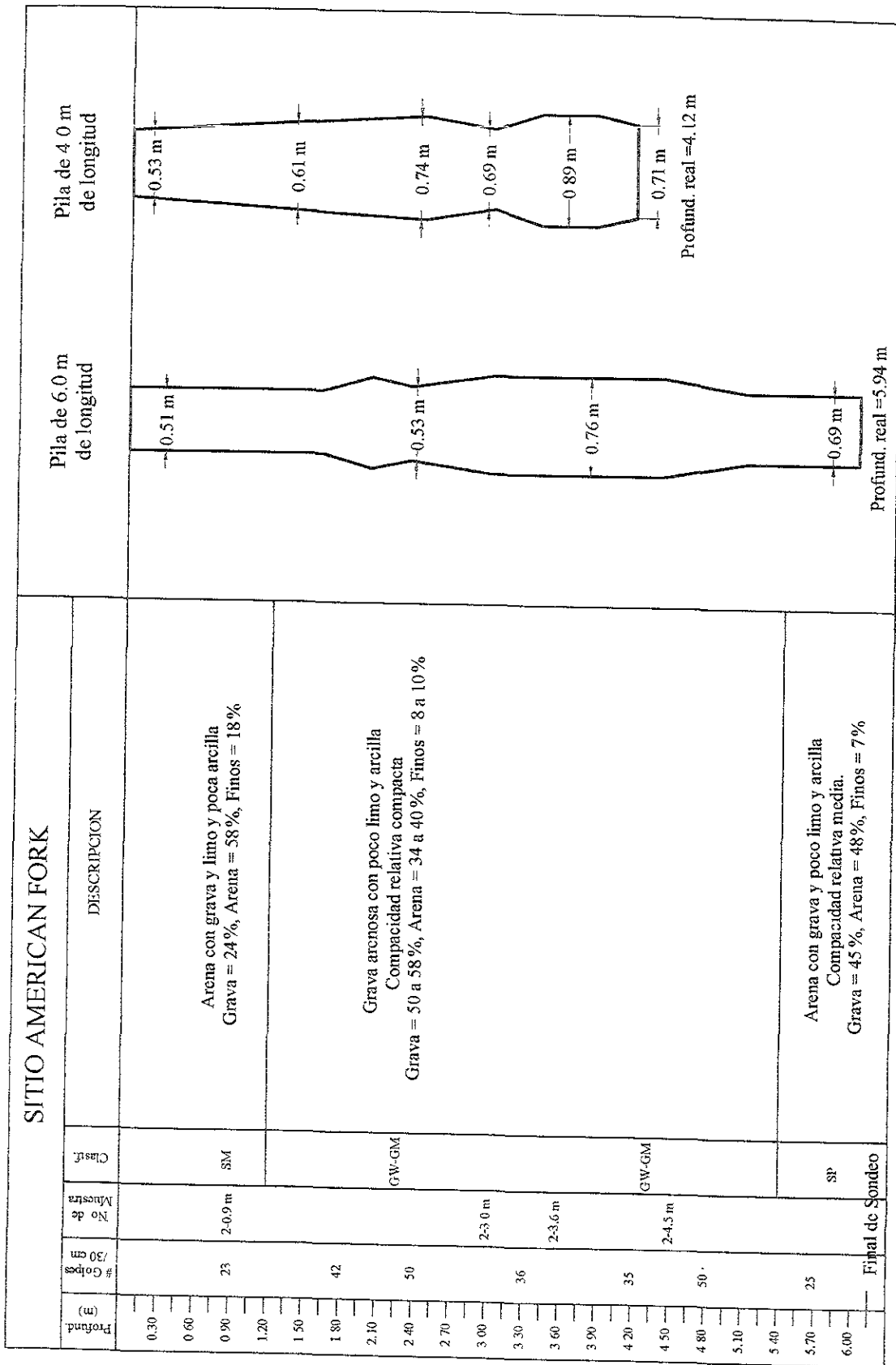


Figura 4.42 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 2 y geometría de las pilas en el Sitio American Fork (adaptado de Golder (2000))

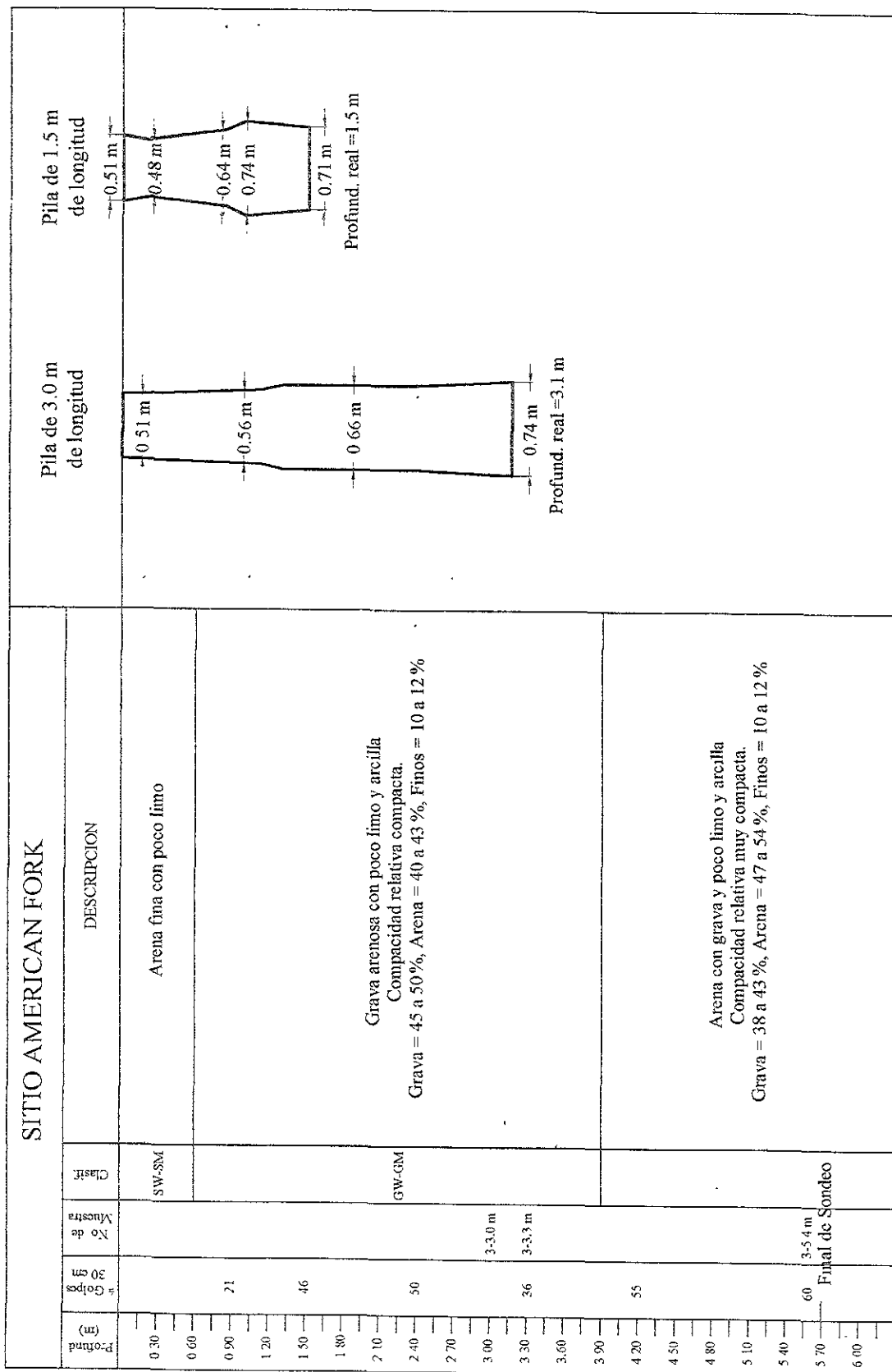


Figura 4.43 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 3 y geometría de las pilas en el Sitio American Fork (adaptado de Golder (2000))

Figura 4.44a Distribución granulométrica del Sitio American Fork (sondeo #2)

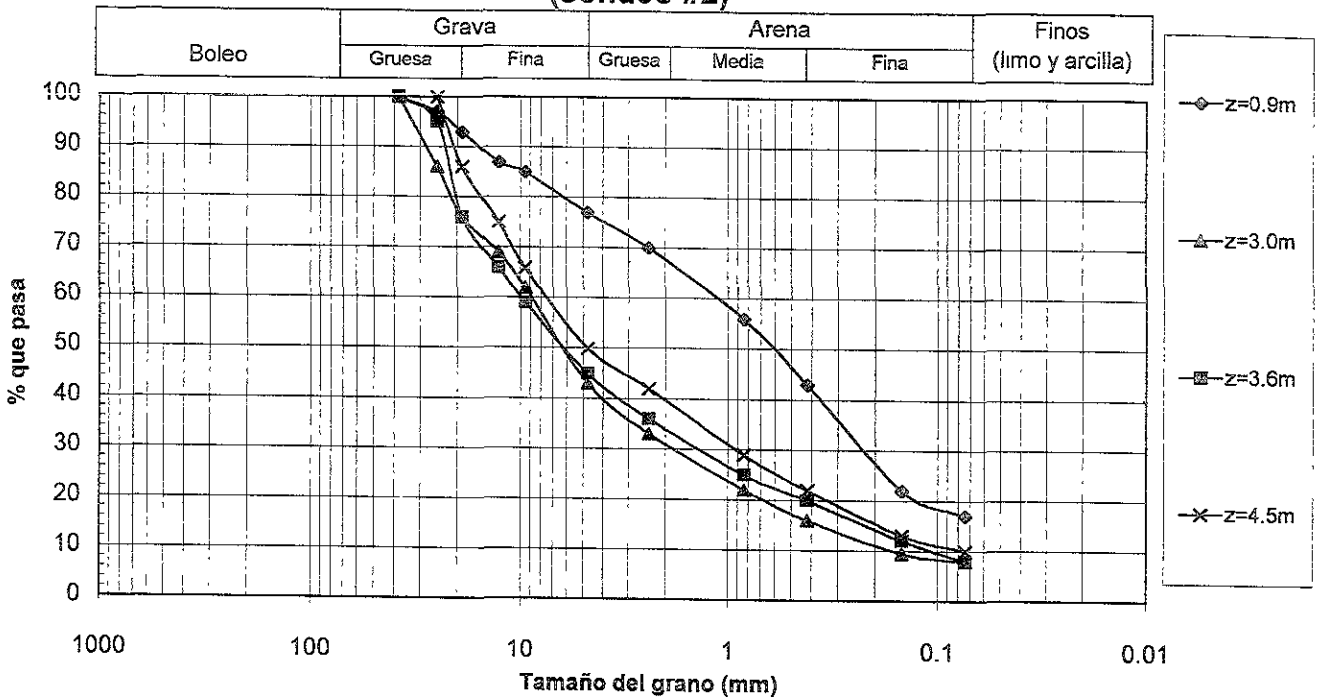


Figura 4.44b Distribución granulométrica del Sitio American Fork (sondeo #3)

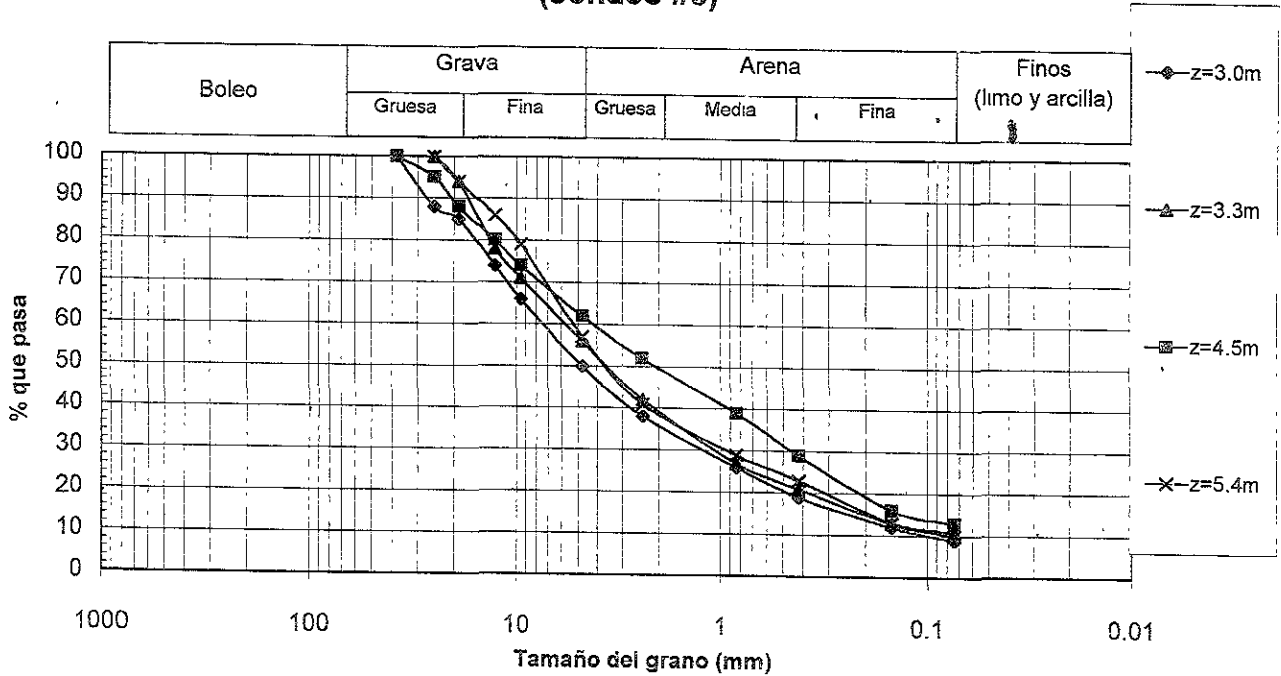


Figura 4.45a Distribución granulométrica del Sitio American Fork (muestras recuperadas de la broca)

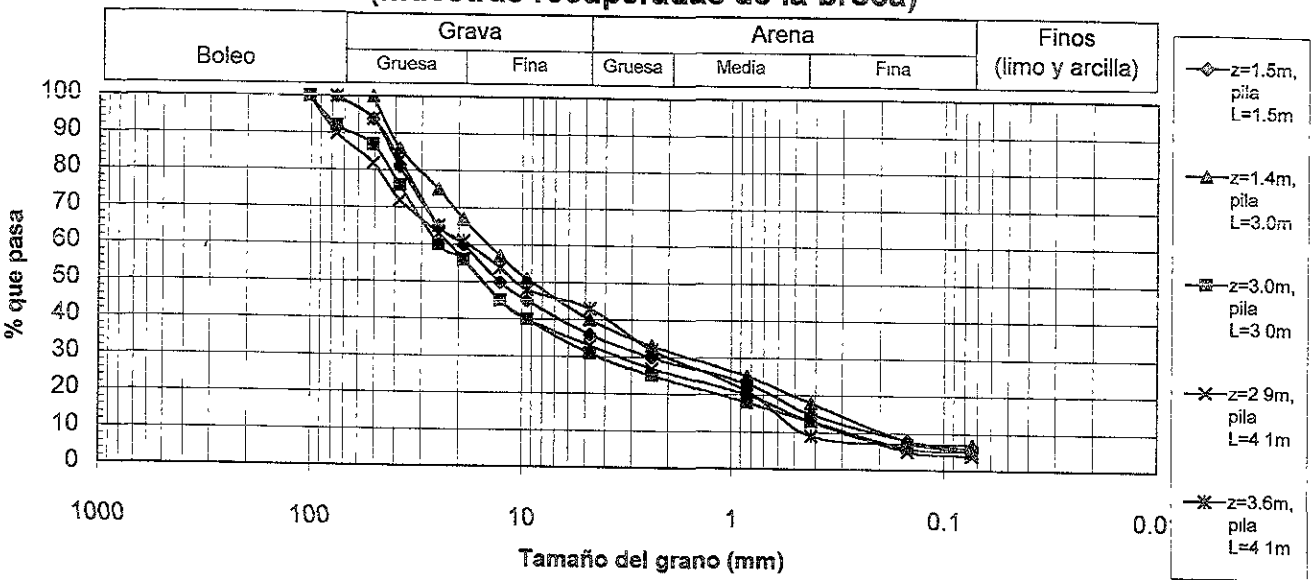
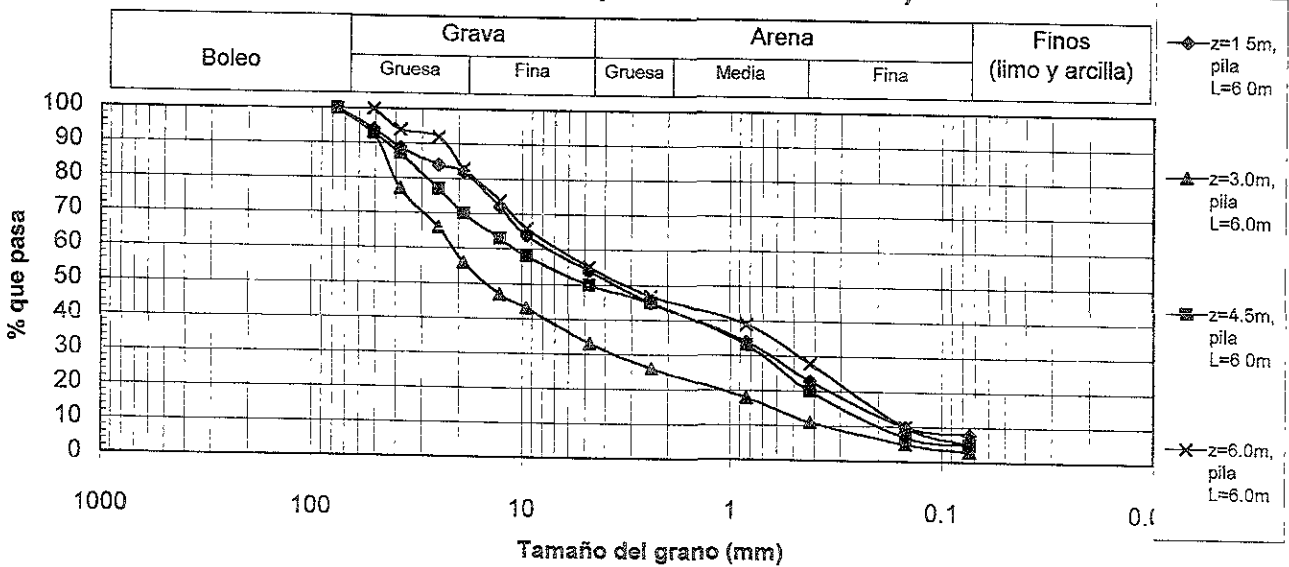
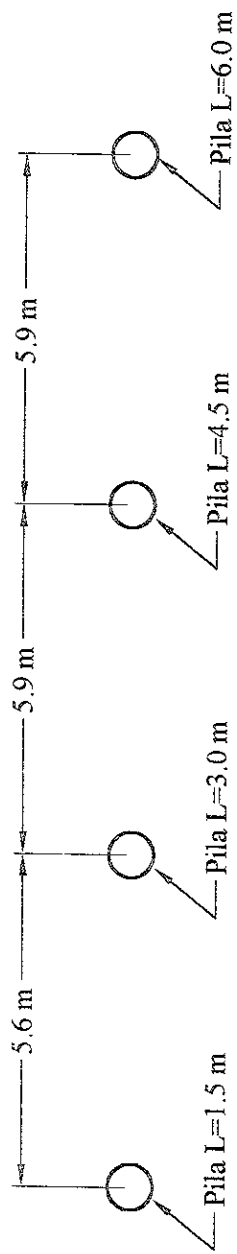


Figura 4.45b Distribución granulométrica del Sitio American Fork (muestras recuperadas de la broca)





Nota: La ubicación de los sondeos 1 y 2 no fue señalada

Figura 4.46 Ubicación relativa de pilas en el Sitio Kennecott (planta)

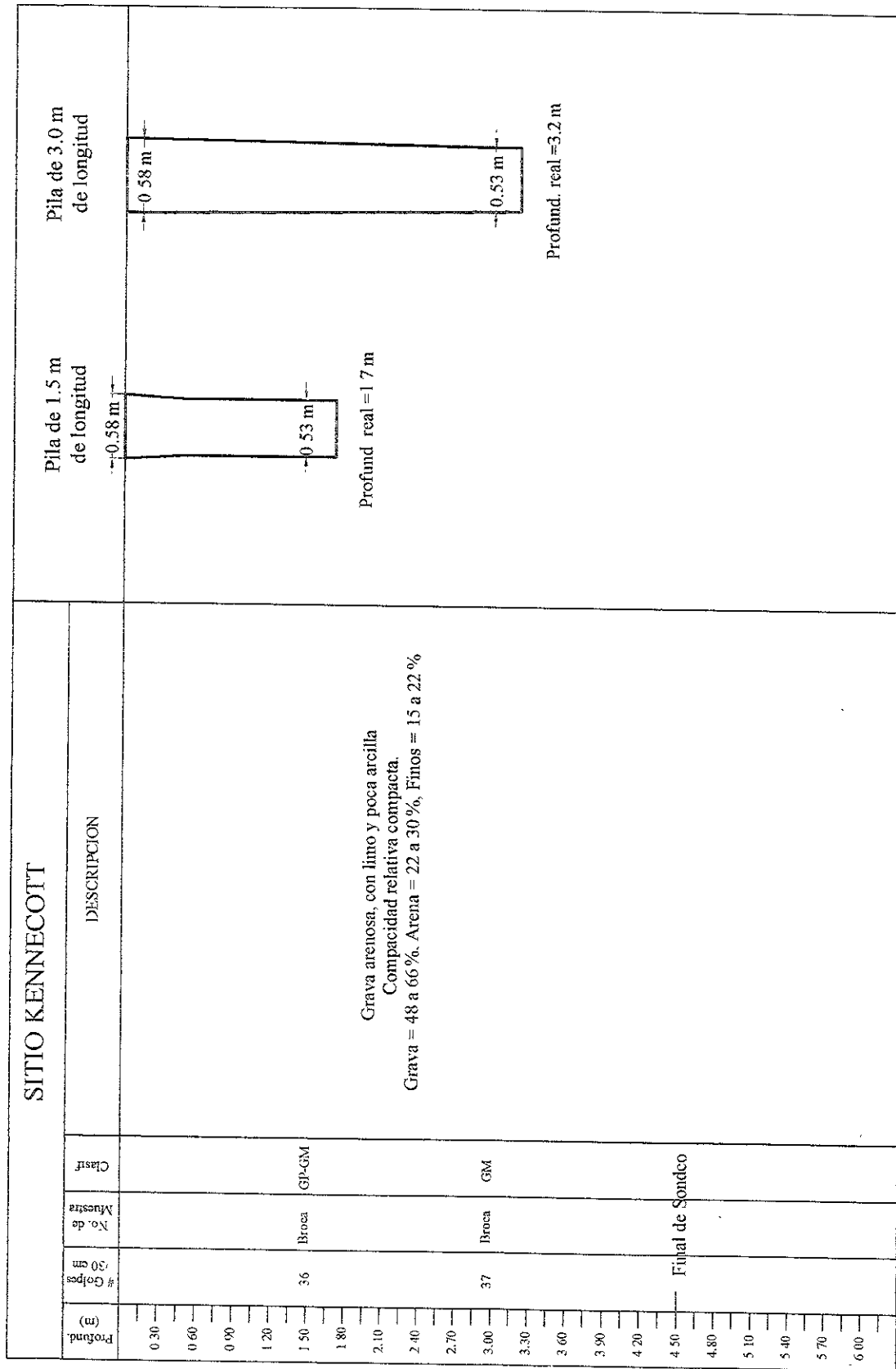


Figura 4.47 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 1 y geometría de las pilas en el Sitio Kennecott (adaptado de Golder (2000))

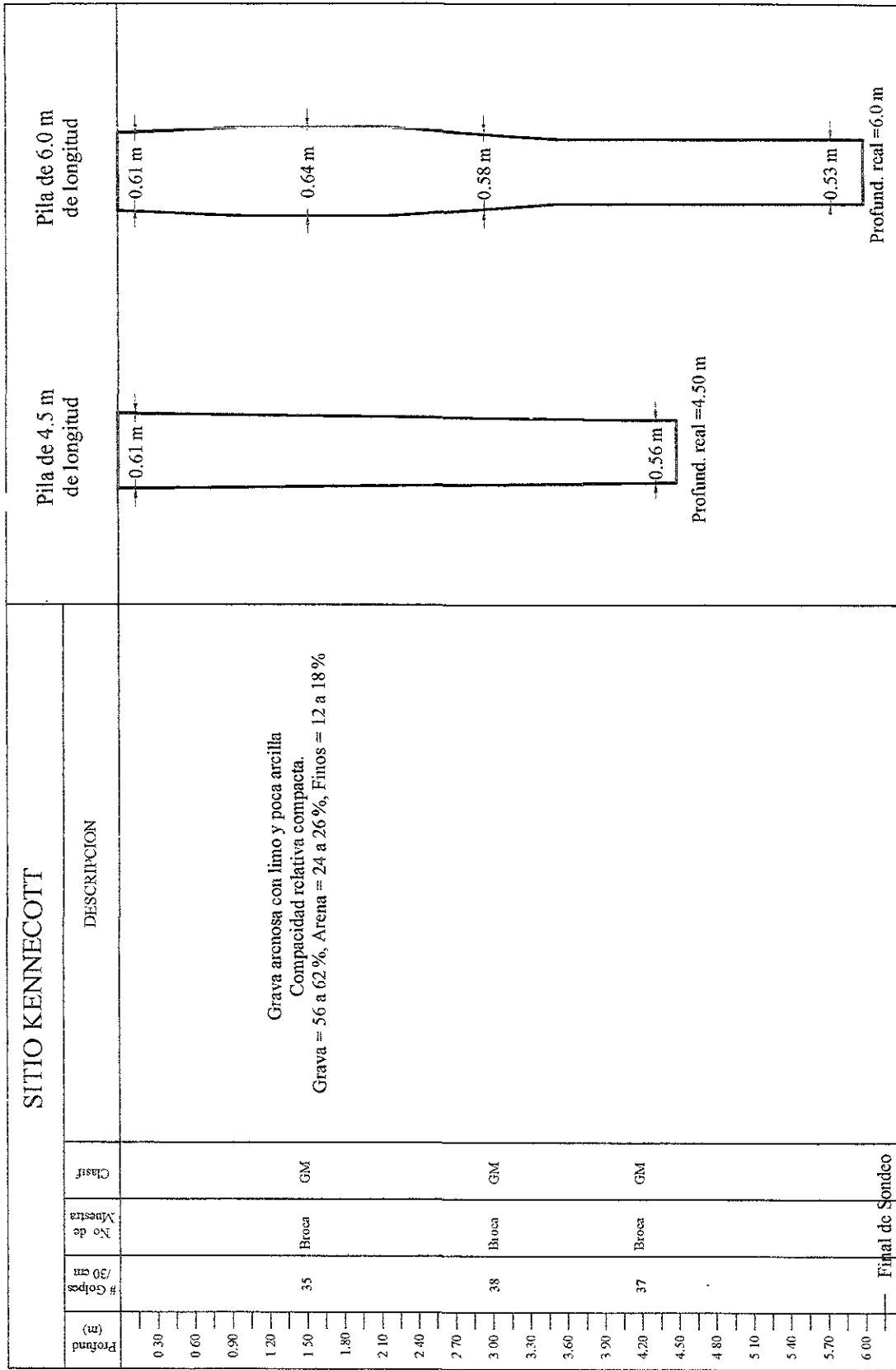
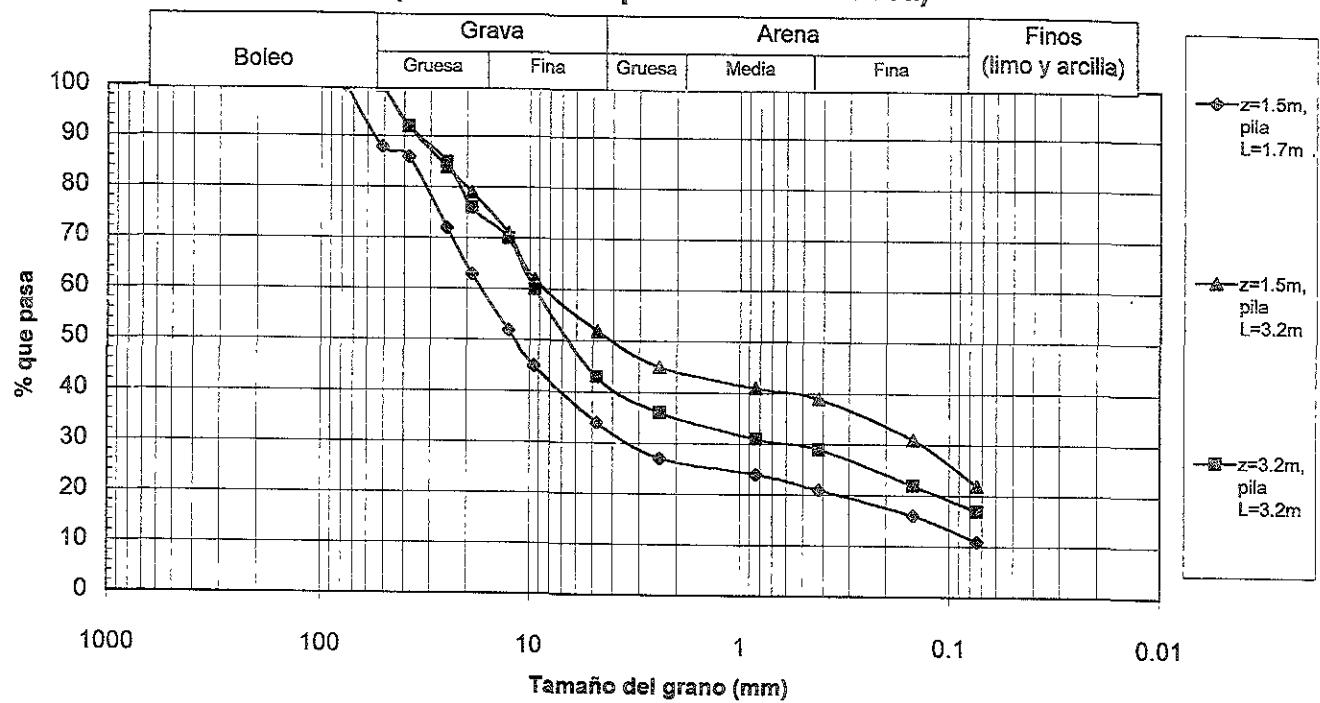
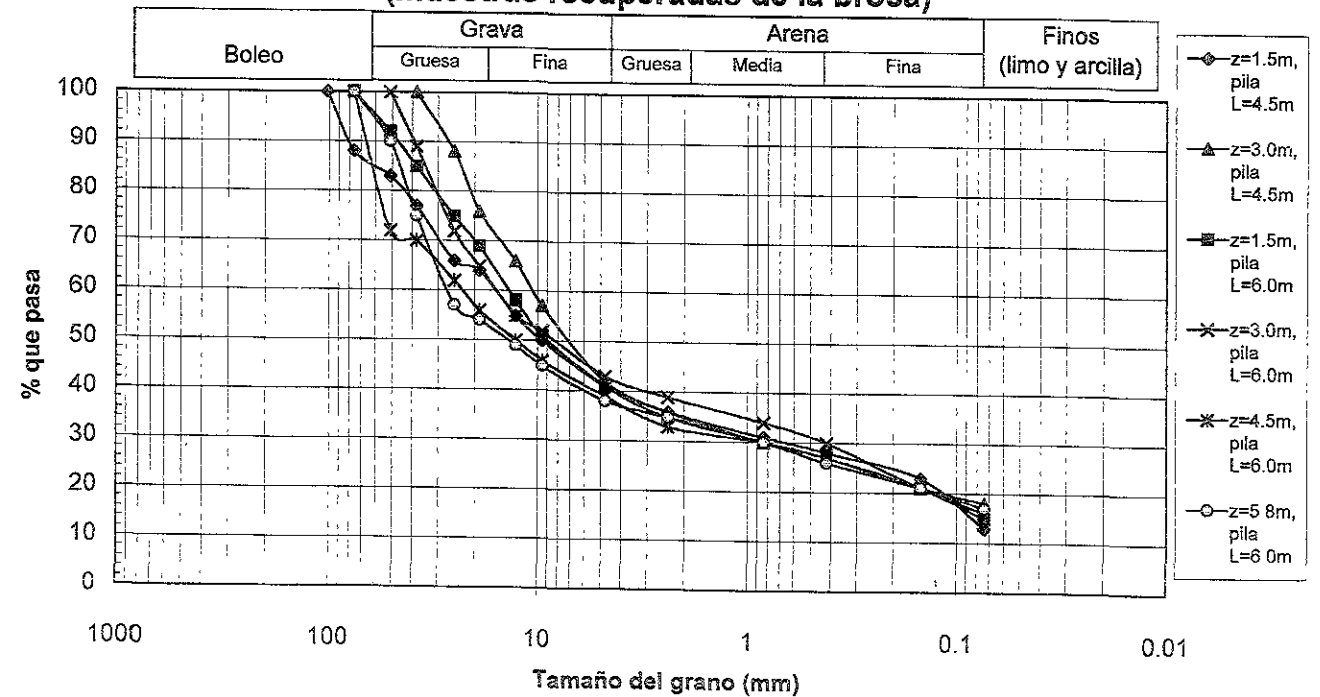


Figura 4.48 Perfil estratigráfico obtenido en el sondeo # 2 y geometría de las pilas en el Sitio Kennecott (adaptado de Golder (2000))

**Figura 4.49a Distribución granulométrica del Sitio Kennecott
(muestras recuperadas de la broca)**



**Figura 4.49b Distribución granulométrica del Sitio Kennecott
(muestras recuperadas de la broca)**



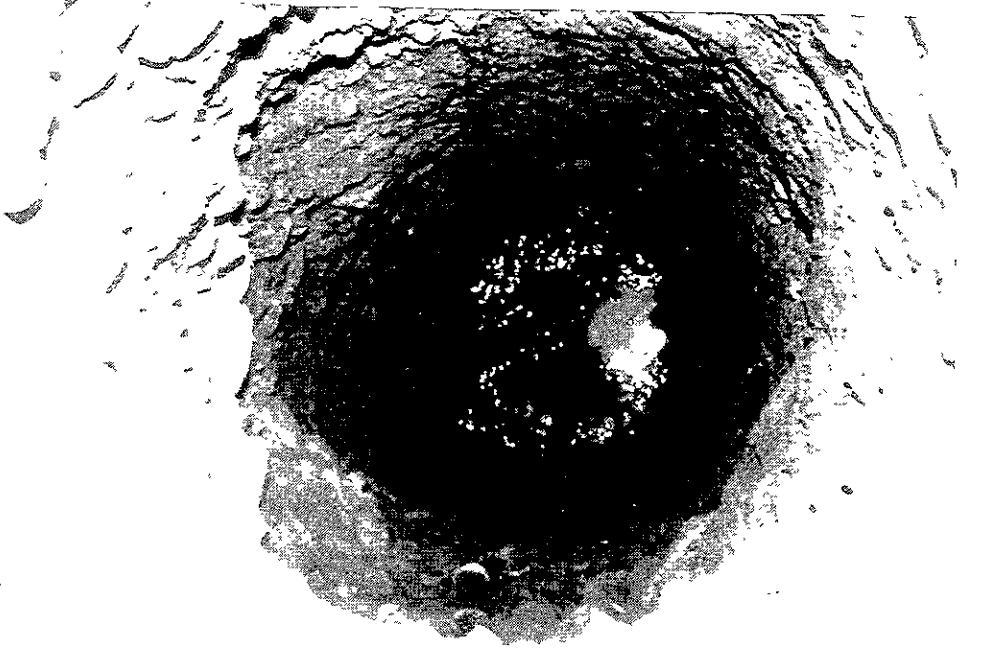


Figura 4.50 Paredes de la excavacion en la pila de 4.5 m de profundidad en el Sitio Mapleton

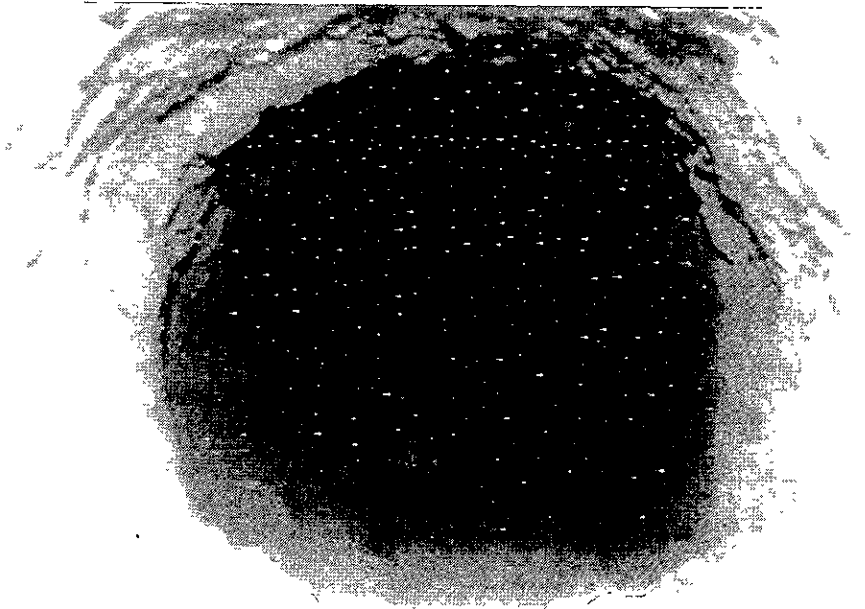


Figura 4.51 Paredes de la excavacion en la pila de 3 m de profundidad en el Sitio Point of Mountain East



Figura 4.52 Paredes de la excavacion en la pila de 4.5 m de profundidad en el Sitio Big Cottonwood

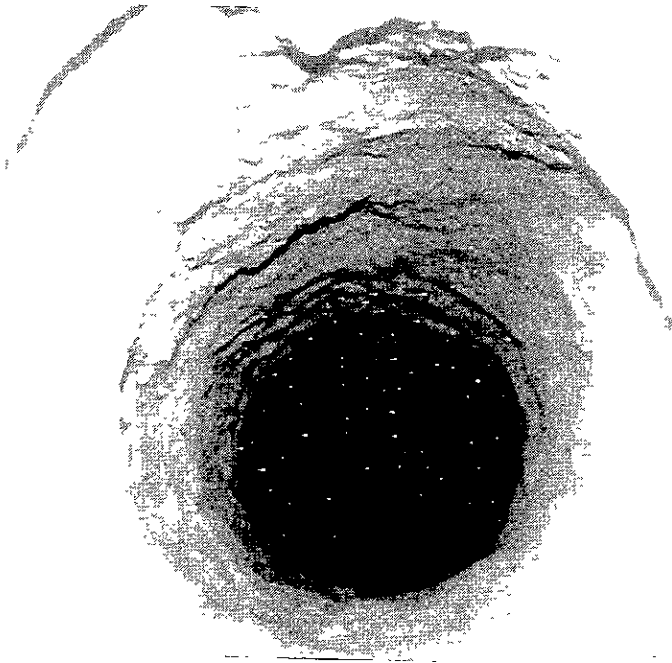


Figura 4.53 Paredes de la excavacion en la pila de 3 m de profundidad en el Sitio Point of Mountain West

TABLA 4.3 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO POINT OF MOUNTAIN EAST
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 1.5 m

γ_m (ton/m³) = ver tabla
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	1.70	0.85	1.74	0.43	1.20	2.09	4.80
Final	1.70						
0.00							

+ Peso propio de la pila (ton) = 0.6

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 5.4

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Df promedio (%)
Inicial	1.70	0.43	51	5.4	12.4	51	85
Final	1.70						
0.00							

+ Peso propio de la pila (ton) = 0.6

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 13.0

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11
Sobrecarga histórica = 12.5 m con $\gamma_m = 2.0$ ton/m³
 $K / K_0 = 1$

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	γ_m (ton/m ³)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_0	ΔQ_s (ton)
Inicial	1.70	2.05	0.85	1.74	26.74	15.35	0.43	51	41	2.979	10.4
Final	1.70										
0.00											

+ Peso propio de la pila (ton) = 0.6

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 11.0

TABLA 4.4 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO POINT OF MOUNTAIN EAST
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 3 m

γ_m (ton/m³) = ver tabla
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	
Inicial	Final							
0.00	1.50	0.75	1.54	0.64	1.20	1.85	5.56	
1.50	2.65	2.08	4.25	0.70	1.15	4.88	12.35	
+ Peso propio de la pila (ton) =							2.2	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								20.1

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final						
0.00	1.50	0.64	32	3.4	10.4		
1.50	2.65	0.70	35	3.8	9.5	33	67
+ Peso propio de la pila (ton) =						2.2	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =							22.1

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR > 1, aplica la Ecuación 3.11
Sobrecarga histórica = 12.5 m con $\gamma_m = 2.0$ ton/m³
 $K / K_0 = 1$

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	γ_m (ton/m ³)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_0	ΔQ_s (ton)	
Inicial	Final											
0.00	1.50	2.05	0.75	1.54	26.54	17.26	0.64	32	36	3.169	10.7	
1.50	2.65	2.05	2.08	4.25	29.25	6.88	0.70	35	37	1.834	14.9	
+ Peso propio de la pila (ton) =											2.2	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =												27.8

TABLA 4.5 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO POINT OF MOUNTAIN EAST
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 4.5 m

γ_m (ton/m³) = ver tabla
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y ONEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)
Inicial	Final							
0.00	1.50	1.50	0.75	1.54	0.61	1.20	1.85	5.30
1.50	2.30	0.80	1.90	3.90	0.67	1.16	4.53	7.63
2.30	3.00	0.70	2.85	5.36	0.76	1.10	5.91	9.87
3.00	3.80	0.80	3.40	6.74	0.81	1.05	7.07	10.84
3.80	4.50	0.70	4.15	8.20	0.61	1.00	8.22	11.03
+ Peso propio de la pila (ton) =								3.5
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								48.2

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	1.50	1.50	0.61	51	5.4	15.5		
1.50	2.30	0.80	0.67	32	5.4	5.8		
2.30	3.00	0.70	0.76	25	2.7	4.5	39	74
3.00	3.80	0.80	0.61	24	2.6	4.0		
3.80	4.50	0.70	0.61	49	5.3	7.1		
+ Peso propio de la pila (ton) =								3.5
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =								40.4

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11

Sobrecarga histórica = 12.5 m con $\gamma_m = 2.0$ ton/m³

$K/K_0 = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	γ_m (ton/m ³)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K ₀	ΔQs (ton)
Inicial	Final											
0.00	1.50	1.50	2.05	0.75	1.54	26.54	17.28	0.61	51	41	3.217	12.4
1.50	2.30	0.80	2.05	1.90	3.90	28.90	7.42	0.67	32	37	1.919	9.5
2.30	3.00	0.70	1.84	2.65	5.36	30.36	5.67	0.76	25	35	1.658	10.4
3.00	3.80	0.80	1.84	3.40	6.74	31.74	4.71	0.81	24	34	1.505	10.5
3.80	4.50	0.70	2.08	4.15	8.20	33.20	4.05	0.61	49	41	1.242	11.9
+ Peso propio de la pila (ton) =											3.5	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =											58.2	

TABLA 4.6 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO POINT OF MOUNTAIN EAST
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 6 m

γ_m (ton/m³) = ver tabla
No hay presencia de agua freatica

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)
0.00	1.50	0.75	1.54	0.52	1.85	4.52	
1.50	0.80	1.90	3.90	0.52	4.53	5.92	
2.30	3.00	2.65	5.36	1.10	5.91	6.75	
3.00	3.80	3.40	6.74	1.05	7.07	9.24	
3.80	4.60	4.20	8.31	1.00	8.30	10.84	
4.60	5.35	4.98	9.92	0.95	9.47	11.60	
5.35	6.10	5.73	11.48	0.91	10.50	12.87	

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 64.9

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	fs (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Df promedio (%)
0.00	1.50	0.52	51	5.4	13.2		
1.50	2.30	0.80	32	3.4	4.5		
2.30	3.00	0.70	25	2.7	3.1		
3.00	3.80	0.80	24	2.6	3.4		
3.80	4.60	0.80	49	5.3	6.9	39	74
4.60	5.35	0.75	50	5.4	6.6		
5.35	6.10	0.75	33	3.6	4.4		

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 45.1

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11
Sobrecarga histórica = 12.5 m con $\gamma_m = 2.0$ ton/m³
 $K / Ko = 1$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	γ_m (ton/m ³)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	δ (grados)	Ko	ΔQs (ton)
0.00	1.50	2.05	0.75	1.54	26.54	17.26	0.52	51	41	3.217	10.5
1.50	0.80	2.05	1.90	3.90	28.90	7.42	0.52	32	37	1.919	7.4
2.30	3.00	1.84	2.65	5.36	30.36	5.67	0.52	25	35	1.658	7.1
3.00	3.80	1.84	3.40	6.74	31.74	4.71	0.52	24	34	1.505	8.9
3.80	4.60	2.08	4.20	8.31	33.31	4.01	0.52	49	41	1.235	11.7
4.60	5.35	2.08	4.98	9.92	34.92	3.52	0.52	50	41	1.134	12.0
5.35	6.10	2.08	5.73	11.48	36.48	3.18	0.52	33	37	1.152	12.2

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 72.9

TABLA 4.7 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO BIG COTTONWOOD
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 1.5 m

γ_m (ton/m³) = ver tabla
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Díámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)
Inicial 0.00	1.75	0.88	1.82	0.52	1.20	2.18	6.24
+ Peso propio de la pila (ton) = 0.9							
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 7.1							

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Díámetro de la pila (m)	N (SPT)	fs (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial 0.00	1.75	0.52	18	1.9	5.5	18	48
+ Peso propio de la pila (ton) = 0.9							
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 6.4							

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11
Sobrecarga histórica = 3 m con $\gamma_m = 2.0$ ton/m³
 $K / Ko = 1$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	γ_m (ton/m ³)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	c_p (ton/m ²)	OCR	Díámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	Ko	ΔQs (ton)
Inicial 0.00	1.75	2.08	0.88	1.82	7.82	4.30	0.52	18	33	1.441	4.9
+ Peso propio de la pila (ton) = 0.9											
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 5.8											

TABLA 4.8 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO BIG COTTONWOOD
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 3 m

γ_m (ton/m³) = ver tabla
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	1.20	1.20	0.60	1.25	0.55	1.20	1.50	3.11
1.20	2.10	0.90	1.65	3.32	0.55	1.19	3.94	6.13
2.10	2.95	0.85	2.53	5.04	0.55	1.11	5.60	8.22

+ Peso propio de la pila (ton) = 1.7

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 19.1

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	fs (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Df promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	1.20	1.20	0.55	18	1.9	4.0		
1.20	2.10	0.90	0.55	18	1.9	3.0	25	58
2.10	2.95	0.85	0.55	44	4.7	7.0		

+ Peso propio de la pila (ton) = 1.7

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 15.7

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR > 1, aplica la Ecuación 3.11
Sobrecarga histórica = 3 m con $\gamma_m = 2.0$ ton/m³
K / Ko = 1

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	γ_m (ton/m ³)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	ϵ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	Ko	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final											
0.00	1.20	1.20	2.08	0.60	1.25	7.25	5.81	0.55	18	33	1.698	2.9
1.20	2.10	0.90	1.84	1.65	3.32	9.32	2.81	0.55	18	33	1.143	3.8
2.10	2.95	0.85	2.08	2.53	5.04	11.04	2.19	0.55	44	39	0.877	5.3

+ Peso propio de la pila (ton) = 1.7

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 13.6

TABLA 4.9 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO BIG COTTONWOOD
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 4.5 m

γ_m (ton/m³) = ver tabla
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y ONEIL 0.25 < β < 1.2

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)		Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
	Inicial	Final						
0.00	1.20	1.20	0.60	0.80	0.55	1.20	0.72	1.49
1.20	2.10	0.90	1.65	1.65	0.32	1.19	1.96	2.88
2.10	3.00	0.90	2.55	2.55	0.52	1.11	2.83	4.16
3.00	3.80	0.80	3.40	3.40	0.55	1.05	3.57	4.93
3.80	4.90	1.10	4.35	4.35	0.52	0.89	4.31	7.74

+ Peso propio de la pila (ton) = 2.6

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neill (ton) = 23.8

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)		Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f _s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
	Inicial	Final						
0.00	1.20	1.20	0.55	18	1.9	4.0		
1.20	2.10	0.90	0.52	18	1.9	2.8		
2.10	3.00	0.80	0.52	44	4.7	7.0	28	63
3.00	3.80	0.80	0.55	33	3.6	4.9		
3.80	4.90	1.10	0.52	32	3.4	6.2		

+ Peso propio de la pila (ton) = 2.6

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 27.5

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR > 1, aplica la Ecuación 3.11
Sobrecarga histórica = 3 m con $\gamma_m = 2.0$ ton/m³
K / Ko = 1

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)		γ_m (ton/m ³)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	Ko	ΔQ_s (ton)
	Inicial	Final										
0.00	1.20	1.20	2.08	0.60	1.25	7.25	5.81	0.55	18	33	1.698	2.9
1.20	2.10	0.90	1.84	1.65	3.32	9.32	2.81	0.52	18	33	1.143	3.6
2.10	3.00	0.80	2.08	2.55	5.09	11.09	2.16	0.52	44	39	0.874	5.3
3.00	3.80	0.80	1.92	3.40	6.79	12.79	1.88	0.55	33	37	0.841	5.9
3.80	4.90	1.10	2.00	4.35	8.66	14.66	1.69	0.52	32	37	0.789	9.2

+ Peso propio de la pila (ton) = 2.6

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 29.6

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)
Inicial	Final							
0.00	1.35	1.35	0.68	1.40	0.49	1.20	1.68	3.50
1.35	2.30	0.95	1.83	3.68	0.52	1.17	4.31	6.68
2.30	3.20	0.90	2.75	5.49	0.58	1.09	6.01	9.86
3.20	4.10	0.90	3.65	7.29	0.55	1.03	7.53	11.71
4.10	5.00	0.90	4.55	9.06	0.55	0.98	8.86	13.78
5.00	6.15	1.15	5.58	11.15	0.55	0.92	10.29	20.45

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.3

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 69.3

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	1.35	1.35	0.49	36	3.9	8.1		
1.35	2.30	0.95	0.52	21	2.3	3.5		
2.30	3.20	0.90	0.58	45	4.8	7.9		
3.20	4.10	0.90	0.55	32	3.4	5.4	37	72
4.10	5.00	0.90	0.55	59	5.4	8.4		
5.00	6.15	1.15	0.55	30	3.2	6.4		

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.3

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 43.0

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11

Sobrecarga histórica = 3 m con $\gamma_m = 2.0 \text{ ton/m}^3$
 $K / K_0 = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	γ_m (ton/m ³)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K _o	ΔQs (ton)
Inicial	Final											
0.00	1.35	1.35	2.08	0.68	1.40	7.40	5.27	0.49	36	37	1.563	3.4
1.35	2.30	0.95	1.84	1.83	3.68	9.68	2.63	0.52	21	33	1.103	4.1
2.30	3.20	0.90	2.08	2.75	5.49	11.49	2.09	0.58	45	40	0.829	6.3
3.20	4.10	0.90	1.92	3.65	7.29	13.29	1.82	0.55	32	37	0.825	7.0
4.10	5.00	0.90	2.00	4.55	9.06	15.06	1.66	0.55	59	43	0.647	8.5
5.00	6.15	1.15	2.08	5.58	11.15	17.15	1.54	0.55	30	36	0.765	12.3

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.3

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 45.0

TABLA 4.11 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO PROVO
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 1.5 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	0.69	0.69	0.35	0.69	0.65	1.20	0.83	1.17
0.69	1.27	0.58	0.98	1.96	0.61	1.20	2.35	2.61

+ Peso propio de la pila (ton) = 1.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 4.9

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	D _r promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	0.69	0.69	0.65	18	1.9	2.7		
0.69	1.27	0.58	0.61	52	5.4	6.0	34	69

+ Peso propio de la pila (ton) = 1.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 9.8

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR = 1, aplica la Ecuación $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_0 = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K ₀	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	0.69	0.69	0.35	0.69	0.65	18	33	0.455	0.3
0.69	1.27	0.58	0.98	1.96	0.61	52	41	0.344	0.7

+ Peso propio de la pila (ton) = 1.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 2.0

TABLA 4.12 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO PROVO
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 3 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y ONEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	ΔQ_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	0.69	0.69	0.35	0.69	0.77	1.20	0.83	1.38
0.69	1.60	0.91	1.15	2.29	0.68	1.20	2.75	5.34
1.60	2.50	0.90	2.05	4.10	0.62	1.15	4.71	8.26
2.50	3.20	0.70	2.85	5.70	0.62	1.09	6.20	8.45

+ Peso propio de la pila (ton) =

2.7

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =

26.2

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	0.69	0.69	0.77	18	1.9	3.2		
0.69	1.60	0.91	0.68	52	5.4	10.5		
1.60	2.50	0.90	0.62	15	1.6	2.8	38	72
2.50	3.20	0.70	0.62	70	5.4	7.4		

+ Peso propio de la pila (ton) =

2.7

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =

26.6

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR = 1, aplica la Ecuación $K_o = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	Ko	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	0.69	0.69	0.35	0.69	0.77	18	33	0.455	0.3
0.69	1.60	0.91	1.15	2.29	0.68	52	41	0.344	1.3
1.60	2.50	0.90	2.05	4.10	0.62	15	32	0.470	2.1
2.50	3.20	0.70	2.85	5.70	0.62	70	45	0.293	2.3

+ Peso propio de la pila (ton) =

2.7

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =

8.8

TABLA 4.13 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO PROVO
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 4.5 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y ONEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)		Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
	Inicial	Final						
0.00	0.69	0.69	0.35	0.69	0.72	1.20	0.83	1.29
0.69	1.60	0.91	1.15	2.29	0.72	1.20	2.75	5.66
1.60	2.50	0.90	2.05	4.10	0.73	1.15	4.71	9.73
2.50	3.43	0.93	2.97	5.93	0.73	1.08	8.40	19.65
3.43	4.20	0.77	3.82	7.63	0.68	1.02	7.80	12.46
4.20	4.36	0.16	4.28	8.56	0.63	0.99	8.51	2.69
+ Peso propio de la pila (ton) =								4.2
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								49.6

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)		Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)	
	Inicial	Final							
0.00	0.69	0.69	0.72	27	2.9	4.5			
0.69	1.60	0.91	0.72	35	3.8	7.8			
1.60	2.50	0.90	0.73	46	5.0	10.2	38	73	
2.50	3.43	0.93	0.73	33	3.6	7.6			
3.43	4.20	0.77	0.68	49	5.3	8.4			
4.20	4.36	0.16	0.63	34	3.7	1.2			
+ Peso propio de la pila (ton) =							4.2		
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =							43.8		

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR = 1, aplica la Ecuación $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_0 = 1$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)		Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K ₀	ΔQ_s (ton)
	Inicial	Final							
0.00	0.69	0.69	0.35	0.69	0.72	27	35	0.426	0.3
0.69	1.60	0.91	1.15	2.28	0.72	35	37	0.398	1.4
1.60	2.50	0.90	2.05	4.10	0.73	46	40	0.357	2.5
2.50	3.43	0.93	2.97	5.93	0.73	33	37	0.398	3.8
3.43	4.20	0.77	3.82	7.63	0.66	49	41	0.344	3.6
4.20	4.36	0.16	4.28	8.56	0.63	34	37	0.388	0.8
+ Peso propio de la pila (ton) =									4.2
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =									16.7

TABLA 4.14 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO PROVO
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 6 m
 γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freatica

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)
Inicial	Final							
0.00	0.61	0.61	0.31	0.61	0.75	1.20	0.73	1.05
0.61	1.60	0.99	1.11	2.21	0.67	1.20	2.65	5.93
1.60	2.50	0.90	2.05	4.10	0.68	1.15	4.71	9.08
2.50	3.43	0.93	2.97	5.93	0.66	1.08	6.40	12.34
3.43	4.20	0.77	3.82	7.63	0.64	1.02	7.80	12.08
4.20	5.33	1.13	4.77	9.53	0.63	0.97	9.21	20.90
5.33	6.10	0.77	5.72	11.43	0.63	0.92	10.46	15.95

+ Peso propio de la pila (ton) = 5.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 81.7

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Df promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	0.69	0.69	0.75	27	2.9	4.7		
0.69	1.60	0.91	0.67	35	3.8	7.2		
1.60	2.50	0.90	0.68	46	5.0	9.5		
2.50	3.43	0.93	0.66	33	3.6	6.8	40	75
3.43	4.20	0.77	0.64	49	5.3	8.2		
4.20	5.33	1.13	0.63	34	3.7	8.2		
5.33	6.10	0.77	0.63	56	5.4	8.2		

+ Peso propio de la pila (ton) = 5.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 56.0

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR = 1$, aplica la Ecuación $K_o = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_o	ΔQs (ton)
Inicial	Final								
0.00	0.69	0.69	0.35	0.69	0.75	27	35	0.426	0.3
0.69	1.60	0.91	1.15	2.29	0.67	35	37	0.398	1.3
1.60	2.50	0.90	2.05	4.10	0.68	48	40	0.357	2.4
2.50	3.43	0.93	2.97	5.93	0.66	33	37	0.398	3.4
3.43	4.20	0.77	3.82	7.63	0.64	49	41	0.344	3.5
4.20	5.33	1.13	4.77	9.53	0.63	34	38	0.384	6.4
5.33	6.10	0.77	5.72	11.43	0.63	56	42	0.331	5.2

+ Peso propio de la pila (ton) = 5.1

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 27.6

TABLA 4.15 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO MAPLETON
 LONGITUD NOMINAL DE PILA = 1.5 m
 γ_m (ton/m³) = 2.08
 No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	ΔQ_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	Dr promedio (%)
Inicial	1.68	0.84	1.75	0.61	1.20	2.10	6.75	84
Final	1.68	0.84	1.75	0.61	1.20	2.10	6.75	84
+ Peso propio de la pila (ton) = 1.2								
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 7.9								

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)
Inicial	1.68	0.61	51	5.4	17.4	51
Final	1.68	0.61	51	5.4	17.4	51
+ Peso propio de la pila (ton) = 1.2						
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 18.6						

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR = 1$, aplica la Ecuación $K_o = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)	Esesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_o	ΔQ_s (ton)
Inicial	1.68	0.84	1.75	0.61	51	41	0.344	1.7
Final	1.68	0.84	1.75	0.61	51	41	0.344	1.7
+ Peso propio de la pila (ton) = 1.2								
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 2.9								

TABLA 4.16 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO MAPLETON
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 3 m

γ_m (ton/m³) = 2.08
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	1.52	1.52	0.76	1.58	0.58	1.20	1.90	5.25
1.52	3.14	1.62	2.33	4.85	0.64	1.13	5.46	17.79
+ Peso propio de la pila (ton) =								2.2
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								25.3

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	fs (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Df promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	1.52	1.52	0.58	49	5.3	14.6		
1.52	3.14	1.62	0.64	57	5.4	17.6	53	87
+ Peso propio de la pila (ton) =							2.2	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =							34.4	

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR = 1, aplica la Ecuación $K_o = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	Ko	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	1.52	1.52	0.76	1.58	0.58	49	41	0.344	1.3
1.52	3.14	1.62	2.33	4.85	0.64	57	42	0.331	4.7
+ Peso propio de la pila (ton) =									2.2
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =									8.2

TABLA 4.17 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO MAPLETON
 γ_m (ton/m³) = 2.08
 No hay presencia de agua freática

LONGITUD NOMINAL DE PILA = 4.5 m

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	1.21	1.21	0.61	1.26	0.58	1.20	1.51	3.33
1.21	3.05	1.84	2.13	4.43	0.58	1.14	5.06	16.98
3.05	3.84	0.79	3.45	7.17	0.61	1.05	7.50	11.36
+ Peso propio de la pila (ton) =								2.5
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								34.1

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	1.21	1.21	0.58	49	5.3	11.6	50	82
1.21	3.05	1.84	0.58	57	5.4	18.1		
3.05	3.84	0.79	0.61	34	3.7	5.5		
+ Peso propio de la pila (ton) =						2.5		
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =						37.8		

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR = 1$, aplica la Ecuación $K_0 = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_0 = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_0	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	1.21	1.21	0.61	1.26	0.58	49	41	0.344	0.8
1.21	3.05	1.84	2.13	4.43	0.58	57	42	0.331	4.4
3.05	3.84	0.79	3.45	7.17	0.61	34	37	0.398	3.3
+ Peso propio de la pila (ton) =									2.5
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =									11.0

TABLA 4.18 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO SPANISH FORK
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 1.5 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)
Inicial	Final							
0.00	0.30	0.30	0.15	0.30	0.53	1.20	0.36	0.18
0.30	0.76	0.46	0.53	1.06	0.50	1.20	1.27	0.92
0.76	1.52	0.76	1.14	2.28	0.50	1.20	2.74	3.27
+ Peso propio de la pila (ton) =								0.7
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								5.1

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Df promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	0.30	0.30	0.53	32	3.4	1.7		
0.30	0.76	0.46	0.50	32	3.4	2.5	45	81
0.76	1.52	0.76	0.50	58	5.4	6.4		
+ Peso propio de la pila (ton) =							0.7	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =							11.4	

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR = 1, aplica la Ecuación $K_q = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_o	ΔQs (ton)
Inicial	Final								
0.00	0.30	0.30	0.15	0.30	0.53	32	37	0.398	0.0
0.30	0.76	0.46	0.53	1.06	0.50	32	37	0.398	0.2
0.76	1.52	0.76	1.14	2.28	0.50	58	43	0.318	0.8
+ Peso propio de la pila (ton) =									0.7
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =									1.8

TABLA 4.19 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO SPANISH FORK
 LONGITUD NOMINAL DE PILA = 3 m
 γ_m (ton/m³) = 2.00
 No hay presencia de agua freatica

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	0.30	0.30	0.15	0.30	0.57	1.20	0.36	0.19
0.30	0.76	0.46	0.53	1.06	0.59	1.20	1.27	1.08
0.76	1.52	0.76	1.14	2.28	0.63	1.20	2.74	4.12
1.52	2.00	0.48	1.76	3.52	0.61	1.18	4.14	3.81
2.00	2.75	0.75	2.38	4.75	0.58	1.12	5.34	7.29
2.75	3.05	0.30	2.90	5.80	0.59	1.08	6.29	3.43
+ Peso propio de la pila (ton) =								2.1
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neill (ton) =								22.0

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	fs (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	0.30	0.30	0.57	32	3.4	1.9		
0.30	0.76	0.46	0.59	32	3.4	2.9		
0.76	1.52	0.76	0.63	58	5.4	8.1		
1.52	2.00	0.48	0.61	50	5.4	5.0	44	80
2.00	2.75	0.75	0.58	38	4.1	5.6		
2.75	3.05	0.30	0.59	44	4.7	2.6		
+ Peso propio de la pila (ton) =								2.1
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =								28.1

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis. $OCR = 1$, aplica la Ecuación $K_s = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_0 = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K ₀	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	0.30	0.30	0.15	0.30	0.57	32	37	0.388	0.0
0.30	0.76	0.46	0.53	1.06	0.59	32	37	0.398	0.3
0.76	1.52	0.76	1.14	2.28	0.63	58	43	0.318	1.0
1.52	2.00	0.48	1.76	3.52	0.61	50	41	0.344	1.0
2.00	2.75	0.75	2.38	4.75	0.58	38	38	0.384	1.9
2.75	3.05	0.30	2.90	5.80	0.59	44	39	0.371	1.0
+ Peso propio de la pila (ton) =									2.1
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =									7.3

TABLA 4.20 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO SPANISH FORK
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 3.5 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y ONEIL 0.25 < β < 1.2

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	0.30	0.30	0.15	0.30	0.57	1.20	0.36	0.19
0.30	0.76	0.46	0.53	1.06	0.59	1.20	1.27	1.08
0.76	1.52	0.76	1.14	2.28	0.63	1.20	2.74	4.12
1.52	2.00	0.48	1.76	3.52	0.61	1.18	4.14	3.61
2.00	2.75	0.75	2.38	4.75	0.58	1.12	5.34	7.29
2.75	3.20	0.45	2.98	5.95	0.59	1.08	6.42	5.35
3.20	3.50	0.30	3.35	6.70	0.59	1.05	7.05	3.92

+ Peso propio de la pila (ton) = 2.4

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 28.1

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	0.30	0.30	0.57	32	3.4	1.9		
0.30	0.76	0.46	0.59	32	3.4	2.9		
0.76	1.52	0.76	0.63	58	5.4	8.1		
1.52	2.00	0.48	0.61	50	5.4	5.0	44	80
2.00	2.75	0.75	0.58	38	4.1	5.6		
2.75	3.20	0.45	0.59	44	4.7	4.0		
3.20	3.50	0.30	0.59	44	4.7	2.6		

+ Peso propio de la pila (ton) = 2.4

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 32.4

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR = 1, aplica la Ecuación K_o = 1 - sen ϕ
K_o/K_o = 1

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K _o	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	0.30	0.30	0.15	0.30	0.57	32	37	0.398	0.0
0.30	0.76	0.46	0.53	1.06	0.59	32	37	0.398	0.3
0.76	1.52	0.76	1.14	2.28	0.63	58	43	0.318	1.0
1.52	2.00	0.48	1.76	3.52	0.61	50	41	0.344	1.0
2.00	2.75	0.75	2.38	4.75	0.58	38	38	0.382	1.9
2.75	3.20	0.45	2.98	5.95	0.59	44	39	0.371	1.5
3.20	3.50	0.30	3.35	6.70	0.59	44	39	0.371	1.1

+ Peso propio de la pila (ton) = 2.4

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 9.2

SITIO AMERICAN FORK
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 1.5 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y ONEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	1.10	1.10	0.55	1.10	0.59	1.20	1.32	2.69
1.10	1.50	0.40	1.30	2.60	0.69	1.20	3.12	2.71
+ Peso propio de la pila (ton) =								1.1
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								6.5

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	1.10	1.10	0.59	21	2.3	4.6		
1.10	1.50	0.40	0.69	46	5.0	4.3	28	63
+ Peso propio de la pila (ton) =							1.1	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =							10.0	

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR = 1$, aplica la Ecuación $K_o = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_o	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	1.10	1.10	0.55	1.10	0.59	21	33	0.455	
1.10	1.50	0.40	1.30	2.60	0.69	46	40	0.357	
+ Peso propio de la pila (ton) =									1.1
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =									2.4

SITIO AMERICAN FORK
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 3 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	
								Final
0.00	1.10	0.55	1.10	0.56	1.20	1.32	2.55	
1.10	0.90	1.55	3.10	0.64	1.20	3.71	6.71	
2.00	0.70	2.35	4.70	0.70	1.13	5.29	8.14	
2.70	0.30	2.85	5.70	0.70	1.09	6.20	4.09	
+ Peso propio de la pila (ton) =							2.3	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								23.8

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
0.00	1.10	0.56	21	2.3	4.4		
1.10	0.90	0.64	46	5.0	9.0		
2.00	0.70	0.70	50	5.4	8.3	37	72
2.70	0.30	0.70	36	3.9	2.6		
+ Peso propio de la pila (ton) =						2.3	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =							26.4

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR = 1$, aplica la Ecuación $K_o = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_o	ΔQ_s (ton)	
									Final
0.00	1.10	0.55	1.10	0.56	21	33	0.455	0.6	
1.10	0.90	1.55	3.10	0.64	46	40	0.357	1.7	
2.00	0.70	2.35	4.70	0.70	50	41	0.344	2.2	
2.70	0.30	2.85	5.70	0.70	36	37	0.398	1.1	
+ Peso propio de la pila (ton) =								2.3	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =									7.9

SITIO AMERICAN FORK
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 4 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	1.10	1.10	0.55	1.10	0.57	1.20	1.32	2.60
1.10	2.00	0.90	1.55	3.10	0.62	1.20	3.71	6.50
2.00	2.70	0.70	2.35	4.70	0.70	1.13	5.29	8.14
2.70	3.50	0.80	3.10	6.20	0.74	1.07	6.63	12.33
3.50	4.10	0.60	3.80	7.60	0.76	1.02	7.78	11.14

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.5

Carga Última por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 44.2

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	1.10	1.10	0.57	23	2.5	4.9		
1.10	2.00	0.90	0.62	42	4.5	7.9		
2.00	2.70	0.70	0.70	50	5.4	8.3	36	70
2.70	3.50	0.80	0.74	36	3.9	7.2		
3.50	4.10	0.60	0.76	35	3.8	5.4		

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.5

Carga Última por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 37.1

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR = 1, aplica la Ecuación $K_o = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_o	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	1.10	1.10	0.55	1.10	0.57	23	34	0.441	0.6
1.10	2.00	0.90	1.55	3.10	0.62	42	39	0.371	1.6
2.00	2.70	0.70	2.35	4.70	0.70	50	41	0.344	2.2
2.70	3.50	0.80	3.10	6.20	0.74	36	37	0.398	3.5
3.50	4.10	0.60	3.80	7.60	0.76	35	37	0.398	3.3

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.5

Carga Última por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 14.6

SITIO AMERICAN FORK
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 6 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	0.90	0.90	0.45	0.90	0.51	1.20	1.08	1.56
0.90	1.80	0.90	1.35	2.70	0.58	1.20	3.24	5.31
1.80	2.70	0.90	2.25	4.50	0.69	1.13	5.10	9.95
2.70	3.35	0.65	3.03	6.05	0.76	1.07	6.50	10.09
3.35	4.25	0.90	3.80	7.60	0.76	1.02	7.78	16.71
4.25	4.90	0.65	4.58	9.15	0.73	0.98	8.94	13.33
4.90	5.95	1.05	5.43	10.85	0.70	0.93	10.10	23.31

+ Peso propio de la pila (ton) = 4.5
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 84.7

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	DR promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	0.90	0.90	0.51	23	2.5	3.6		
0.90	1.80	0.90	0.58	42	4.5	7.4		
1.80	2.70	0.90	0.69	50	5.4	10.5		
2.70	3.35	0.65	0.76	36	3.9	6.0	37	72
3.35	4.25	0.90	0.76	35	3.8	8.1		
4.25	4.90	0.65	0.73	50	5.4	8.0		
4.90	5.95	1.05	0.70	25	2.7	6.2		

+ Peso propio de la pila (ton) = 4.5
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 54.3

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: OCR = 1, aplica la Ecuación $K_o = 1 - \text{sen } \phi$
 $K / K_o = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_o	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final								
0.00	0.90	0.90	0.45	0.90	0.51	23	34	0.441	0.4
0.90	1.80	0.90	1.35	2.70	0.58	42	39	0.371	1.3
1.80	2.70	0.90	2.25	4.50	0.69	50	41	0.344	2.6
2.70	3.35	0.65	3.03	6.05	0.76	36	37	0.398	2.8
3.35	4.25	0.90	3.80	7.60	0.76	35	37	0.398	4.9
4.25	4.90	0.65	4.58	9.15	0.73	50	41	0.344	4.1
4.90	5.95	1.05	5.43	10.85	0.70	25	35	0.426	7.5

+ Peso propio de la pila (ton) = 4.5
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 28.1

TABLA 4.25 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO KENNECOTT
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 1.5 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δq_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final							
0.00	1.50	1.50	0.75	1.50	0.56	1.20	1.80	4.75
1.50	1.70	0.20	1.60	3.20	0.53	1.19	3.81	1.27
+ Peso propio de la pila (ton) =								1.0
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								7.0

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQ_s (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
Inicial	Final							
0.00	1.50	1.50	0.56	36	3.9	10.2		
1.50	1.70	0.20	0.53	36	3.9	1.3	36	71
+ Peso propio de la pila (ton) =							1.0	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =							12.5	

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11
Sobrecarga histórica = 4.9 m con $\gamma_m = 1.3$ ton/m³
 $K / K_0 = 1$

Profundidad (m)		Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	K_0	ΔQ_s (ton)
Inicial	Final										
0.00	1.50	1.50	0.75	1.50	7.87	5.25	0.56	36	37	1.558	4.6
1.50	1.70	0.20	1.60	3.20	9.57	2.99	0.53	36	37	1.111	0.9
+ Peso propio de la pila (ton) =										1.0	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =										6.5	

TABLA 4.26 CALCULO TEORICO DE LA CARGA ULTIMA POR FRICCION

SITIO KENNECOTT
 LONGITUD NOMINAL DE PILA = 3 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
 No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	α (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)	
								Inicial
0.00	1.50	0.75	1.50	0.58	1.20	1.80	4.92	
1.50	1.70	2.35	4.70	0.55	1.13	5.29	15.53	
+ Peso propio de la pila (ton) =							1.9	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								22.4

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	fs (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
0.00	1.50	0.58	36	3.9	10.6		
1.50	1.70	0.55	37	4.0	11.7	37	72
+ Peso propio de la pila (ton) =						1.9	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =							24.2

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11
 Sobrecarga histórica = 4.9 m con $\gamma_m = 1.3$ ton/m³
 $K / Ko = 1$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σp (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	Ko	ΔQs (ton)	
											Inicial
0.00	1.50	0.75	1.50	7.87	5.25	0.58	36	37	1.558	4.8	
1.50	1.70	2.35	4.70	11.07	2.36	0.55	37	38	0.941	10.1	
+ Peso propio de la pila (ton) =										1.9	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =											16.9

SITIO KENNECOTT
 LONGITUD NOMINAL DE PILA = 4.5 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
 No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)		Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)	
	Inicial	Final							
0.00	0.90	0.90	0.45	0.90	0.61	1.20	1.08	1.86	
0.90	1.50	0.60	1.20	2.40	0.58	1.20	2.88	3.15	
1.50	3.00	1.50	2.25	4.50	0.58	1.13	5.10	13.94	
3.00	4.50	1.50	3.75	7.50	0.56	1.03	7.70	20.32	
+ Peso propio de la pila (ton) =								2.8	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) =								42.1	

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	f_s (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
0.00	0.90	0.61	35	3.8	6.5		
0.90	1.50	0.58	35	3.8	4.1	36	71
1.50	3.00	0.58	35	3.8	10.3		
3.00	4.50	0.56	38	4.1	10.8		
+ Peso propio de la pila (ton) =						2.8	
Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) =						34.6	

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11
 Sobrecarga histórica = 4.9 m con $\gamma_m = 1.3$ ton/m³
 $K / Ko = 1$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	Ko	ΔQs (ton)
0.00	0.90	0.45	0.90	7.27	8.08	0.61	35	37	2.020	2.4
0.90	1.50	1.20	2.40	8.77	3.65	0.58	35	37	1.253	2.5
1.50	3.00	2.25	4.50	10.87	2.42	0.58	35	37	0.977	9.1
3.00	4.50	3.75	7.50	13.87	1.85	0.56	38	38	0.810	12.5
+ Peso propio de la pila (ton) =										2.8
Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) =										29.3

SITIO KENNECOTT
LONGITUD NOMINAL DE PILA = 6 m

γ_m (ton/m³) = 2.00
No hay presencia de agua freática

(A) METODO DE REESE Y O'NEIL $0.25 < \beta < 1.2$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	Diámetro de la pila (m)	β	Δqs (ton/m ²)	ΔQs (ton)
0.00	0.90	0.45	0.90	0.62	1.20	1.08	1.89
0.90	1.50	1.20	2.40	0.61	1.20	2.88	3.31
1.50	3.00	2.25	4.50	0.60	1.13	5.10	14.42
3.00	4.50	3.75	7.50	0.57	1.03	7.70	20.68
4.50	6.00	5.25	10.50	0.56	0.94	9.87	26.04

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.9

Carga Ultima por Fricción según teoría de Reese y O'Neil (ton) = 70.2

(B) METODO DE MEYERHOF

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	fs (ton/m ²)	ΔQs (ton)	N promedio (SPT)	Dr promedio (%)
0.00	0.90	0.62	35	3.8	6.6		
0.90	1.50	0.61	35	3.8	4.3		
1.50	3.00	0.60	35	3.8	10.7	37	72
3.00	4.50	0.57	38	4.1	11.0		
4.50	6.00	0.56	38	4.1	10.8		

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.9

Carga Ultima por Fricción según teoría de Meyerhof (ton) = 47.3

(C) METODO DE KULHAWY

Hipótesis: $OCR > 1$, aplica la Ecuación 3.11
Sobrecarga histórica = 4.9 m con $\gamma_m = 1.3$ ton/m³
 $K / Ko = 1$

Profundidad (m)	Espesor del estrato (m)	Profundidad al centro del estrato (m)	σ (ton/m ²)	σ_p (ton/m ²)	OCR	Diámetro de la pila (m)	N (SPT)	ϕ (grados)	Ko	ΔQs (ton)
0.00	0.90	0.45	0.90	7.27	8.08	0.62	35	37	2.020	2.4
0.90	1.50	1.20	2.40	8.77	3.65	0.61	35	37	1.253	2.6
1.50	3.00	2.25	4.50	10.87	2.42	0.60	35	37	0.977	9.4
3.00	4.50	3.75	7.50	13.87	1.85	0.57	38	38	0.810	12.8
4.50	6.00	5.25	10.50	16.87	1.61	0.56	38	38	0.743	16.1

+ Peso propio de la pila (ton) = 3.9

Carga Ultima por Fricción según teoría de Kulhawy (ton) = 47.1

5.- DESCRIPCIÓN Y RESULTADOS DE LAS PRUEBAS DE EXTRACCIÓN

5.1 Introducción

En este capítulo se discute el procedimiento empleado por Golder (2000) para la realización de las pruebas de extracción. El marco de carga y el equipo empleado se describen junto con el programa de pruebas. Se incluyen figuras y fotografías para ilustrar el sistema de prueba. Para cada Sitio se resume el procedimiento de prueba y se muestran los resultados de cada una de ellas. Finalmente se realizan algunas comparaciones entre los resultados y se aplica la Teoría de la Proporcionalidad Natural (Juárez Badillo, 1985) a las curvas carga - desplazamiento obtenidas en las pruebas.

5.2 Equipo de prueba

Las pruebas fueron realizadas con un marco de carga con capacidad para 210 toneladas y que fue especialmente diseñado para este proyecto. La carga de extracción fue aplicada a la pila mediante un sistema hidráulico con vástago de cable acción, bomba, placa de acero, seis varillas de acero, tipo Dywidag, con diámetro de 2.54 cm y cuerda en su extremo superior, provenientes de la pila; dos vigas de acero sección IR y polines de madera. El arreglo del sistema se muestra en las Figuras 5.1 y 5.2. Las cargas aplicadas fueron medidas mediante una celda de carga y verificadas en el medidor de presión de la bomba. La correlación entre ambas lecturas fue aceptable, aunque la calibración de la celda de carga en una prensa hidráulica mostró ser mucho más precisa que el medidor de presión de la bomba (manómetro). Los desplazamientos de la pila fueron medidos con extensómetros sensibles al milésimo de pulgada. La Figura 5.3 muestra la operación con el marco de carga durante la prueba.

5.2.1 Programa de prueba

La carga fue transmitida desde el vástago del gato a una placa de acero de 76 mm (3 pulgadas) de espesor que estaba conectada mediante tornillos de anclaje a las varillas roscadas 2.54 cm ϕ tipo Dywidag, que provienen de la pila. De esta manera, al extender el gato, la carga se transmitía directamente a las varillas y por ende a la pila.

La reacción del gato fue transmitida al suelo mediante una viga de acero de sección transversal IR 457 mm x 105.3 kg/m, dispuesta perpendicularmente, al centro del claro de dos vigas de acero (sección transversal IR 914 mm x 223.9 kg/m) de 9.1 m de longitud. Como cimentación estas vigas tenían una parrilla de polines de madera para distribuir la carga a un gran área. El diseño original del marco de carga requería que cada componente del sistema fuera capaz de resistir una carga de 200 ton. Sin embargo, la prueba de carga realizada en el primer Sulo indicó que se quizá se necesitaría de capacidades superiores a 200 ton para las pilas de 6 m de longitud. Esta conclusión se verificó durante las pruebas de carga de esas pilas. Sin embargo, afortunadamente ninguna carga última por fricción rebasó la capacidad de marco de carga (210 toneladas).

5.2.2 Sistema de carga

Las cargas de extracción fueron aplicadas a pilas desplantadas a 1.5, 3, 4.5 y 6 metros de profundidad, en los depósitos granulares que fueron descritos en el capítulo 4. Se empleó un gato hidráulico *Power Team* modelo RD15013 de doble acción con capacidad para 200 ton.

Se utilizó una celda de carga marca *Cox & Stevens* con capacidad de 220 ton. Se calibró en un medidor de carga *Baldwin* modelo TEC con capacidad para 250 ton.

Las lecturas registradas en las celdas de carga se interpretaron mediante un extensómetro modelo P-3500. Además se contó con un manómetro conectado a la bomba que impulsaba al vástago del gato, cuyo registro se correlacionó con las lecturas de la celda de carga, encontrando proporcionalidad.

Antes de la prueba se niveló la placa de acero y se empleó una plataforma giratoria debajo del vástago del gato para asegurarse que éste y la celda de carga estuvieran perpendiculares a la placa de acero. Con esto se eliminó la posibilidad de carga excéntrica proveniente del vástago.

Se utilizó una placa de acero de alta resistencia ($f_y = 7,028 \text{ kg/cm}^2$) para transferir la carga proveniente del gato hidráulico hacia las varillas ancladas en la pila. La geometría de la placa fue 406 mm x 305 mm x 76 mm. Se empleó un juego de tuercas para nivelar la placa y mantenerla en su lugar, así como otro juego de tuercas para conectarla con las varillas *Dywidag* provenientes de la pila.

Para las pilas de 1.5 y 3 m de profundidad se utilizó varillas *Dywidag* de 2.54 cm de diámetro (1 pulgada) con acero de alta resistencia ($f_y = 7,028 \text{ kg/cm}^2$). Para las pilas de 4.5 y 6 m de profundidad se empleó varillas *Dywidag* del mismo diámetro pero con acero de ultra - alta resistencia ($f_y = 10,540 \text{ kg/cm}^2$). Se escogió realizarlo de esta manera para emplear siempre la misma placa de acero y de esa manera minimizar el costo, ya que de no haberse empleado este tipo de varillas se hubiera necesitado mas de seis para aplicar la carga última (la placa fue diseñada para manejar un número máximo de seis varillas dispuestas en un arreglo circular).

5.2.3 Vigas longitudinales

La geometría de la sección transversal requerida para las vigas longitudinales fue determinada después de realizar un análisis y diseño estructural del sistema de carga propuesto. Se emplearon dos vigas IR 914 mm x 223.9 kg/m con 9.1 m de longitud, ya que esta distancia era suficiente como para aislar a la pila de los esfuerzos provocados en el suelo por la reacción proveniente del marco de carga y transmitida al suelo a través de los polines de madera. Si este aislamiento no se obtuviese, la carga última por fricción determinada en las pruebas de extracción sería mayor que la real, ya que el incremento de esfuerzos generado en el suelo aumentaría el confinamiento y por lo tanto se incrementaría la fricción en el fuste. La distancia recomendada (Reese y O'Neil, 1988) para aislar a la pila del marco de carga es de tres a cinco veces el diámetro de la pila, lo cual implicaba claros totales de 3.6 a 5 metros, requisito que por lo tanto quedó satisfecho, ya que el claro mínimo con el que se realizaron las pruebas de extensión fue 7.9 m (Figura 5.1).

5.2.4 Polines de madera

Para apoyar las vigas longitudinales se utilizaron polines de madera. Para las pilas de 1.5 y 3 m de profundidad bastó con cuatro polines en cada extremo de la viga longitudinal, mientras que para las pilas de 4.5 y 6 m de profundidad se requirió de un total de seis en cada extremo. Los polines también proporcionaron a las vigas longitudinales del gálibo libre para deformarse sin tocar al suelo.

5.2.5 Viga transversal

La geometría de la sección transversal requerida para la viga transversal fue obtenida después de realizar el análisis y diseño estructural antes mencionado. Se empleó una viga IR 457 mm x 105.3 kg/m, dispuesta perpendicularmente al centro del claro de las dos vigas longitudinales, salvando un claro de 71 cm. Se le añadió atiesadores al centro del claro para reforzar la viga por cortante. Los apoyos de la viga transversal sobre las vigas longitudinales equivalían a apoyos simples, pero para darle un apoyo lateral a la viga transversal también se le conectó con cada viga longitudinal mediante una riostra formada por un ángulo L1 76 mm x 6 mm como se muestra en la Figura 5.2.

5.2.6 Instalación de los extensómetros

Se utilizaron tres extensómetros sensibles al milésimo de pulgada para medir los desplazamientos de la pila. Se ubicaron sobre la cabeza de ésta, distribuidos de tal manera que formaran los vértices de un triángulo, tal que la dirección de desplazamiento de la pila pudiera determinarse.

El sustento de los extensómetros se realizó mediante un ángulo de acero al que éstos se fijaron, como se muestra en la Figura 5.4. El ángulo cubría un claro de 4.5 m, en

dirección paralela a las vigas longitudinales. Era soportado en sus apoyos por dos pilones de madera. De esta manera se consiguió aislar a los extensómetros del movimiento de las vigas longitudinales. Antes de las pruebas los extensómetros siempre fueron puestos en lectura cero.

5.3 Procedimiento de prueba

El procedimiento de prueba se realizó conforme a lo indicado en la norma ASTM D3689-83, *Pruebas de Tensión en Pilotes*. La ASTM recomienda la aplicación de incrementos de carga equivalentes al 10 % de la carga última por fricción. Para evaluar estos incrementos se recurrió a experiencias en la zona. Las pruebas se concibieron pensando en la aplicación de diez incrementos de carga. Esto se consiguió en todas las pruebas excepto en una. La magnitud de los incrementos de carga varió de 0.5 a 10 ton, dependiendo en la carga última por fricción que se anticipaba en cada sitio de prueba.

Al inicio de cada prueba y después de la aplicación de cada incremento de carga, los desplazamientos iniciales se registraron. La carga en la pila se mantuvo constante por períodos de tres a cuatro minutos para tener la certeza de que toda la deformación elastoplástica se había presentado. Cuando se estaba cerca de alcanzar la carga última por fricción, transcurrían normalmente tres minutos hasta que las cargas se estabilizaban. Las lecturas del desplazamiento se tomaban al final de ese proceso, antes de aplicar el siguiente incremento de carga. La prueba se realizó de esta manera, concluyendo cuando se rebasaba la carga última por fricción ya que nunca hubo que suspender debido a que el marco de carga alcanzara su máxima capacidad.

5.4 Resultados de las pruebas de extracción

Las Figuras 5.5 hasta la 5.12 muestran el comportamiento carga - desplazamiento de cada una de las pilas construidas en los Sitios *Point of Mountain West*, *Point of Mountain East*, *Big Cottonwood*, *Provo*, *Mapleton*, *Spanish Fork*, *Kennecott* y *American Fork*.

5.5 Interpretación de las pruebas de extracción

En las Figuras 5.13 hasta la 5.36 se presenta la interpretación de la carga máxima por fricción alcanzada en cada prueba de extracción empleando los tres criterios descritos en el capítulo dos, es decir:

- o *Criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm*
- o *Criterio de la pendiente - tangente*
- o *Criterio de la tangente doble*

Los resultados se resumen en las Tablas 5.1 y 5.2.

TABLA 5.1 CARGA ÚLTIMA POR FRICCIÓN EN ARENAS Y ARENAS CON GRAVA OBTENIDA MEDIANTE LA INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS DE EXTRACCIÓN

Sitio de Prueba	Longitud real de la pila (m)	Carga última por fricción determinada en prueba Q_{su} (ton)		
		Tangente doble	Pendiente - tangente	Desplazamiento Máximo de 1.3 cm
Provo	1.3	13.5	14.8	15.5
	3.2	44.3	45.8	48.4
	4.4	110.3	104.5	113.6
	6.1	128.4	132.0	138.4
Point of Mountain East	1.7	17.0	17.0	17.8
	2.7	41.3	45.5	52.3
	4.5	70.9	76.7	87.2
	6.1	136.7	150.8	143.7
Point of M. West	1.7	8.5	9.2	10.7
	3.3	25.1	25.3	29.5
Big Cottonwood	1.8	7.0	6.7	6.5
	3.0	33.7	36.7	40.0
	4.9	50.8	51.0	55.8
	6.2	74.0	81.7	90.4

TABLA 5.2 CARGA ÚLTIMA POR FRICCIÓN EN GRAVAS OBTENIDA MEDIANTE LA INTERPRETACIÓN DE PRUEBAS DE EXTRACCIÓN

Sitio de Prueba	Longitud real de la pila (m)	Carga última por fricción determinada en prueba Q_{su} (ton)		
		Tangente doble	Pendiente - tangente	Desplazamiento Máximo de 1.3 cm
Spanish Fork	1.5	17.8	17.1	20.7
	3	61.4	70.8	89.7
	3.5	106.2	102.9	127.1
American Fork	1.5	21.5	21.3	25.0
	3	76.3	77.5	94.0
	4.1	98.8	105.0	140.5
	5.9	138.8	136.9	178.1
Kennecott	1.7	22.8	20.7	30.1
	3.2	63.4	77.9	92.7
	4.5	74.5	88.9	131.2
	6	146.7	144.8	215.1
Mapleton	1.7	44.9	48.1	55.0
	3.1	70.0	69.4	80.0
	3.8	81.5	96.3	126.4

5.6 Desplazamiento bajo carga admisible

La carga última por fricción obtenida empleando el criterio del *desplazamiento máximo de 1.3 cm* (Kulhawy y Hirany (1989)), está asociado a mayores desplazamientos que el método de la *pendiente - tangente* o el de la *tangente doble*. Como resultado, la carga última por fricción generalmente es mayor. Debido a ello, al Ingeniero de cimentaciones

puede preocuparle la magnitud del desplazamiento que se presentará cuando la pila sea sujeta a carga. Para obtener un índice del desplazamiento que ocurrirá bajo carga admisible (definida como la carga última por fricción entre el factor de seguridad), la carga obtenida con el criterio del *desplazamiento máximo de 1.3 cm* fue dividida entre factores de seguridad de 1.5 y 2.0 para cada una de las pruebas realizadas por Golder (2000). El desplazamiento asociado a esa carga admisible era determinado a partir de la curva carga - desplazamiento.

La Tabla 5.3 contiene los resultados de los desplazamientos de las pilas en arenas y gravas arenosas bajo cargas admisibles (es decir, la carga última por fricción determinada con el criterio del *desplazamiento máximo de 1.3 cm* fue dividida entre factores de seguridad de 1.5 y 2.0). Cuando se emplea un factor de seguridad igual a 2.0, es desplazamiento promedio es 0.3 cm. Valores en este rango generalmente son admisibles. Por lo tanto, el uso del criterio del *desplazamiento máximo de 1.3 cm* parece aceptable.

La Tabla 5.4 contiene los resultados de los desplazamientos de las pilas en gravas bajo cargas admisibles (es decir, la carga última por fricción determinada con el criterio del *desplazamiento máximo de 1.3 cm* fue dividida entre factores de seguridad de 1.5 y 2.0). Cuando se emplea un factor de seguridad igual a 2.0, es desplazamiento promedio es 0.2 cm, que es menor para el caso de arenas y gravas arenosas analizado anteriormente. Desplazamientos como los aquí obtenidos generalmente son admisibles. Por lo tanto, el uso del criterio del *desplazamiento máximo de 0.5 pulgadas (1.3 cm)* parece aceptable.

TABLA 5.3 DESPLAZAMIENTO DE PILAS EN ARENAS CON GRAVA EMPLEANDO EL CRITERIO DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE 1.3 cm

Sitio de prueba	Longitud de pila (m)	Desplazamiento para un F.S. = 1.5 (cm)	Desplazamiento para un F.S. = 2.0 (cm)
<i>Provo</i>	1.3	0.8	0.6
	3.2	0.6	0.4
	4.4	0.5	0.3
	6.1	0.5	0.3
<i>Point of Mountain East</i>	1.7	0.5	0.3
	2.7	0.4	0.3
	4.5	0.4	0.3
	6.1	0.5	0.4
<i>Point of Mountain West</i>	1.7	0.3	0.2
	3.3	0.5	0.3
<i>Big Cottonwood</i>	1.8	0.3	0.1
	3.0	0.3	0.2
	4.9	0.4	0.3
	6.2	0.4	0.2
Promedio	1.3 - 6.2	0.5	0.3

TABLA 5.4 DESPLAZAMIENTO DE PILAS EN GRAVA EMPLEANDO EL CRITERIO DEL DESPLAZAMIENTO MÁXIMO DE 1.3 cm

Sitio de prueba	Longitud de pila (m)	Desplazamiento para un F.S. = 1.5 (cm)	Desplazamiento para un F.S. = 2.0 (cm)
<i>Magleton</i>	1.5	0.3	0.2
	3	0.3	0.2
	4.5	0.6	0.3
<i>Spanish Fork</i>	1.5	0.4	0.2
	3	0.4	0.2
	3.5	0.5	0.2
<i>American Fork</i>	1.5	0.3	0.2
	3	0.4	0.2
	4.1	0.4	0.2
	5.9	0.6	0.2
<i>Kennecott</i>	1.7	0.4	0.2
	3.2	0.4	0.2
	4.5	0.6	0.2
	6	0.6	0.3
Promedio	1.5 - 6	0.4	0.2

5.7 Modo de falla

Como se mencionó en el capítulo dos, generalmente se asume que la superficie de falla para pilas de cimentación se encuentra en la interfase entre pila y suelo. Sin embargo, Kulhawy (1991) presentó resultados de pruebas de extracción en pilas que muestran la posibilidad de una superficie de falla cónica desarrollada en la proximidad de la superficie del terreno, lo cual reduce la carga última por fricción. Kulhawy mostró que este tipo de falla ocurría para pilas cuya relación profundidad / diámetro (D/B) fuese menor que seis en suelos donde el valor de β fuese mayor que uno. Estos límites se muestran en la figura 5.37, la que se complementa con la inclusión de los puntos provenientes de las pruebas aquí descritas (Golder, 2000).

Para la mayoría de las pilas ensayadas por Golder (2000) el desplazamiento máximo no excedió de 1.5 cm. En ese estudio se reportó que la superficie de falla aparentemente se estaba generando en la interfase pila - suelo, ya que se apreciaba una separación entre ellos. En muchos casos se presentaron grietas radiales extendiéndose hacia fuera de la pila.

Golder (2000) reporta que la prueba de extracción en el Sitio Provo continuó hasta que los desplazamientos fueron de varios centímetros y la superficie de falla pudo desarrollarse completamente. Esa situación será aprovechada en el presente trabajo para analizar el modo de falla de esas cuatro pilas. En esas pruebas se reportaron grietas radiales para desplazamientos de 0.8 a 1.5 cm, tras de los cuales una cuña cónica de suelo ascendió junto con la pila. El diámetro de la cuña fue de 1.8 m. Este resultado confirma la teoría de

Kulhawy referente a una superficie de falla cónica y sugiere la posibilidad de haber obtenido mas fallas de este tipo de haber continuado con las pruebas de extensión para desplazamientos mayores.

Los valores de β y D/B para las cuatro pruebas antes mencionadas se muestran en la Figura 5.37 junto con otros resultados reportados por Kulhawy (1991). Tres de cuatro puntos marcados en esa figura, provenientes de las pruebas de Golder (2000), caen dentro de los límites de falla cónica indicados por Kulhawy y Stasz (1989); sin embargo, el cuarto punto generó una superficie de falla cónica a pesar de que la relación D/B era 7.9 (ver Tabla 5.5). Estos resultados sugieren que el límite D/B para el desarrollo de una superficie de falla cónica cercana a la superficie del terreno puede ser un poco mayor que lo originalmente concebido. Finalmente, debido a que las pilas que desarrollaron superficies de falla cónica generaron valores en la carga última por fricción menores que las pilas cuya superficie de falla se presentó en la interfase pila - suelo, puede considerarse que la carga última por fricción obtenida en esas pruebas de extracción representa un límite inferior y que su uso para el diseño de la pila es conservador.

TABLA 5.5 VALORES DE D/B Y β EN EL SITIO PROVO

Relación D/B	β	¿Dentro de los límites de Kulhawy?
1.00	4.45	Sí
3.32	1.46	Sí
5.34	3.17	Sí
7.9	1.14	No

5.8 Aplicación de la Teoría de la Proporcionalidad Natural (Juárez Badillo, 1985)

La Teoría de Proporcionalidad Natural (Juárez Badillo, 1985) reproduce el comportamiento esfuerzo - deformación de los suelos y se pretende determinar en el presente trabajo si también puede aplicarse a las pruebas de extracción aquí descritas y reproducir el comportamiento carga - desplazamiento obtenido en dichas pruebas.

Desde la Figura 5.38 hasta la 5.44 se presentan los resultados de la aplicación de la Teoría de Proporcionalidad Natural a las pruebas de extracción. Las conclusiones se presentan en el Capítulo 9.

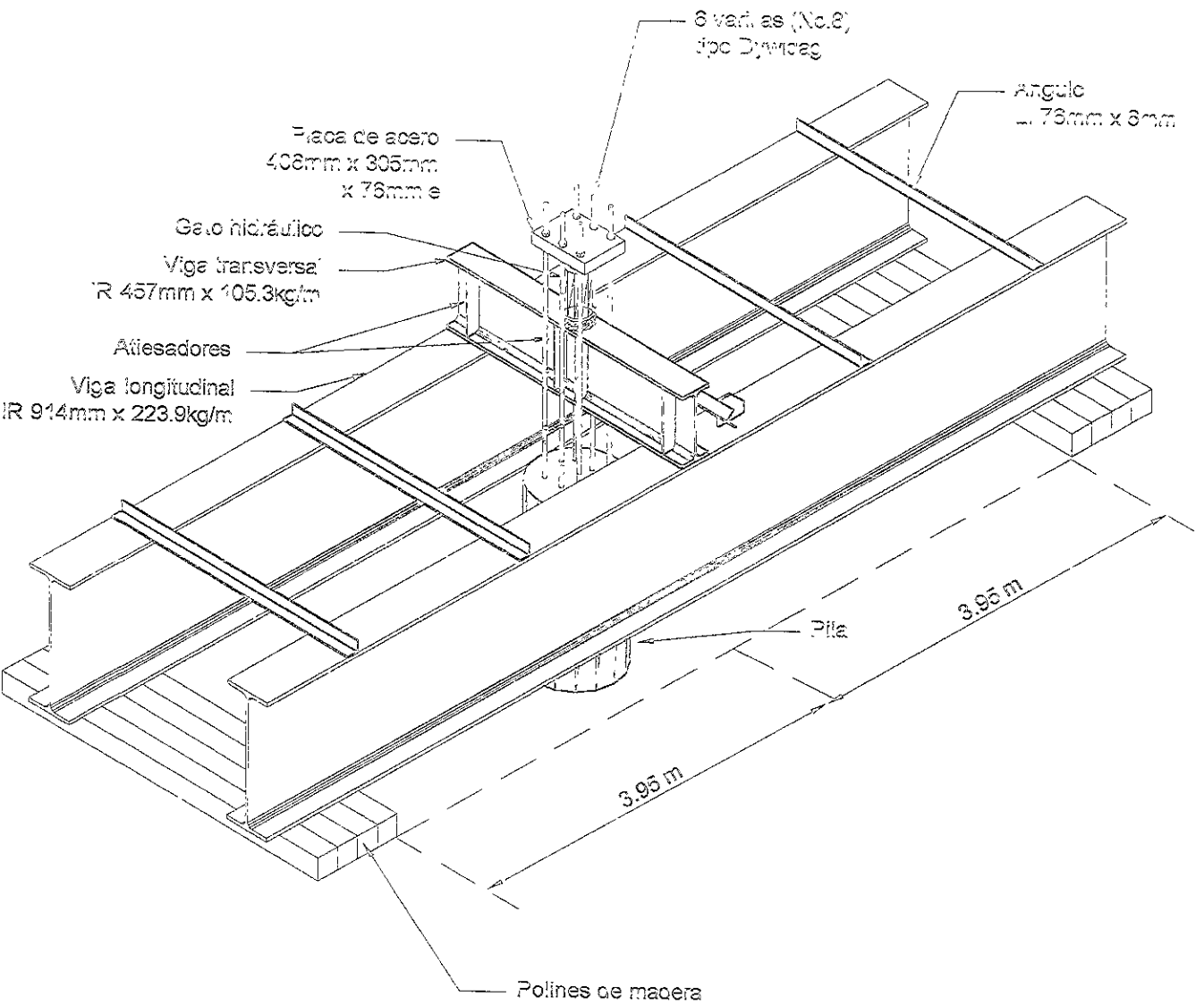


Figura 5.1 Marco de carga para las pruebas de extracción (isométrico)

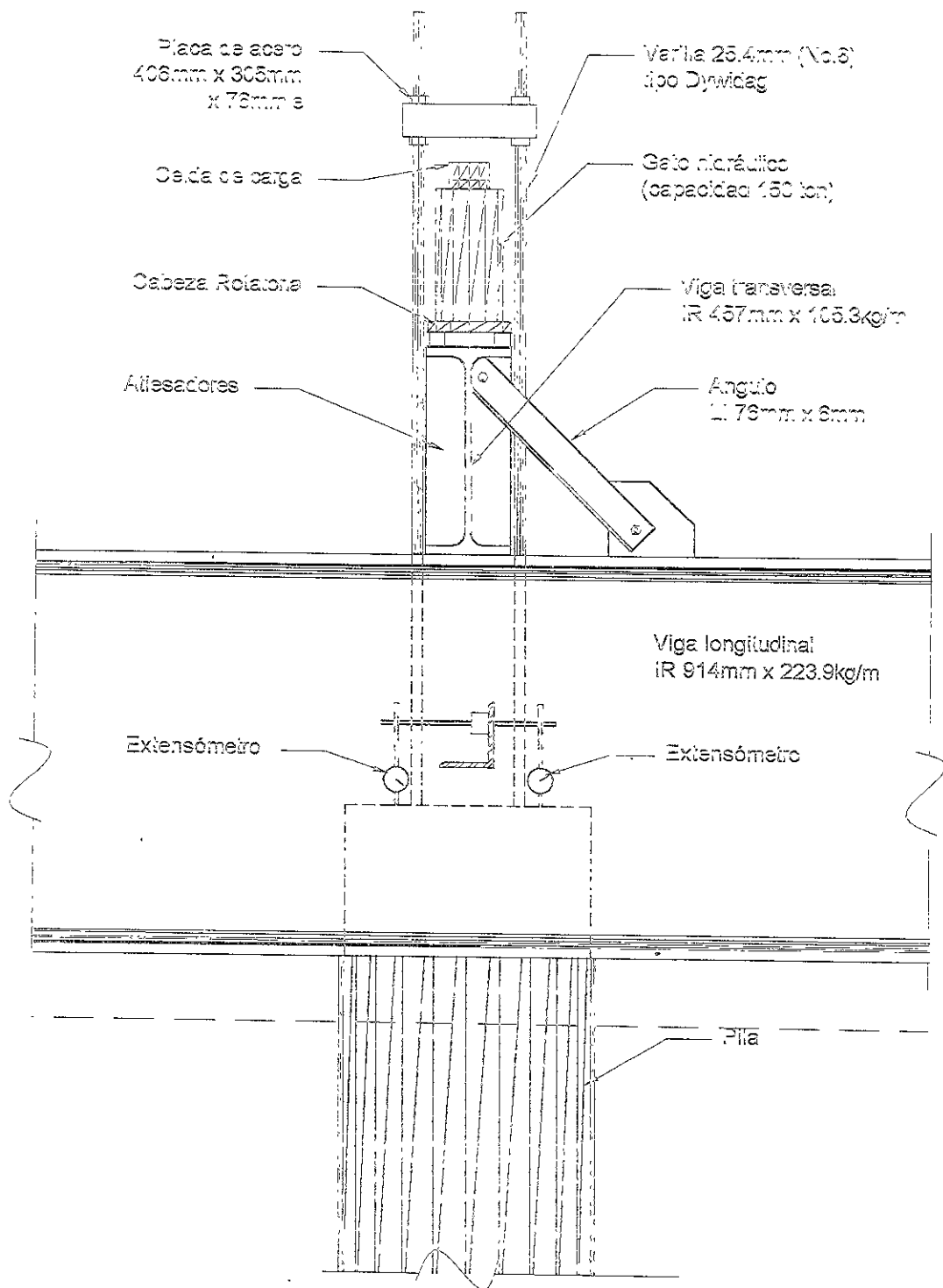


Figura 5.2 Marco de carga (elevación)

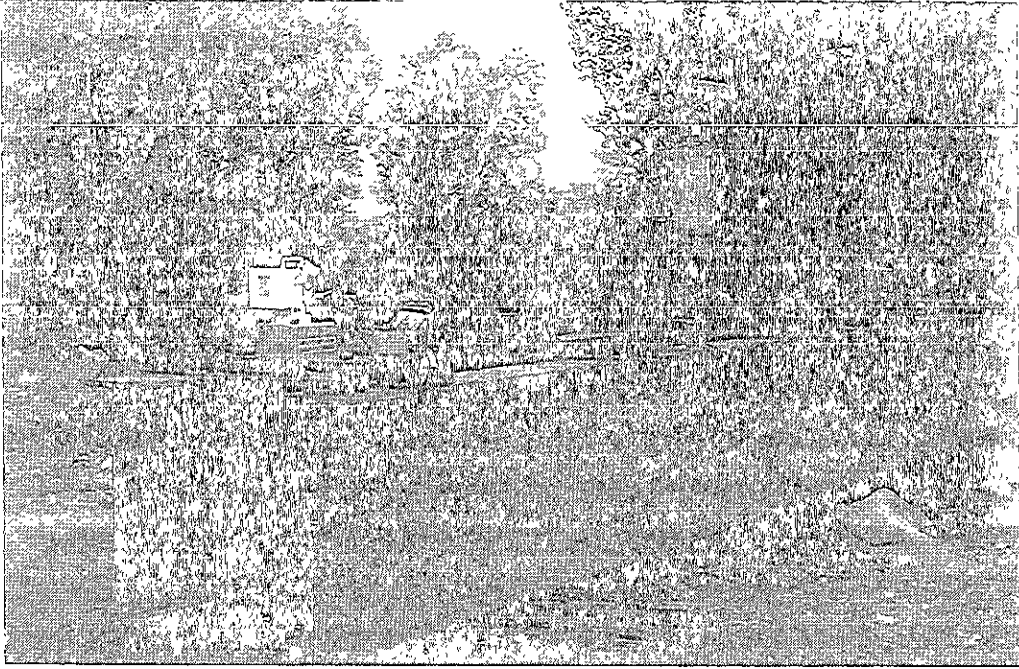


Figura 5.3 Marco de carga en operacion

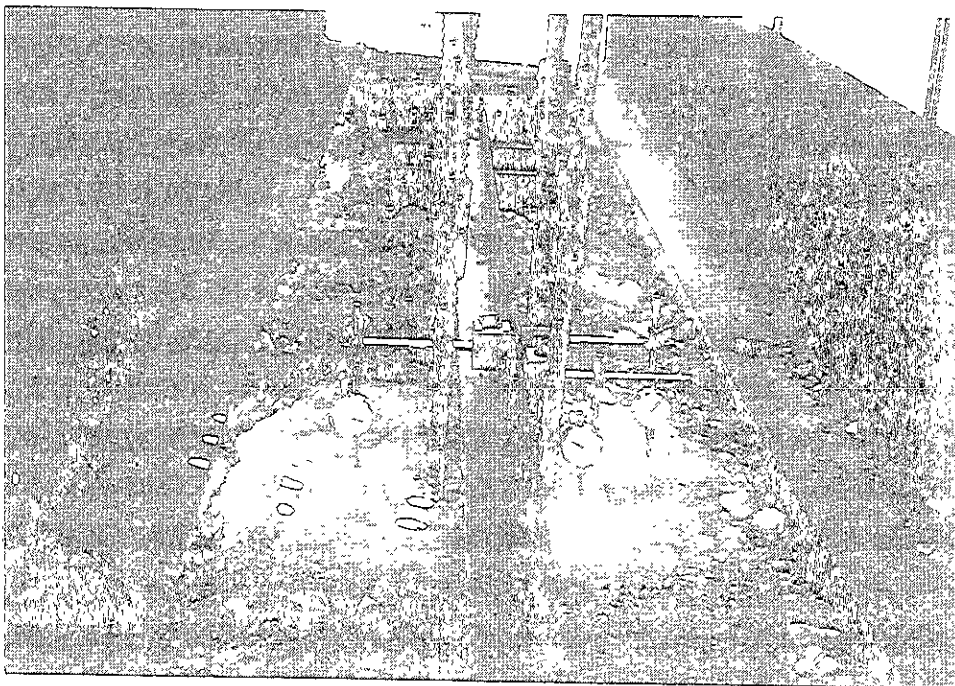


Figura 5.4 Disposicion de extensometros

Figura 5.5 Curva carga - desplazamiento para las pilas del Sitio Point of Mountain West

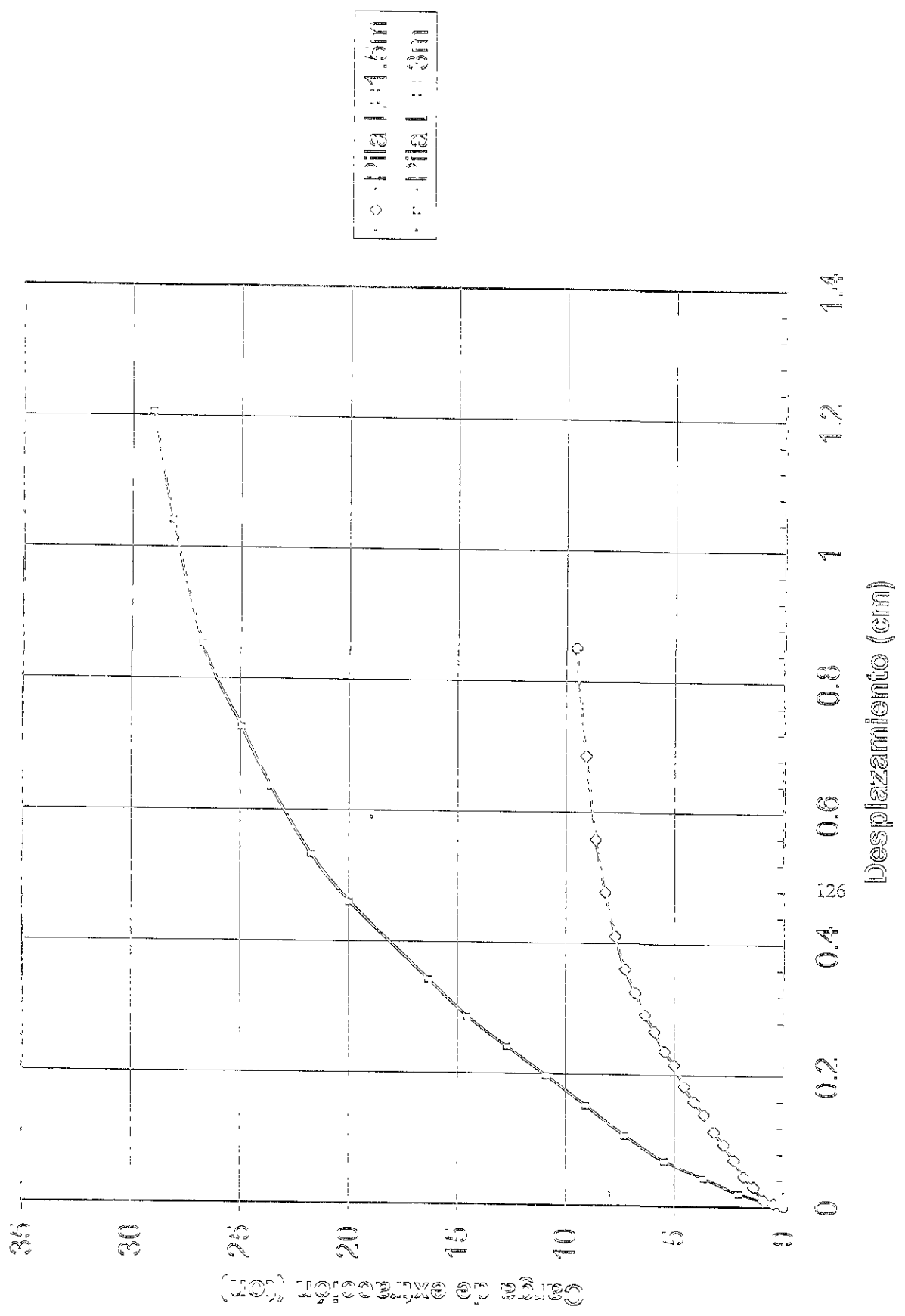
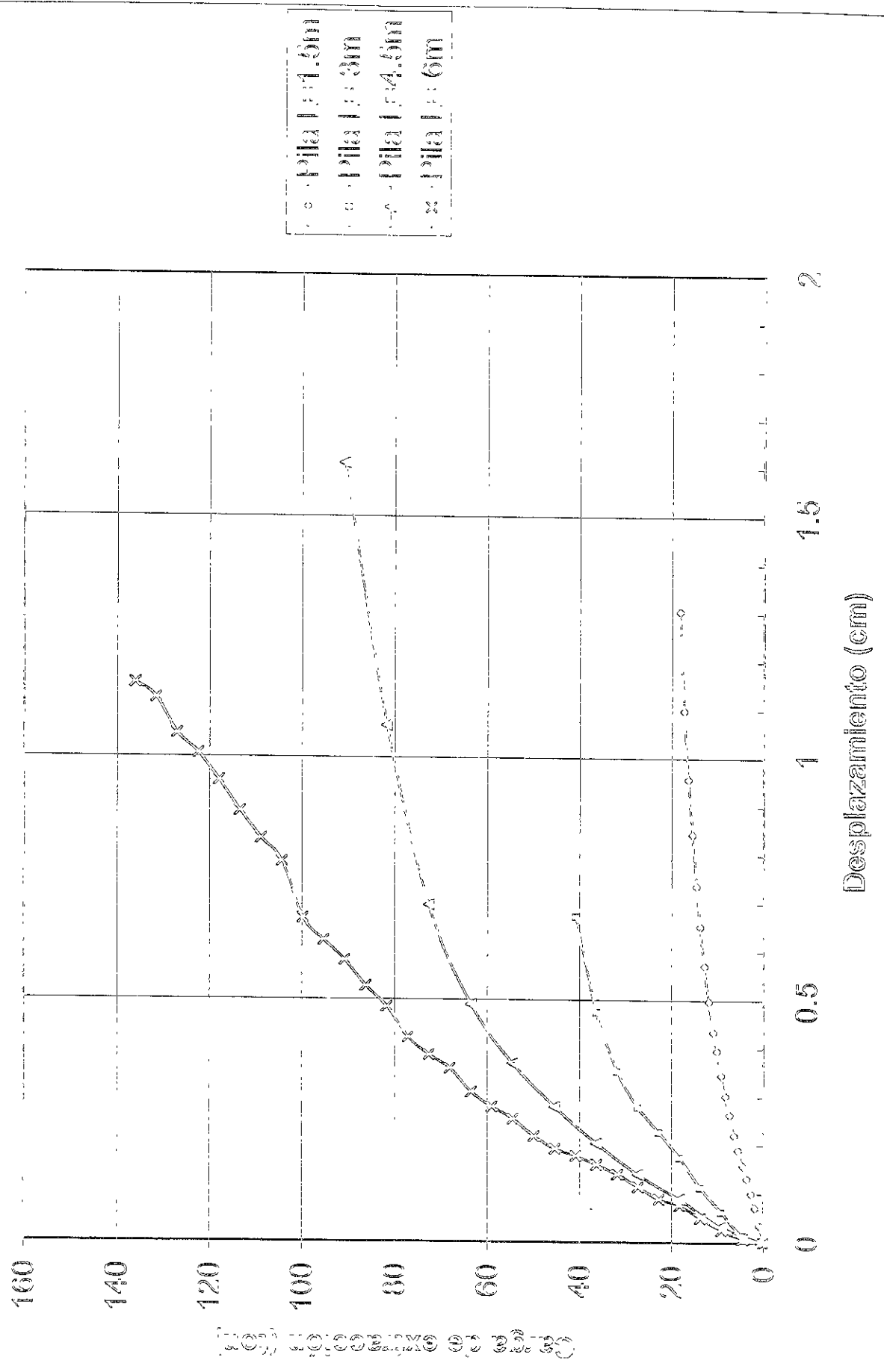


Figura 5.6 Curva carga - desplazamiento para las pilas del Sitio Point of Mountain East.



Cottonwood

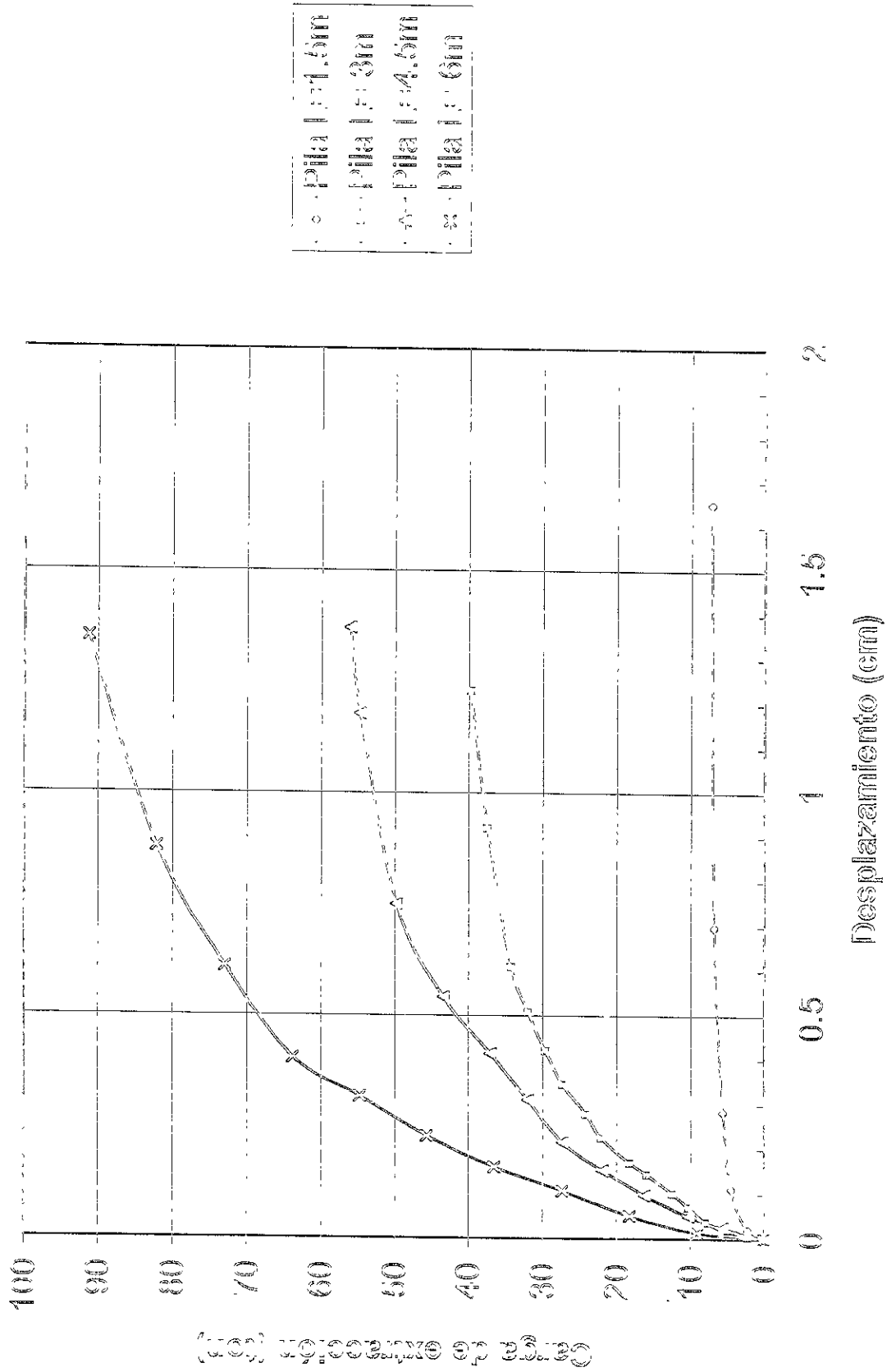


Figura 5.8 Curva carga - desplazamiento para las pilas del sitio Provo

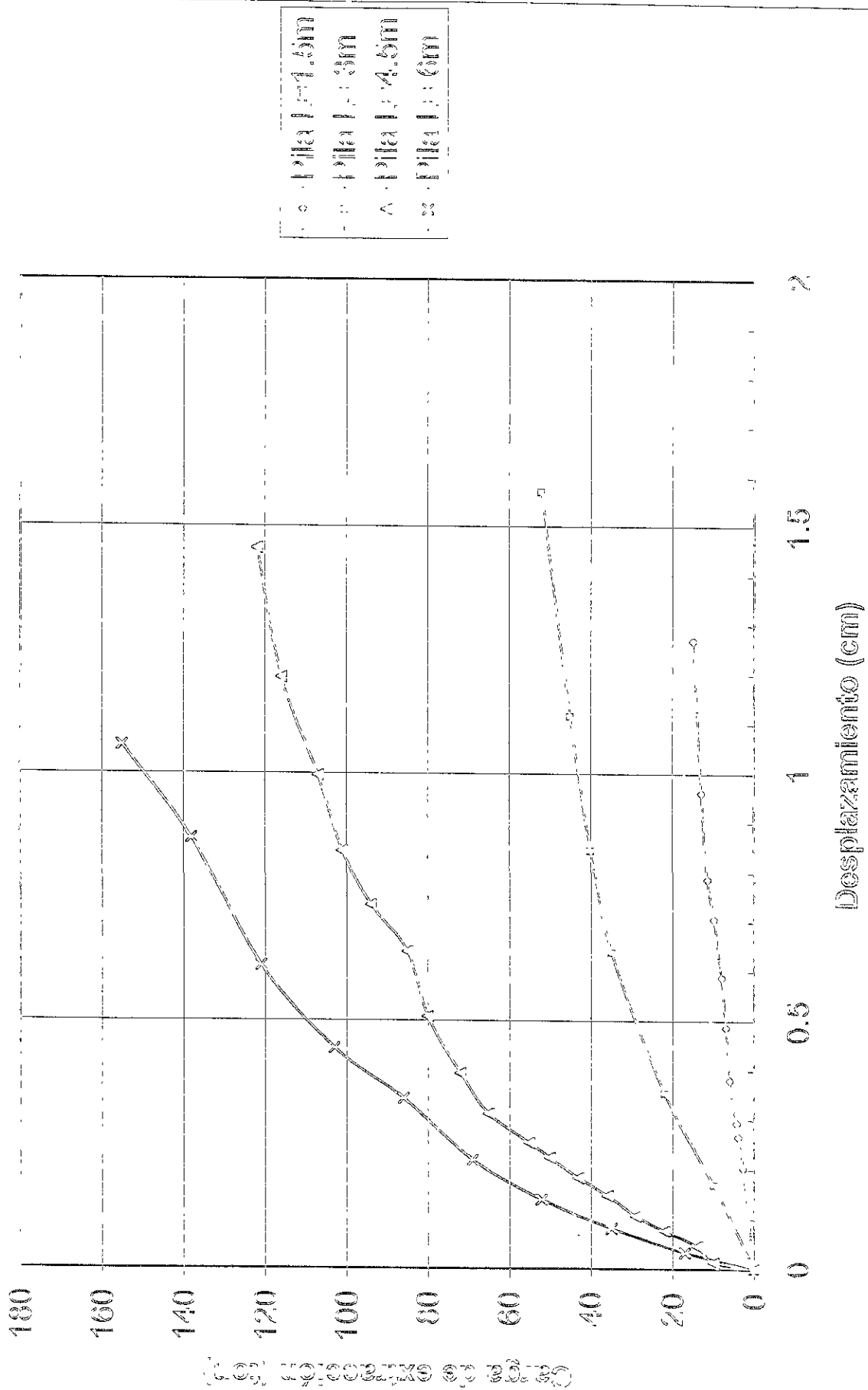


Figura 5.9 Curva carga - desplazamiento para las pilas del Sitio Mapleton

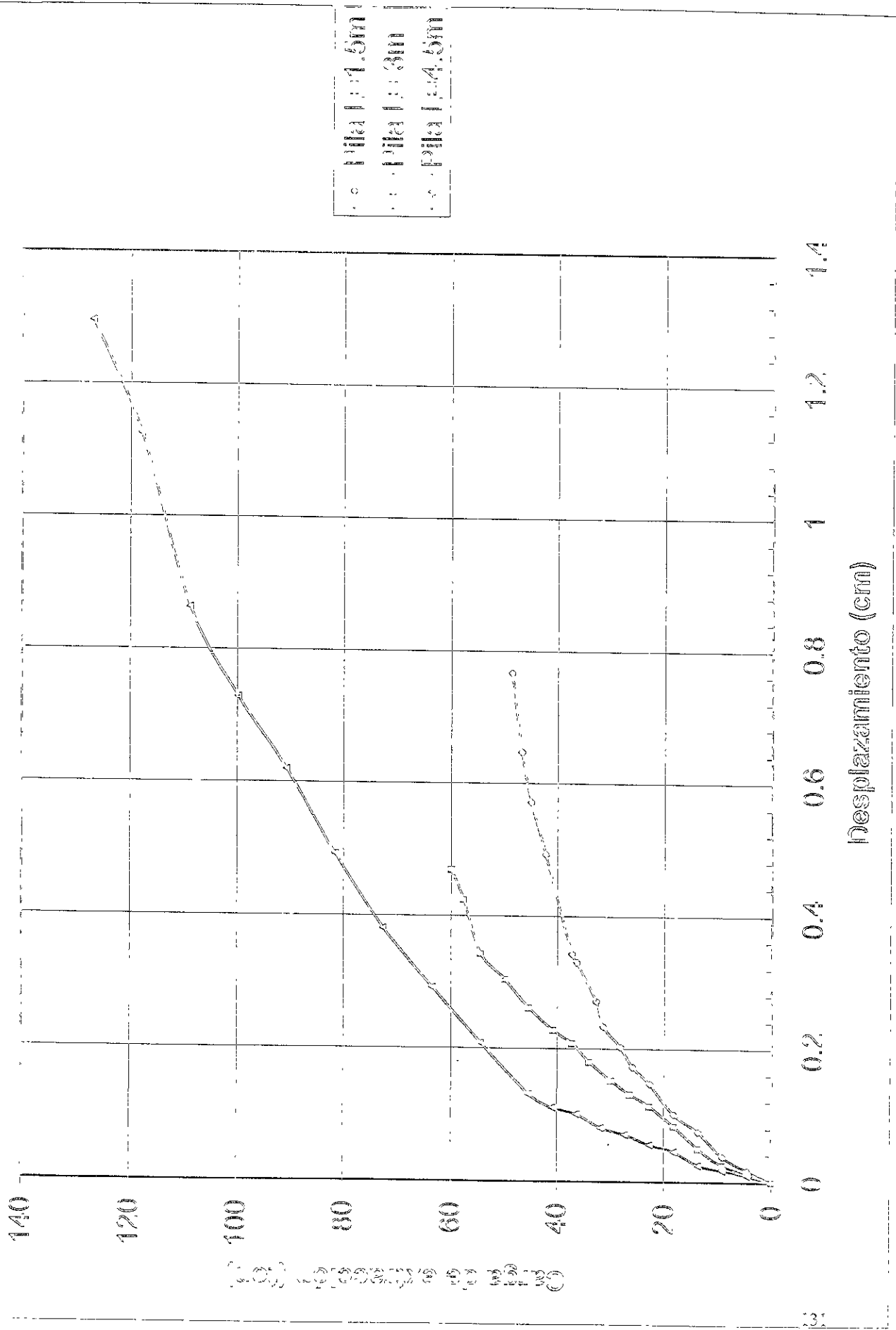


Figura 5.10 Curva carga .. desplazamiento para las pilas del Sitio Spanish Fork

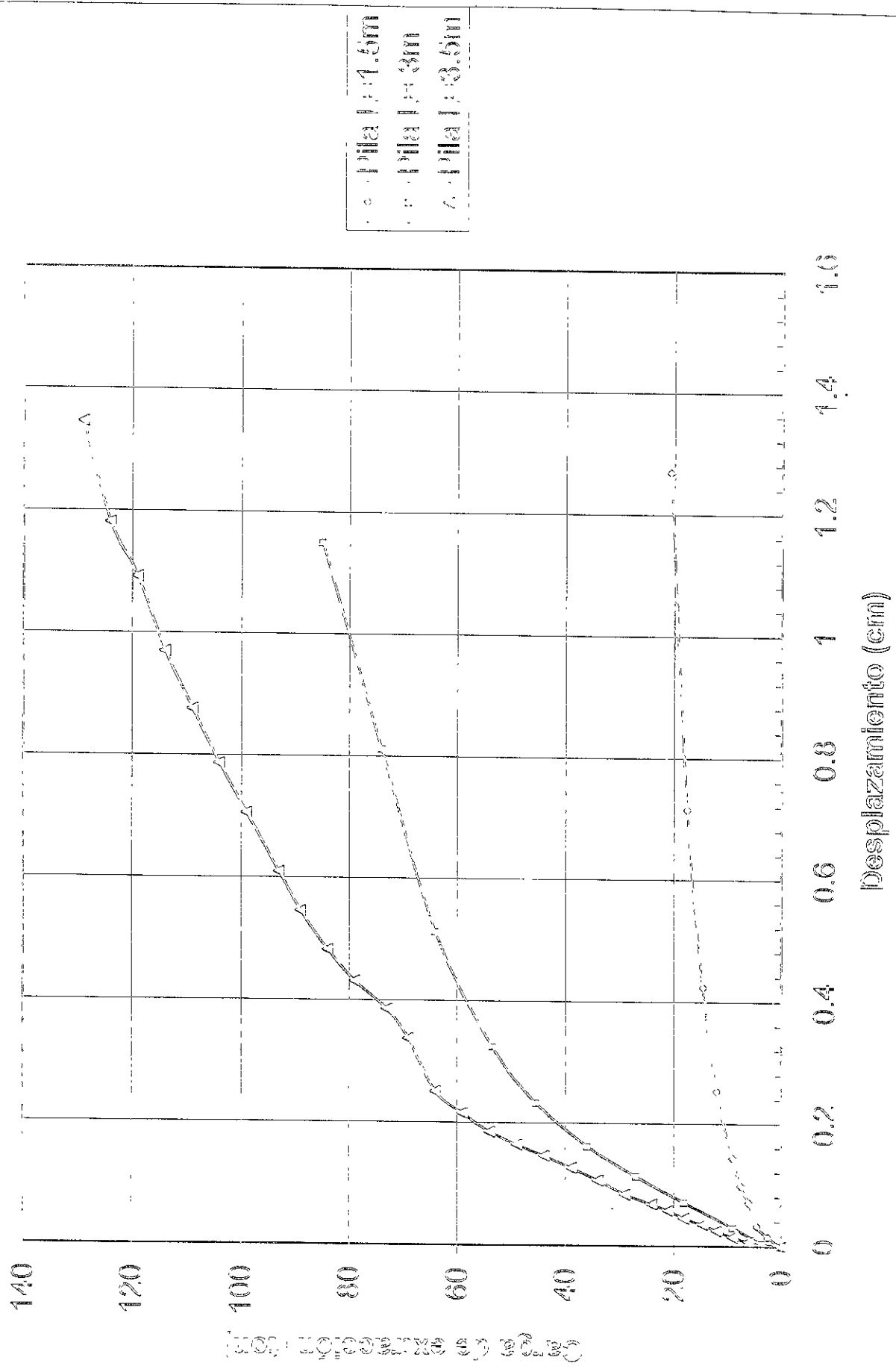


Figura 3.11 Curva carga - desplazamiento para las pilas del Sitio American Fork

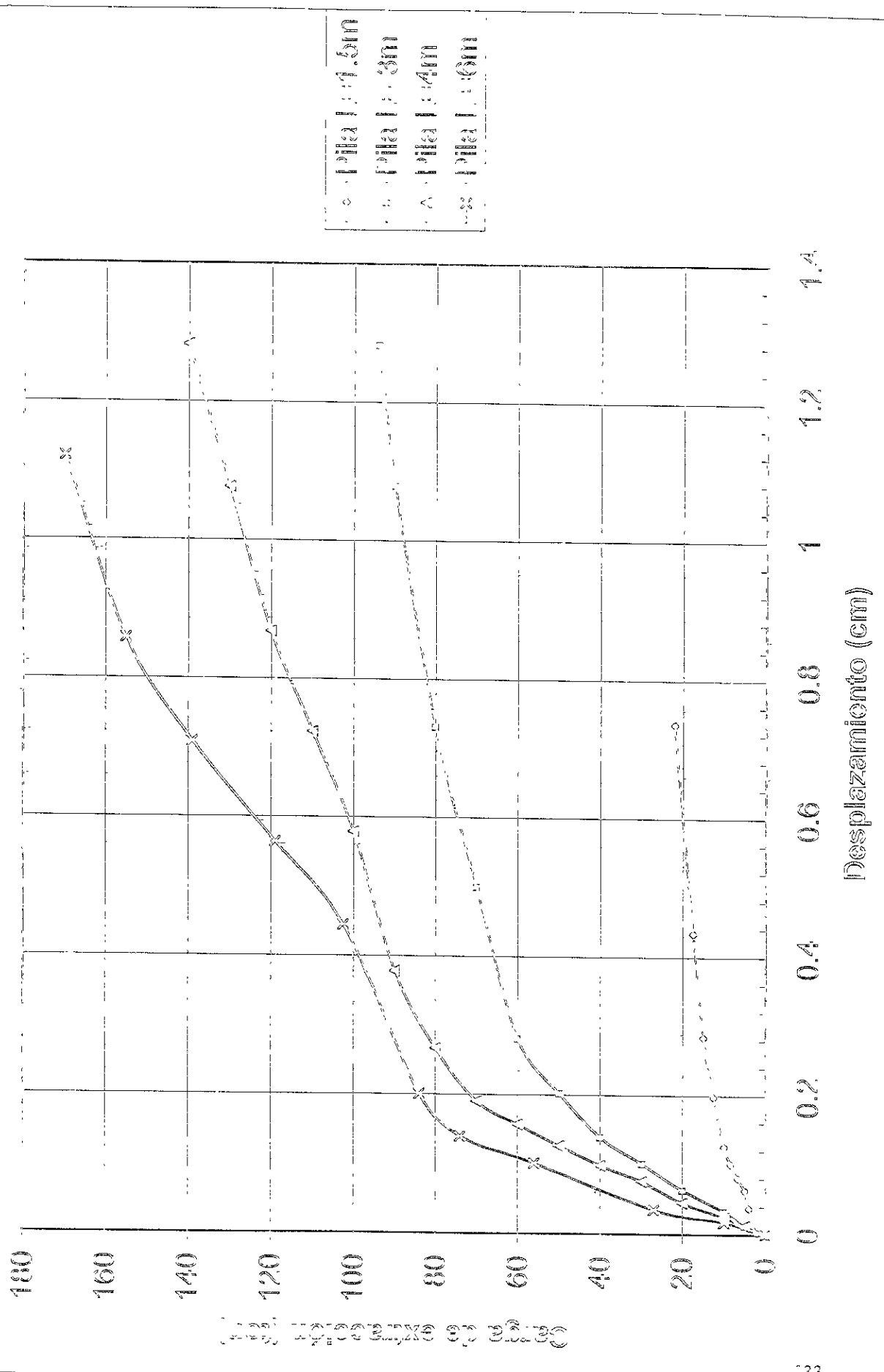


Figura 5.12 Curva carga - desplazamiento para las pilas del sitio Kennecott

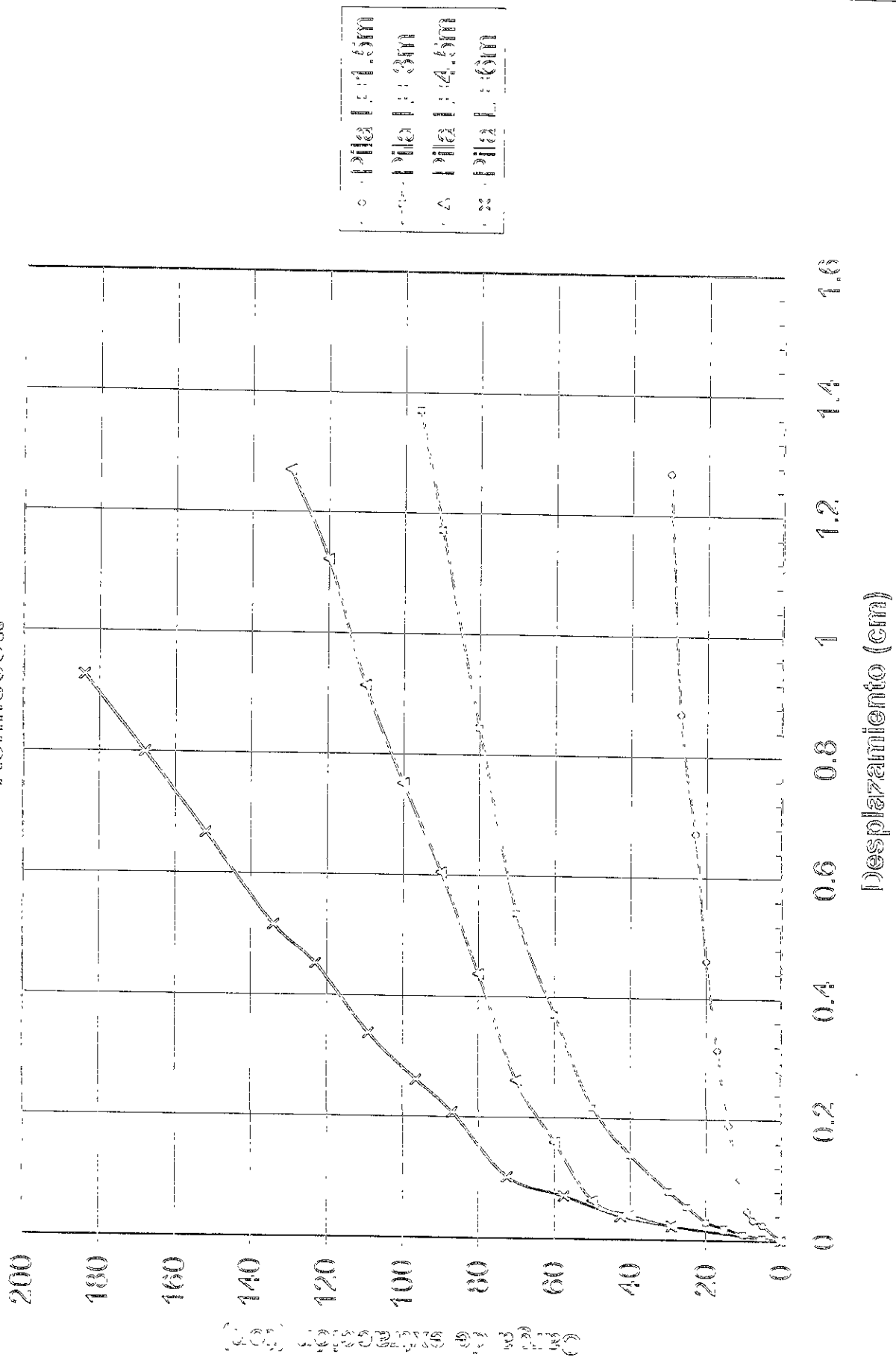


Figura 5.13 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Point of Mountain West con el criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm

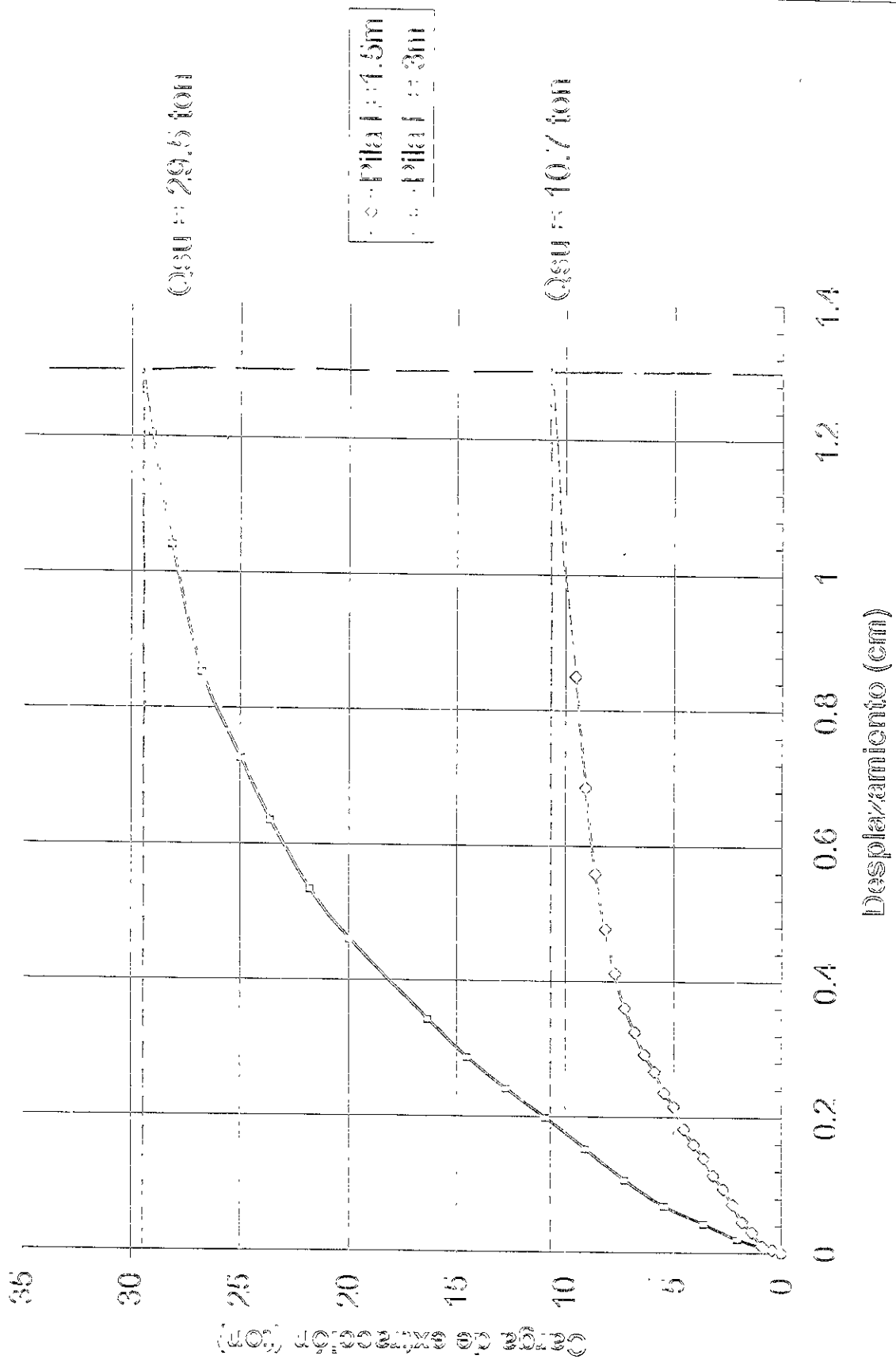


Figura 5.14 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Point of Mountain West con el criterio de la pendiente - tangente

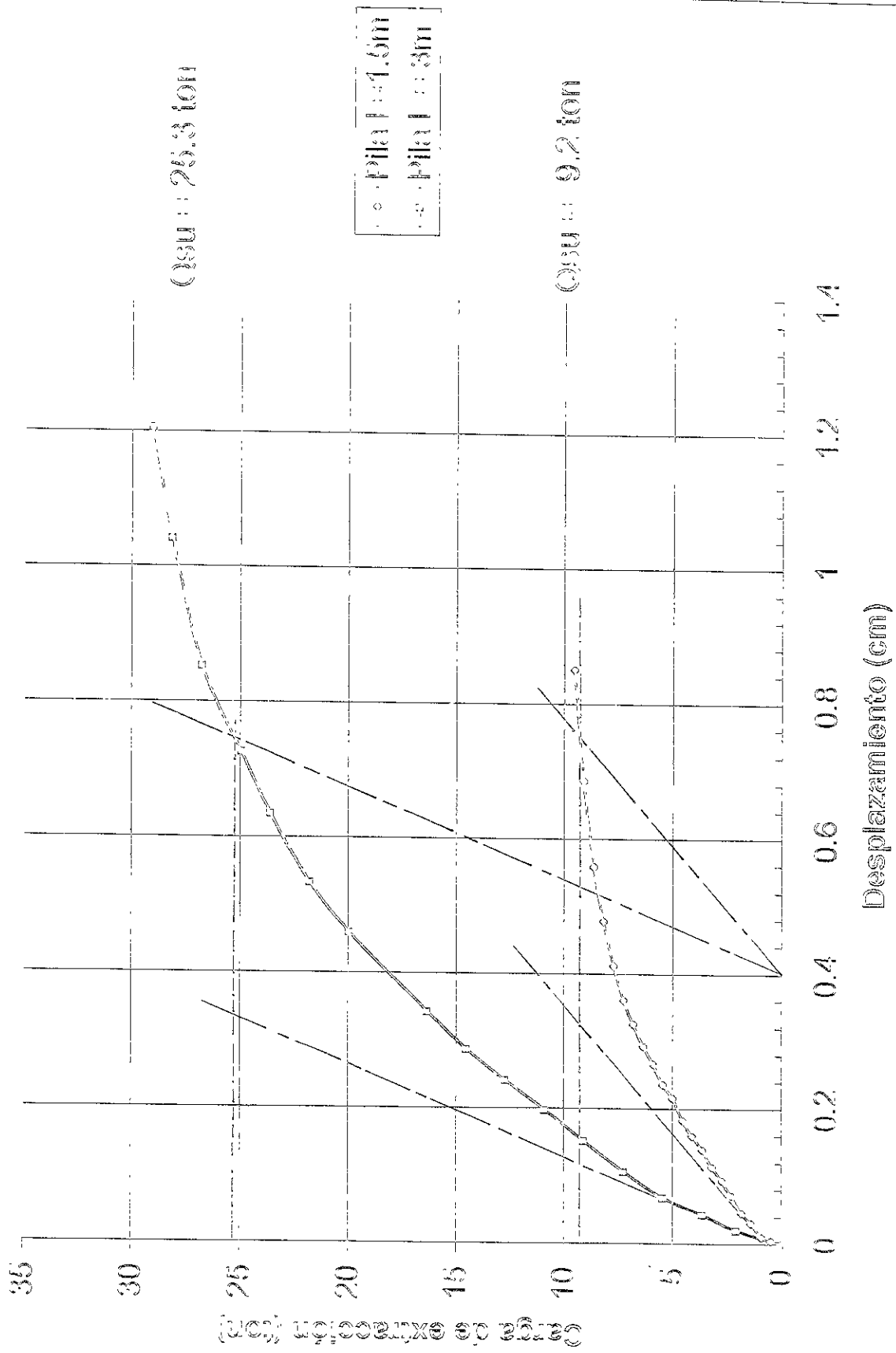


Figura 5.16 Interpretación de las pruebas de extracción del Sifio Point of Mountain West con el criterio de la tangente doble

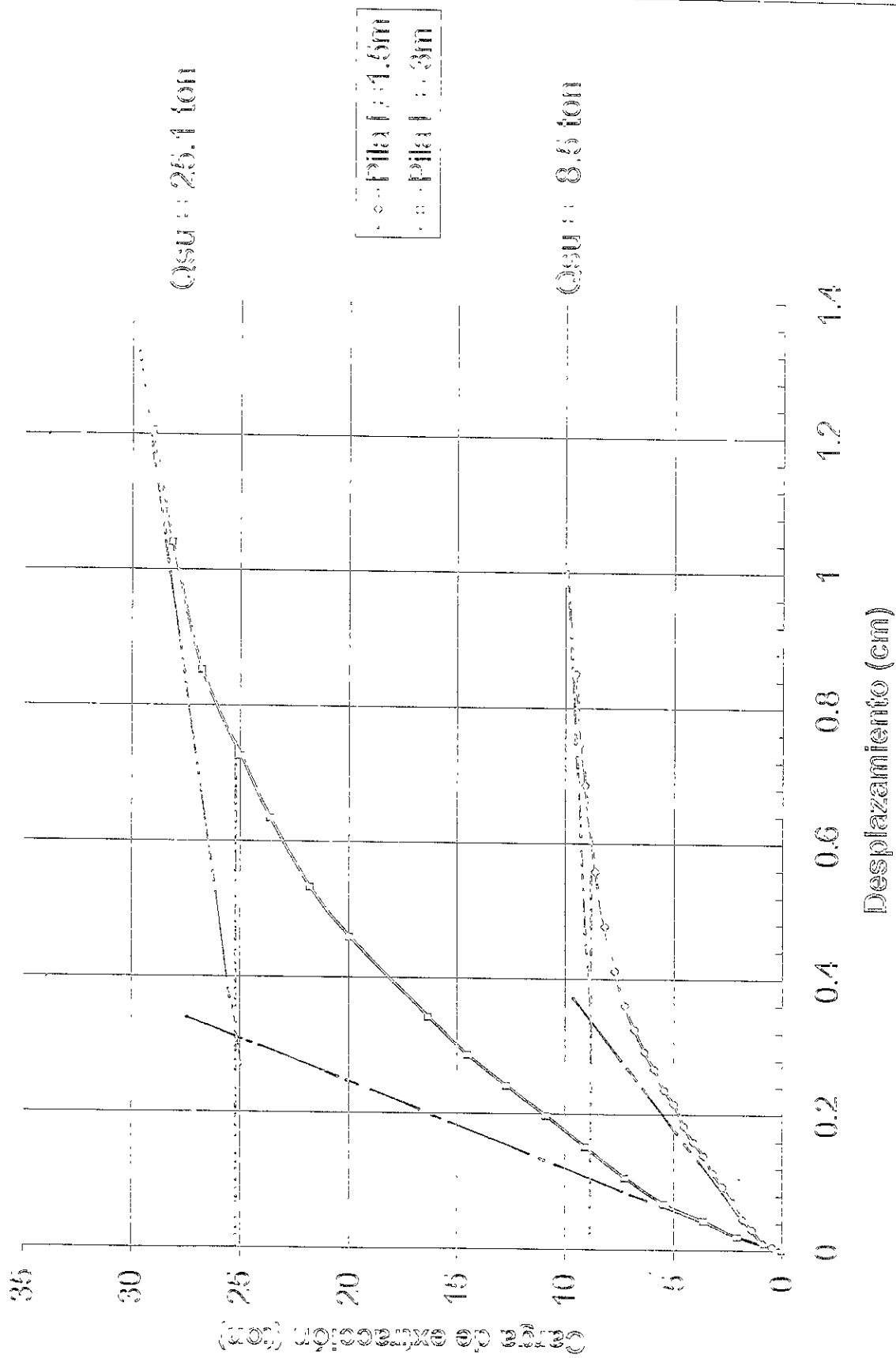


Figura 5.16 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Point of Mountain Past con el criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm

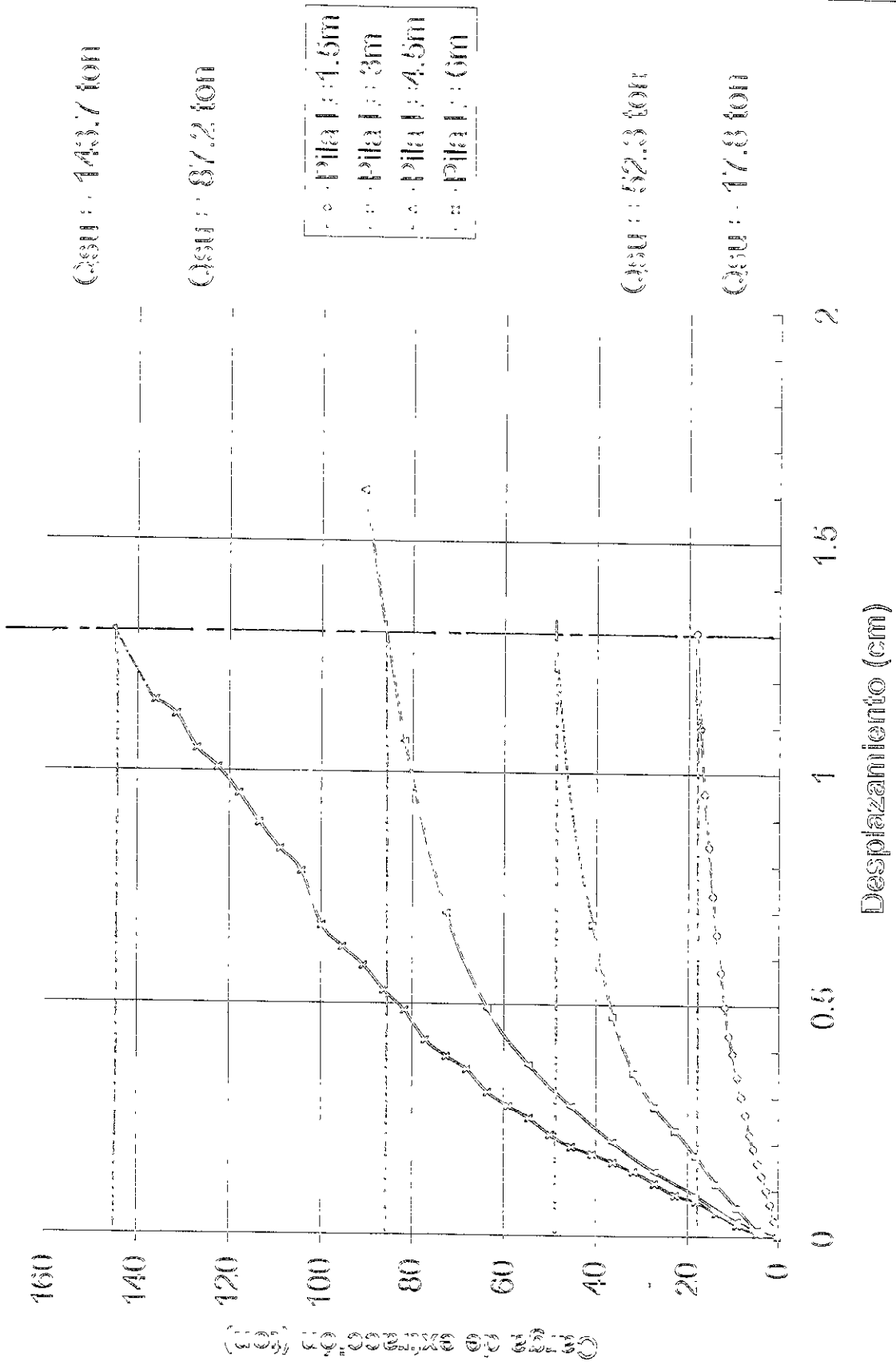


Figura 5.17 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Point of Mountain East con el criterio de la pendiente - tangente

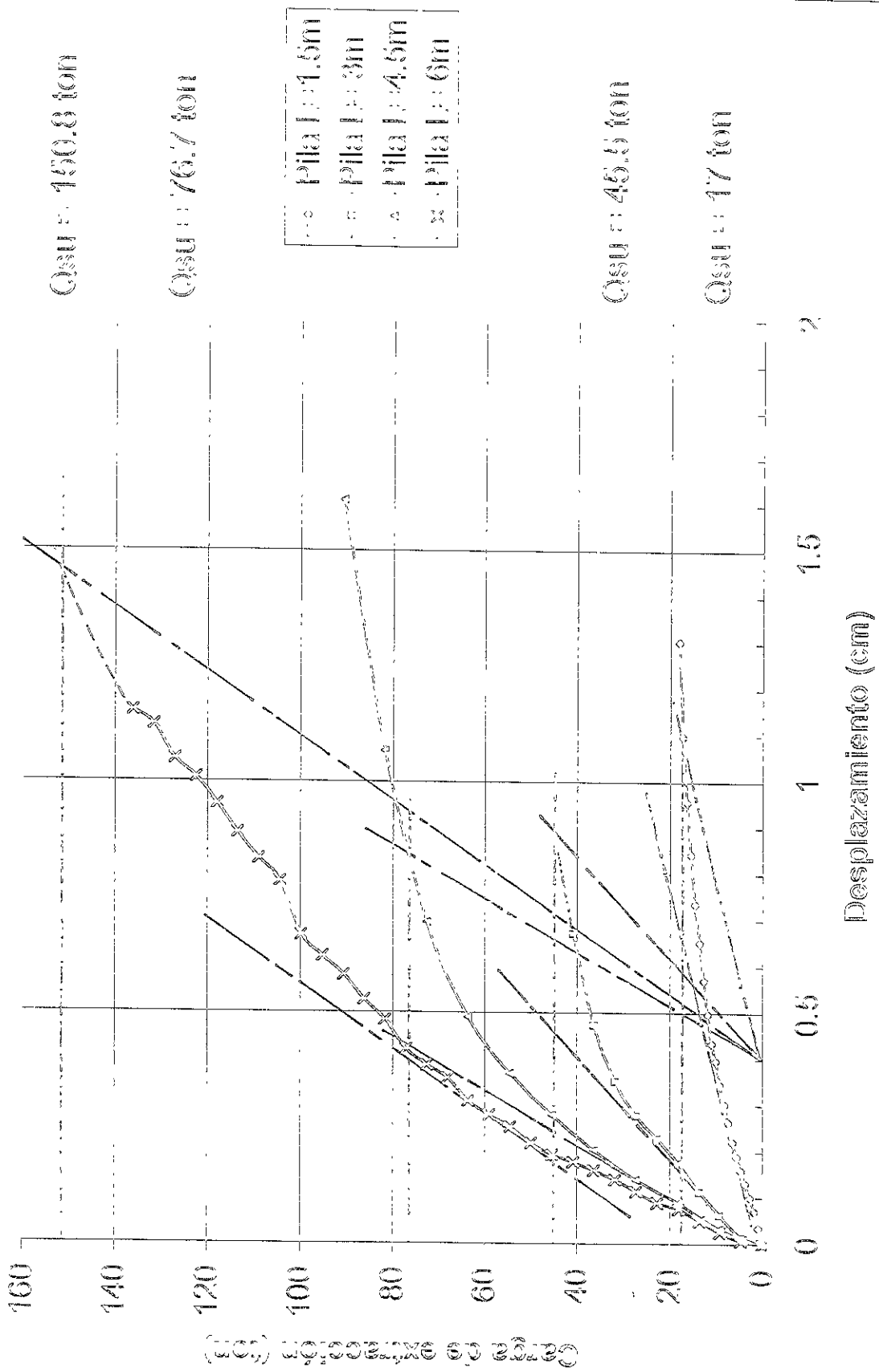


Figura 5.18 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Point of Mountain East con el criterio de la tangente doble

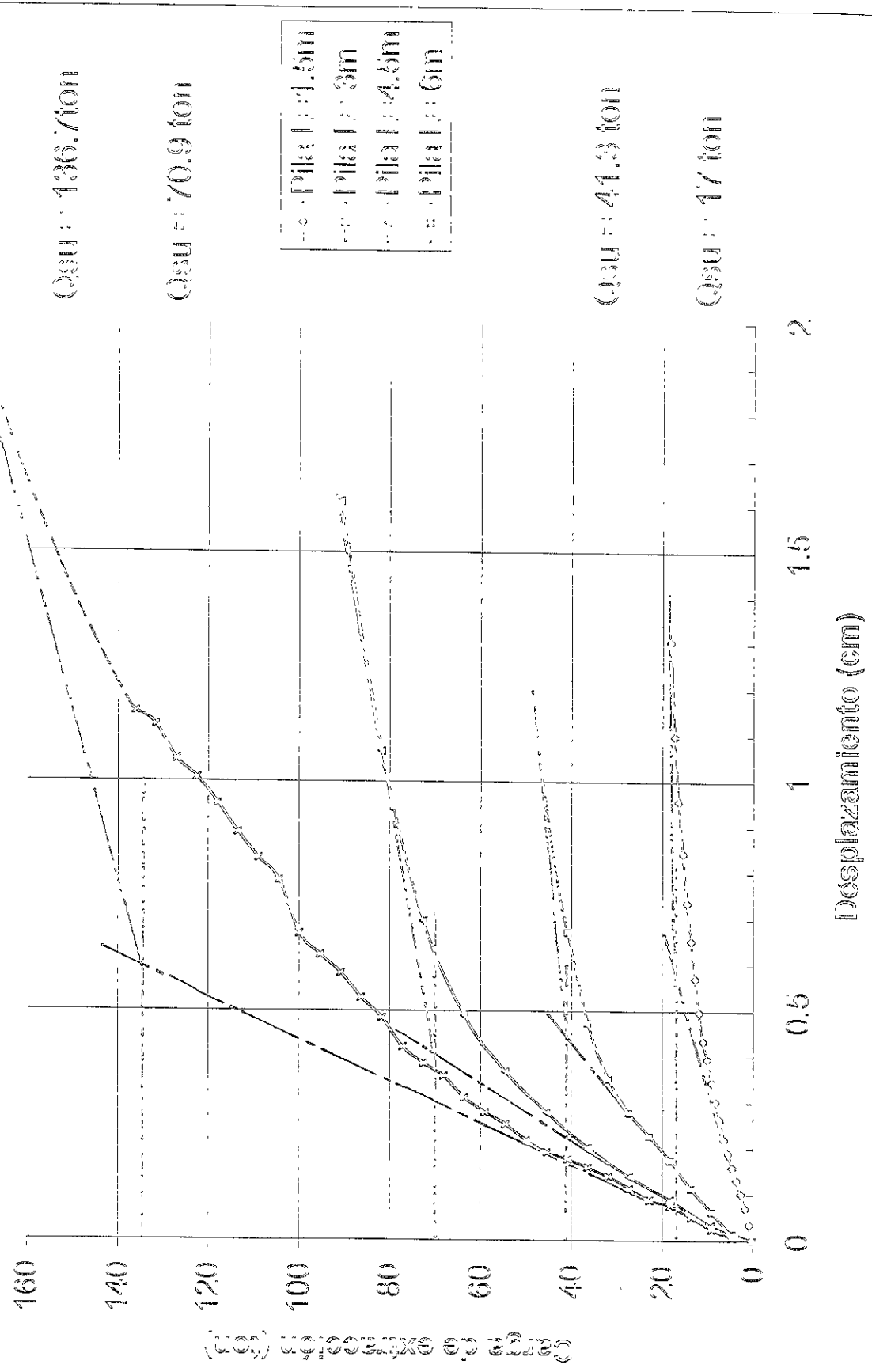


Figura 5.19 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Fig Cottonwood con el criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm

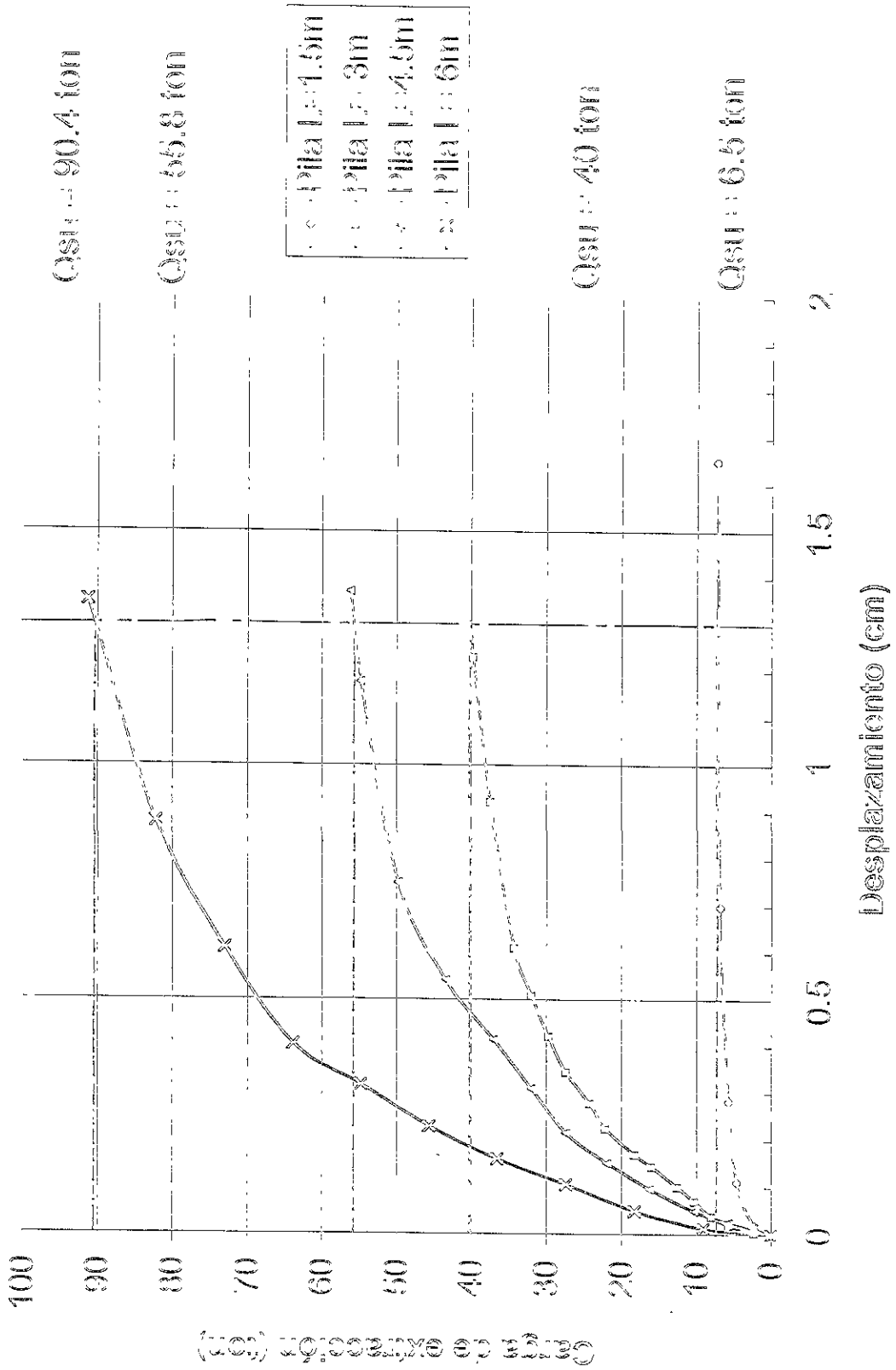


Figura 5.20 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Big Cottonwood con el criterio de la pendiente - tangente

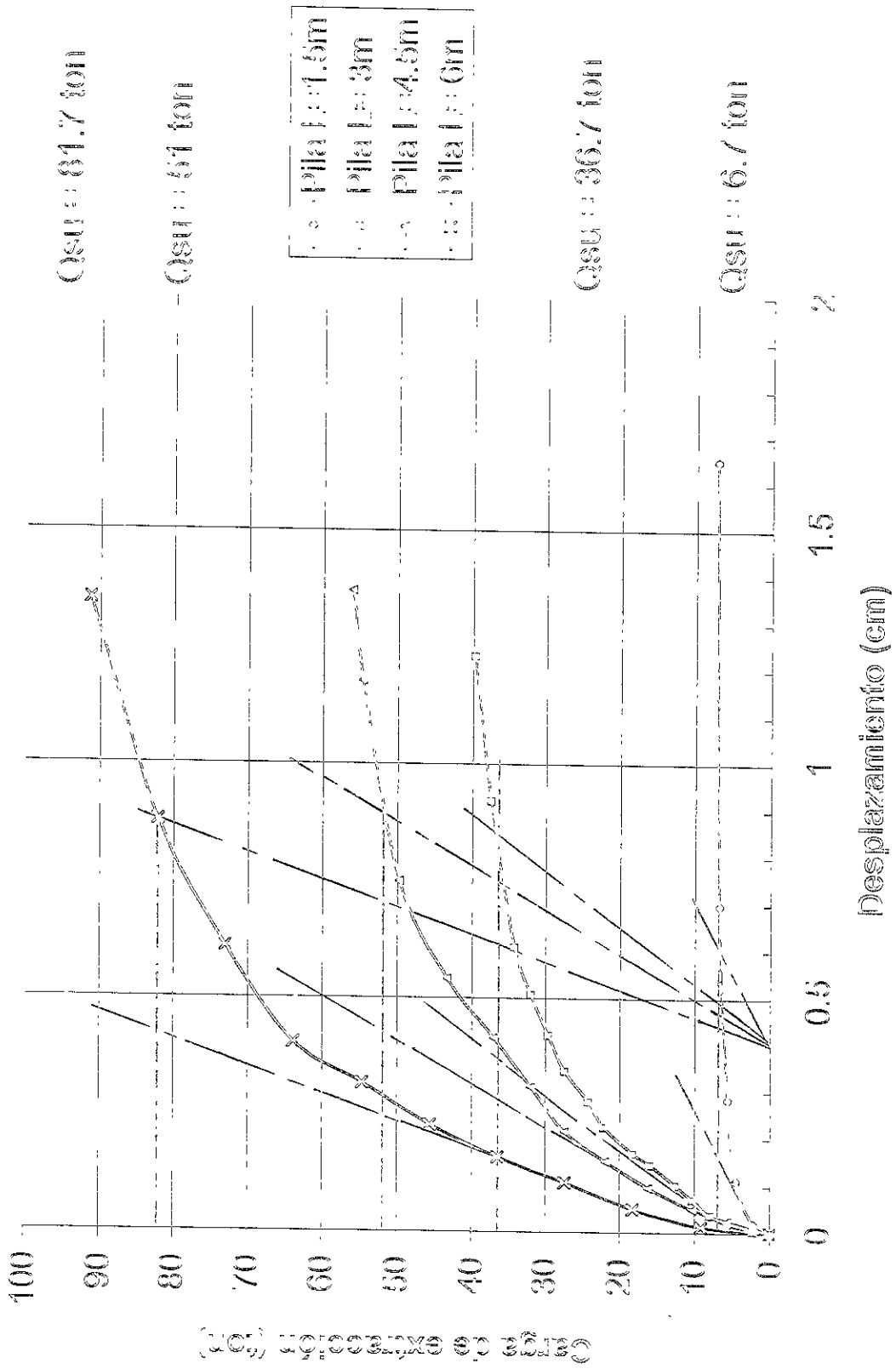


Figura 5.21 Interpretación de las pruebas de extracción del Sifio Big Cottonwood con el criterio de la tangente doble

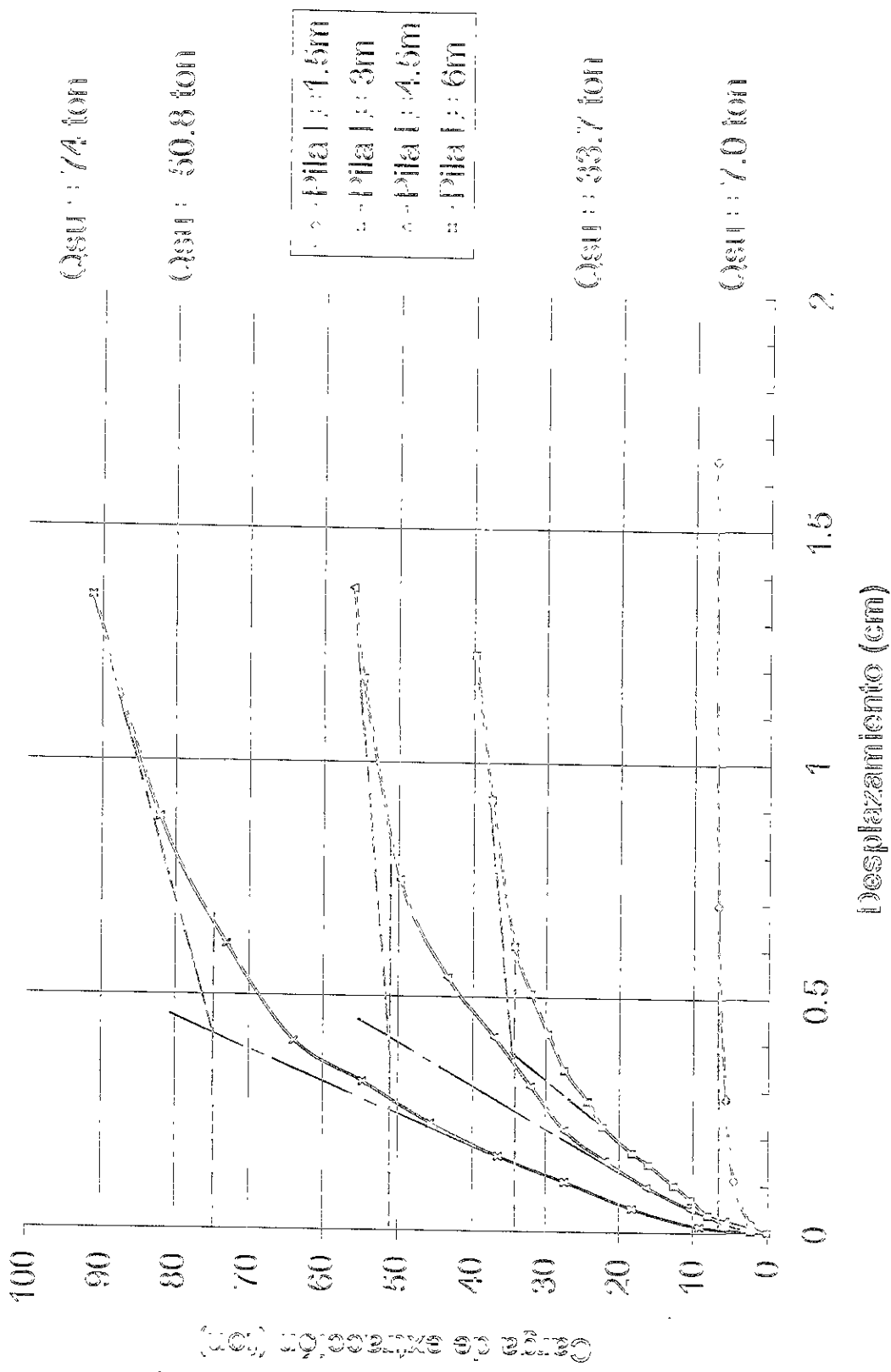


Figura 5.22 Interpretación de las pruebas de extracción del Siiio Provo con el criterio del desplazamiento máximo de 1.5 cm

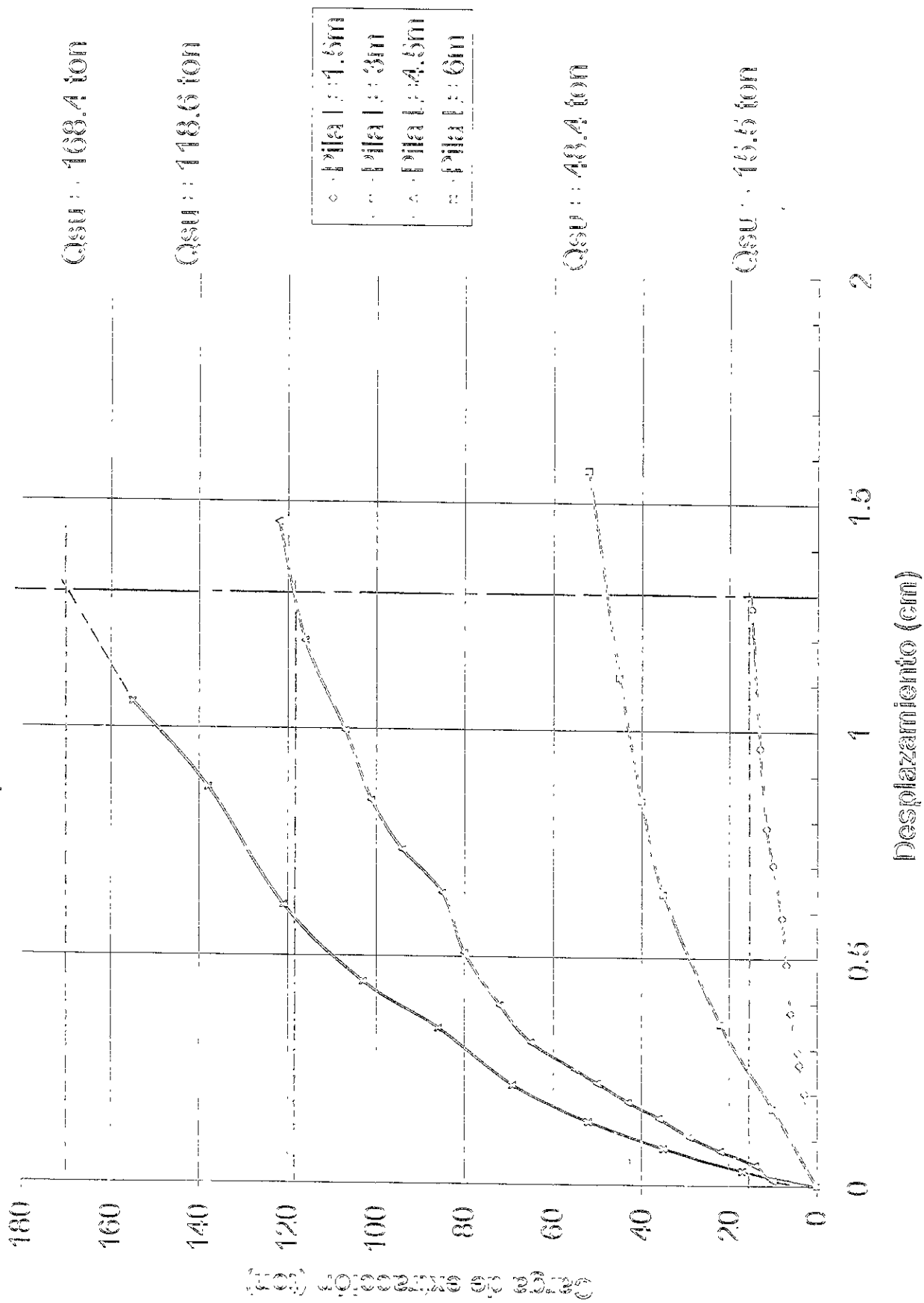


Figura 5.23 Interpretación de las pruebas de extracción del silo Provo con el criterio de la pendiente - tangente

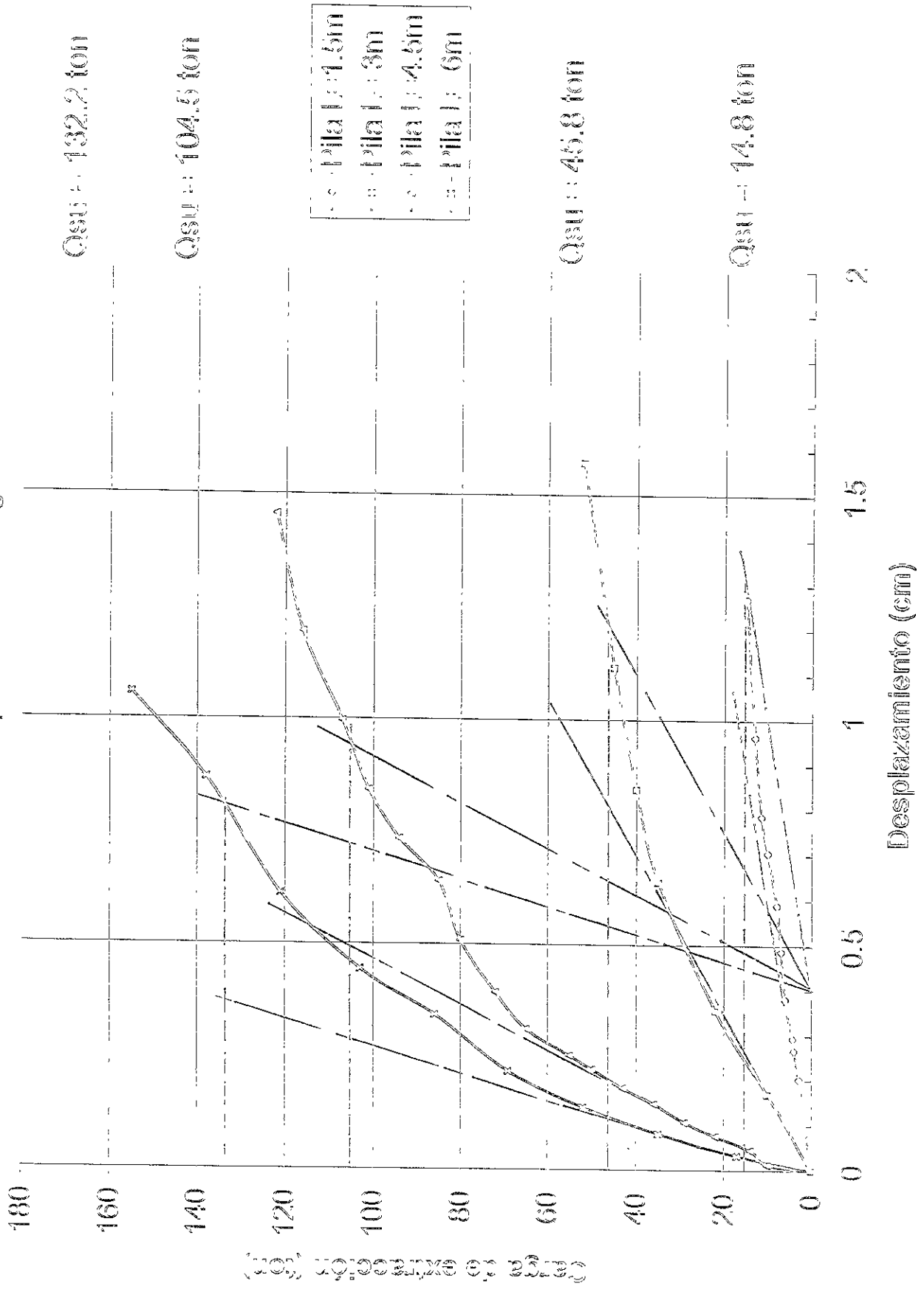


Figura 5.24 Interpretación de las pruebas de extracción del Sifio-Provo con el criterio de la tangente doble

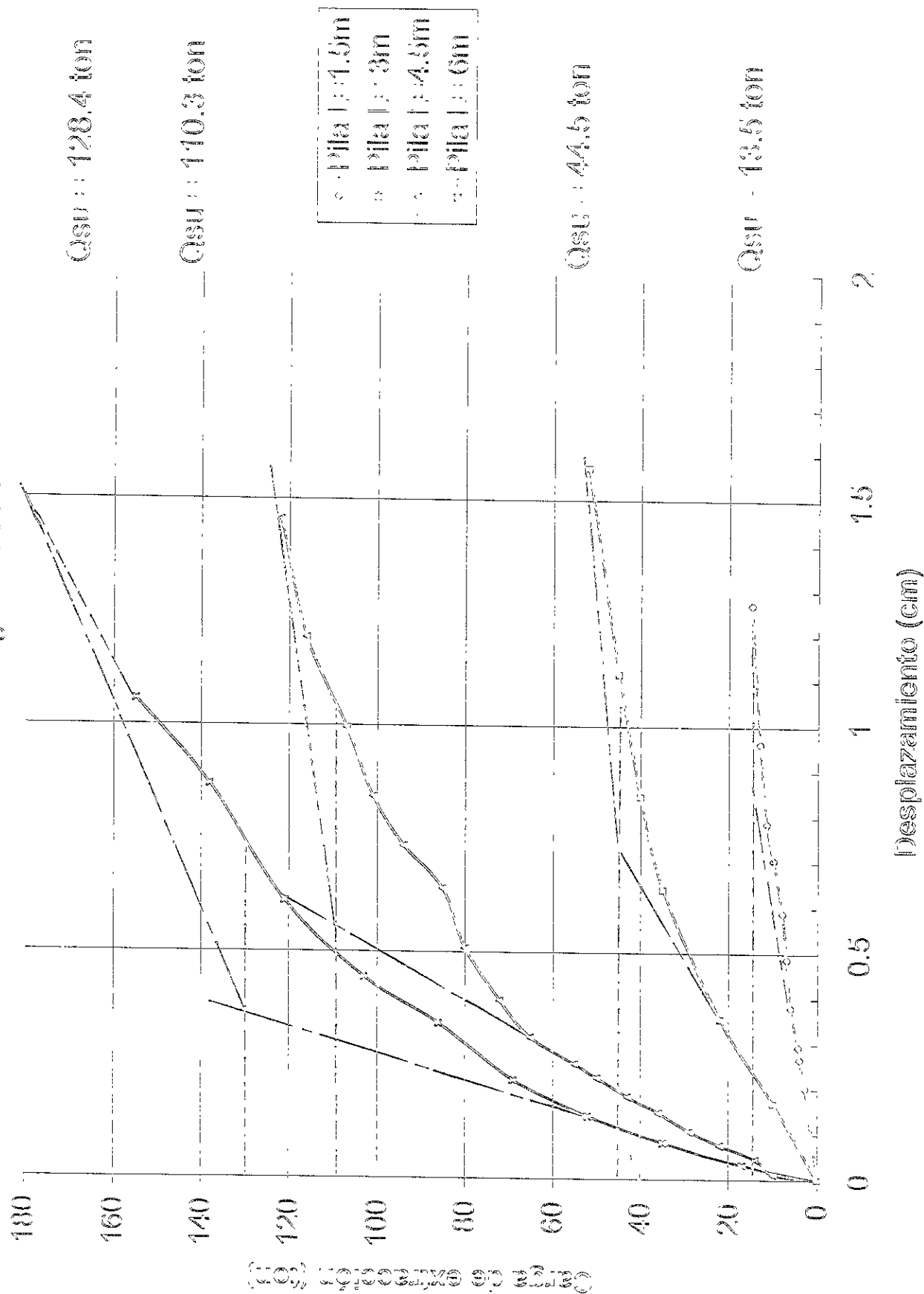


Figura 5.25 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Mapleton con el criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm

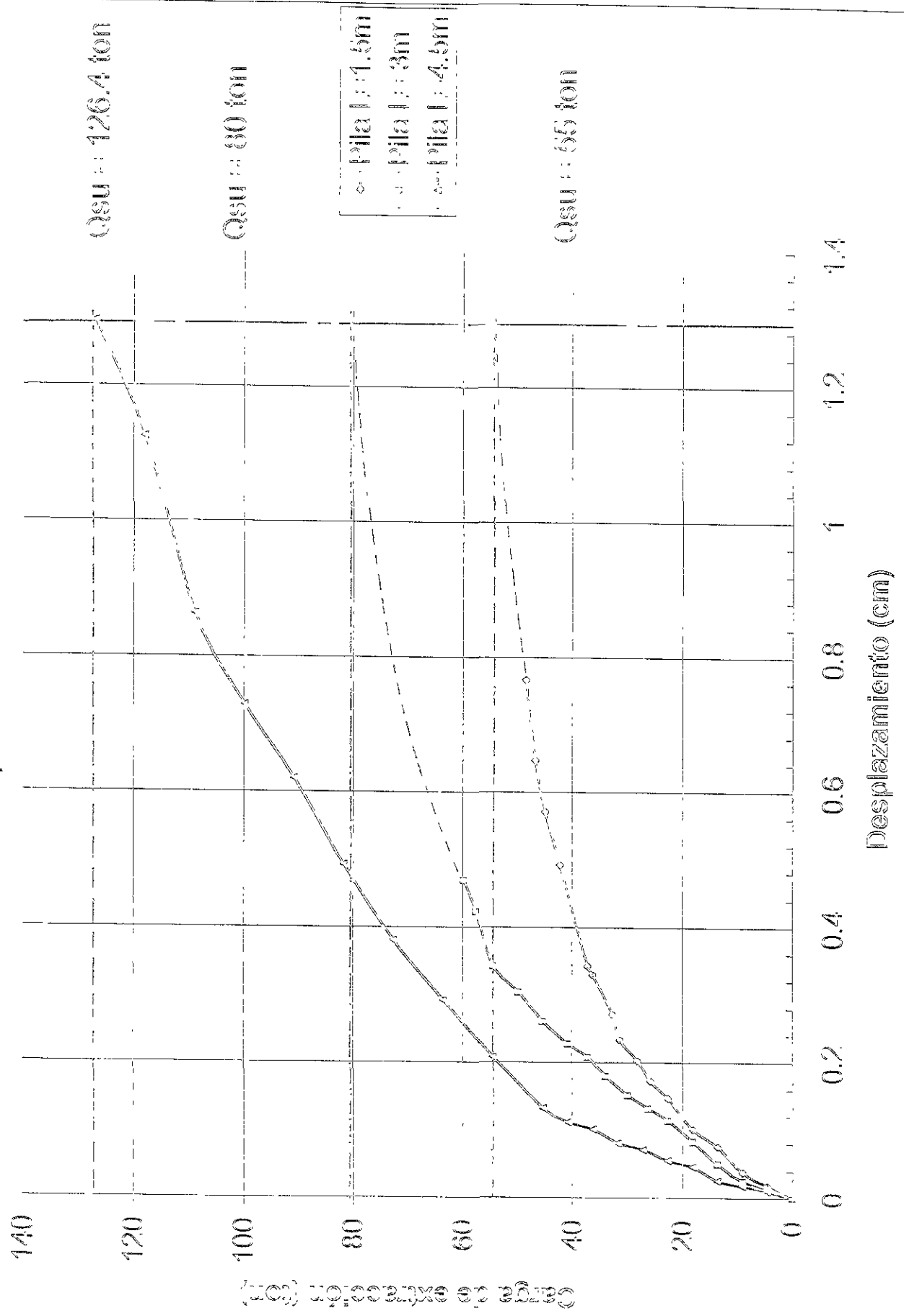


Figura 5.26 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Maplotón con el criterio de la pendiente *tangente*

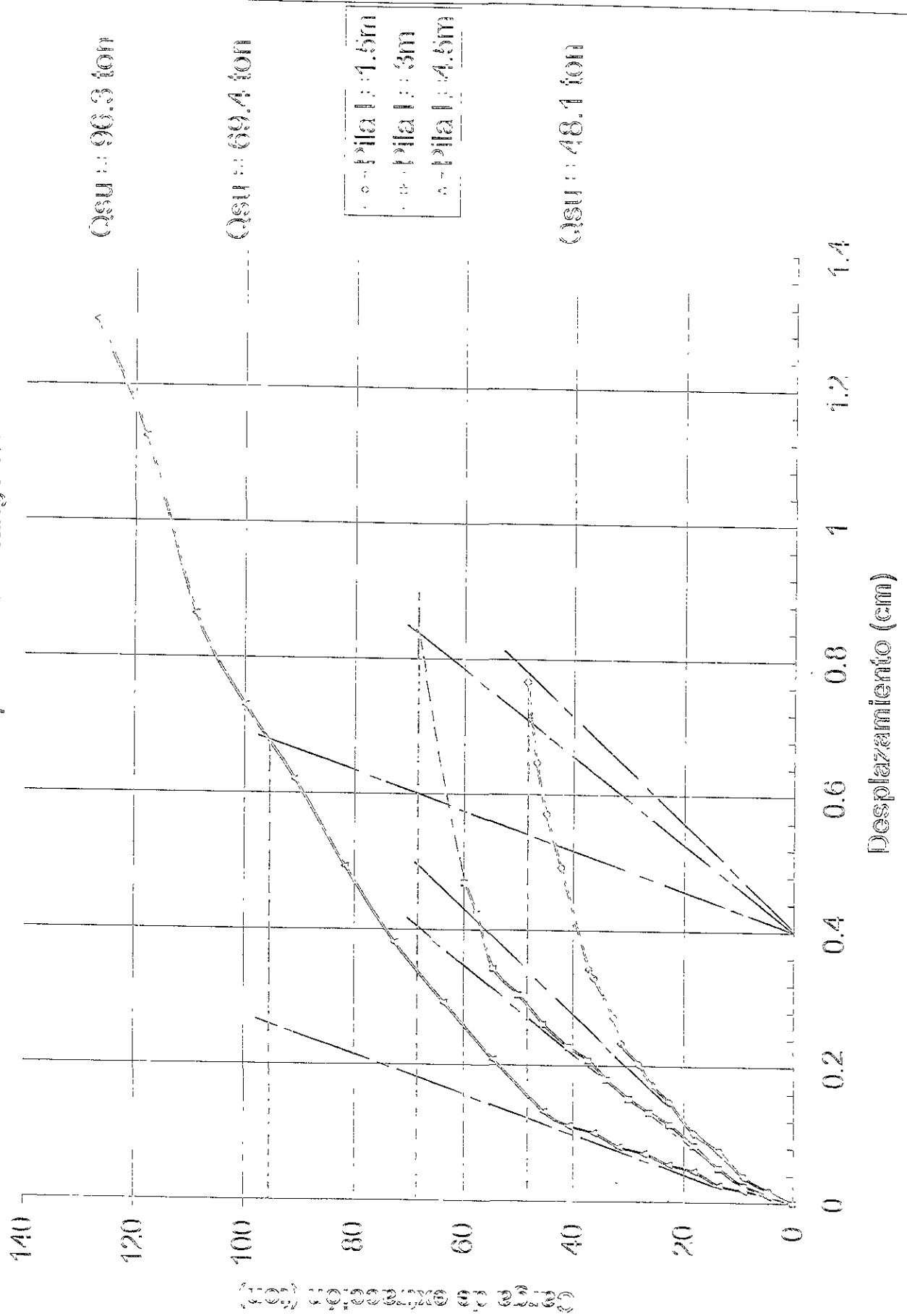


Figura 5.27 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Mapleton con el criterio de la tangente doble

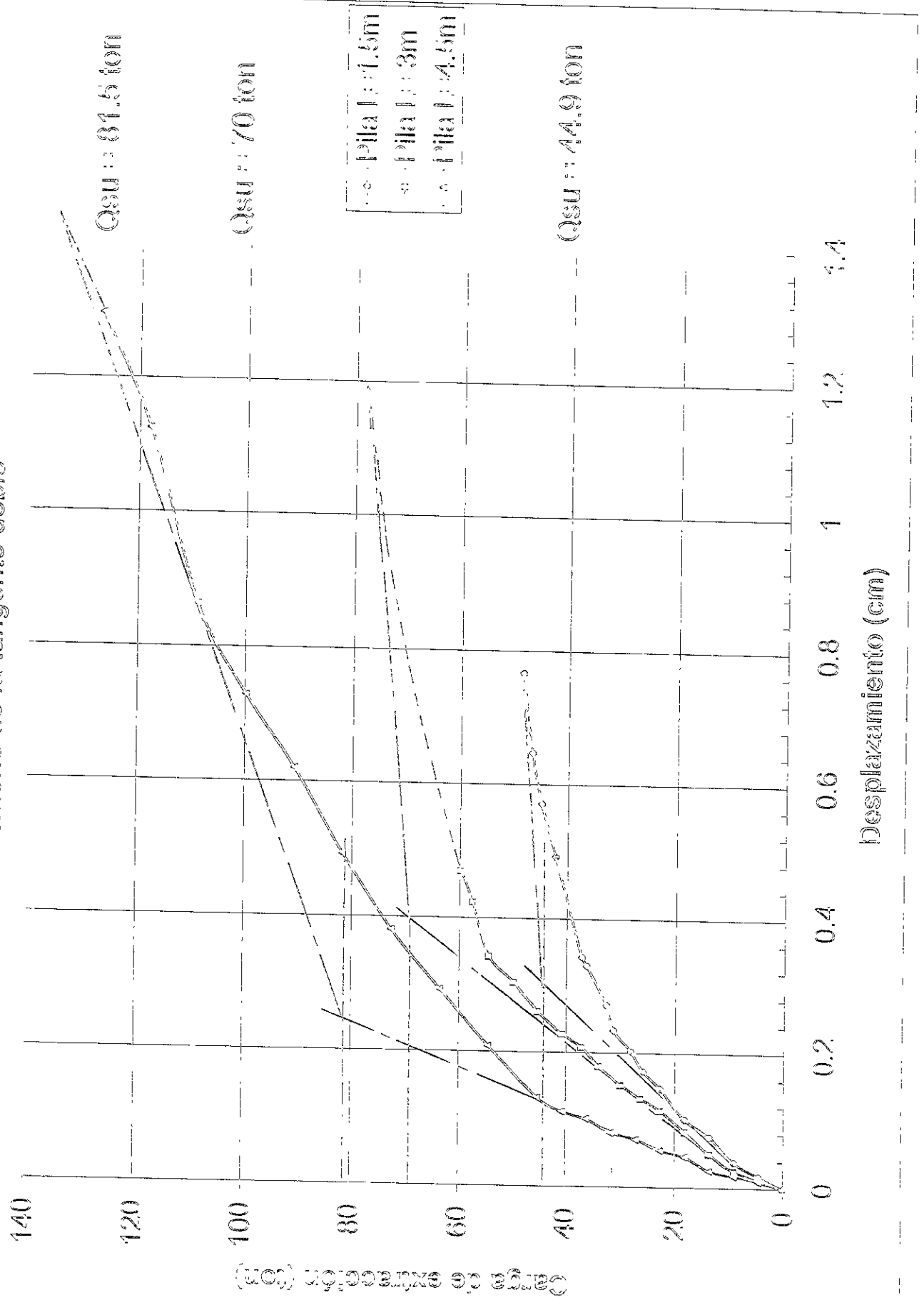


Figura 5.28 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Spanish Fork con el criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm

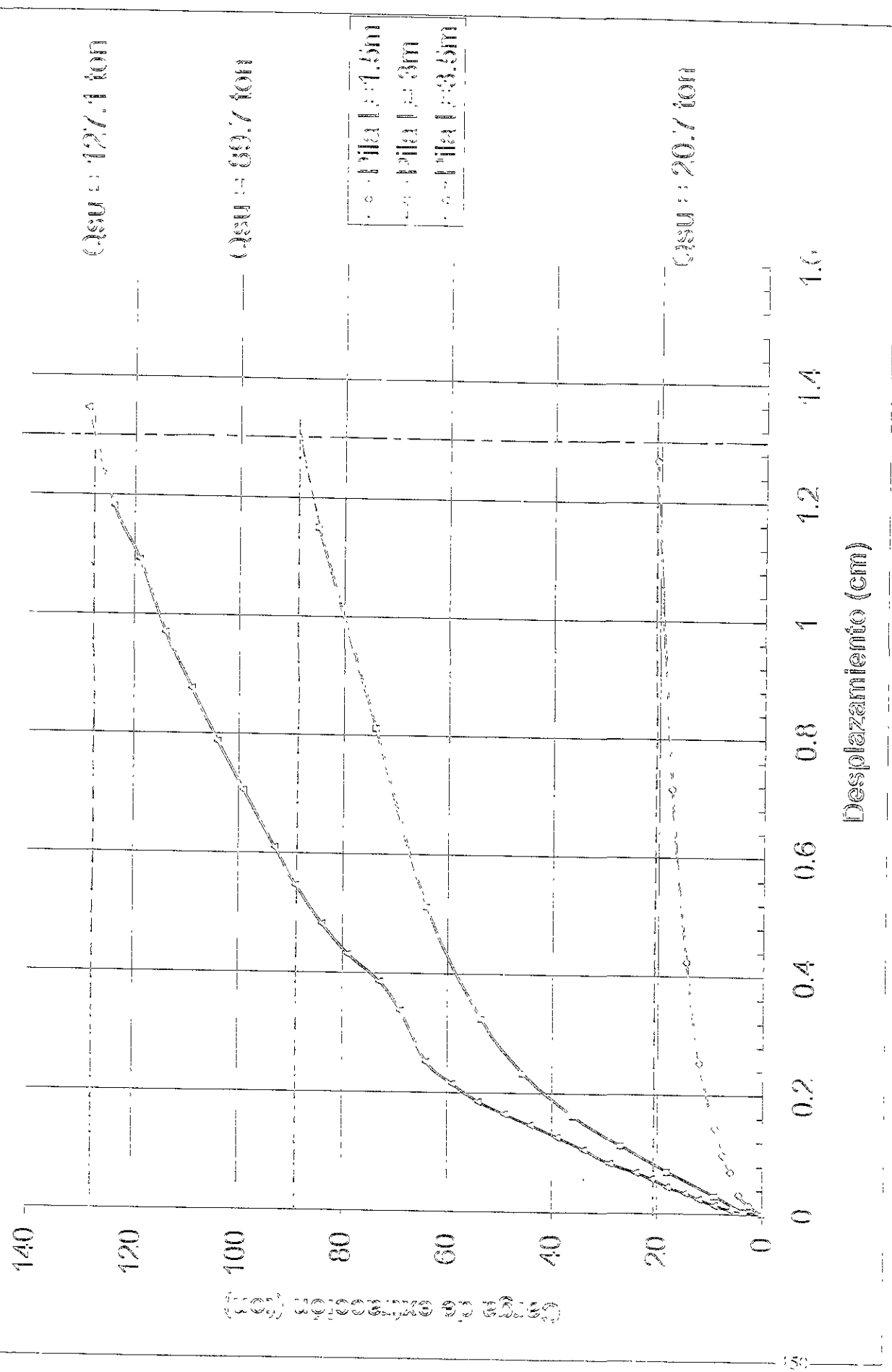


Figura 5.29 Interpretación de las pruebas de extracción de pilas de extracción del Sitio Spanish Fork con el criterio de la pendiente - tangente

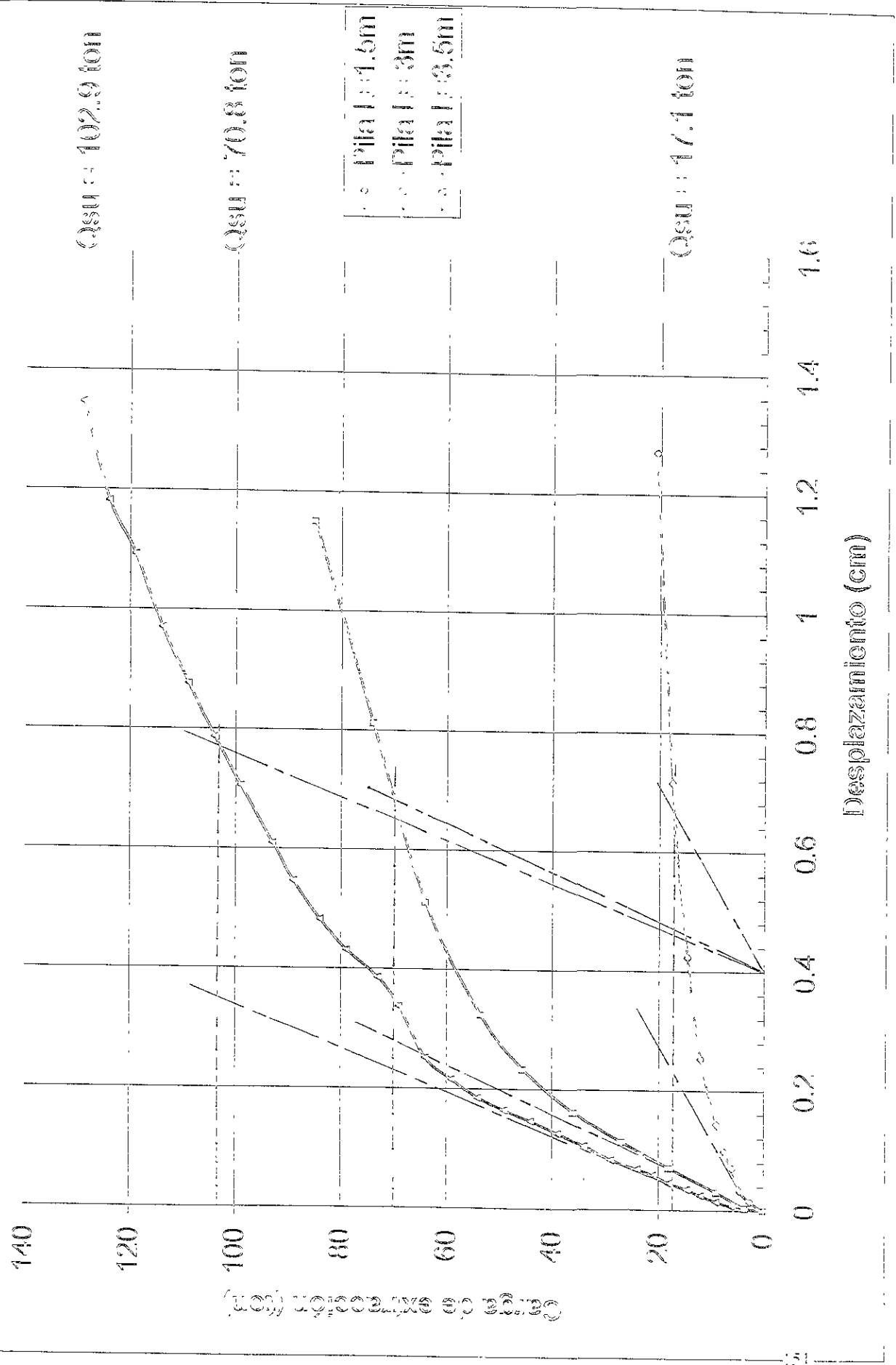


Figura 5.30 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Spanish Fork con el criterio de la tangente doble

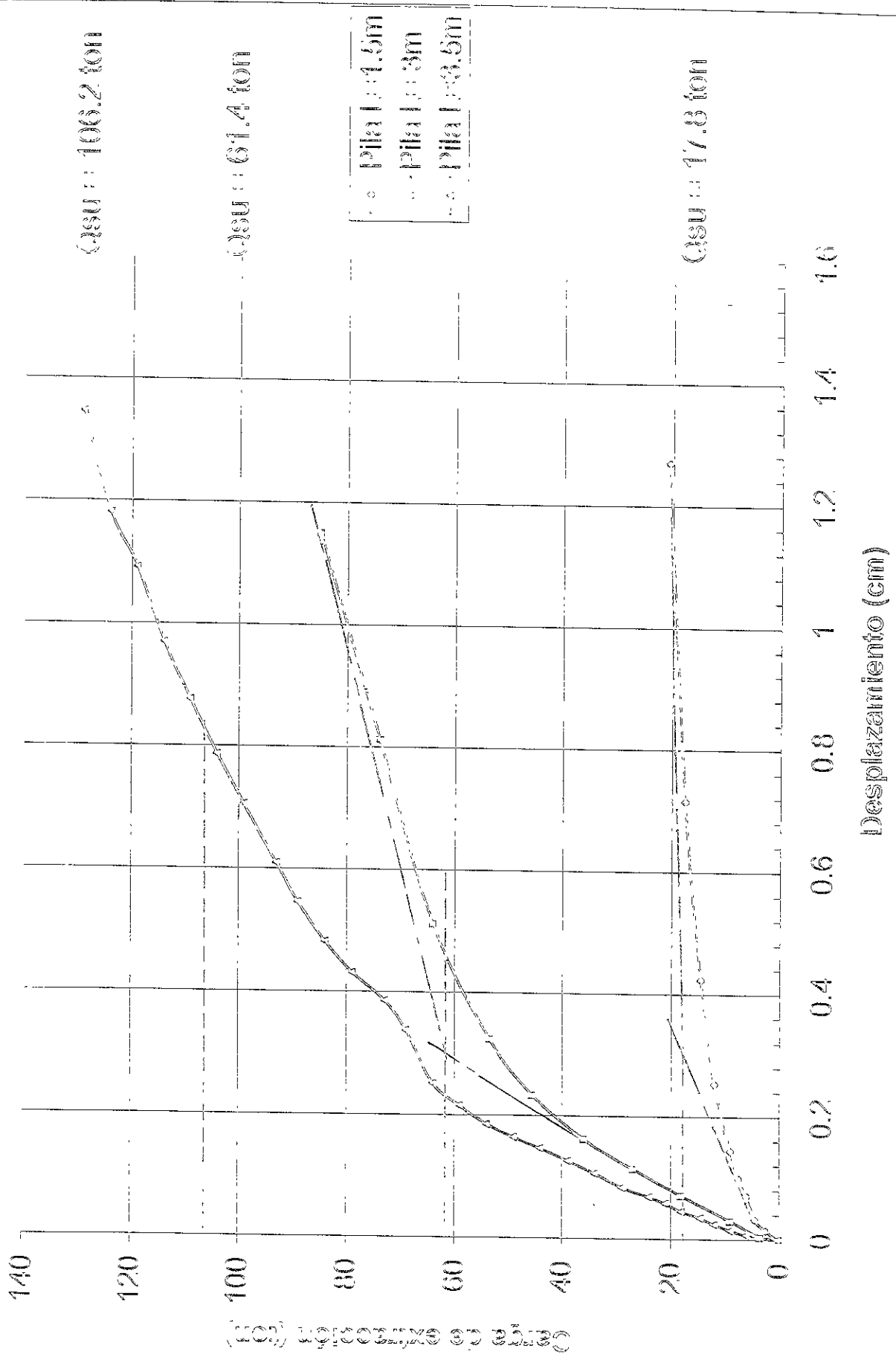


Figura 6.34 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio American Fork con el criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm

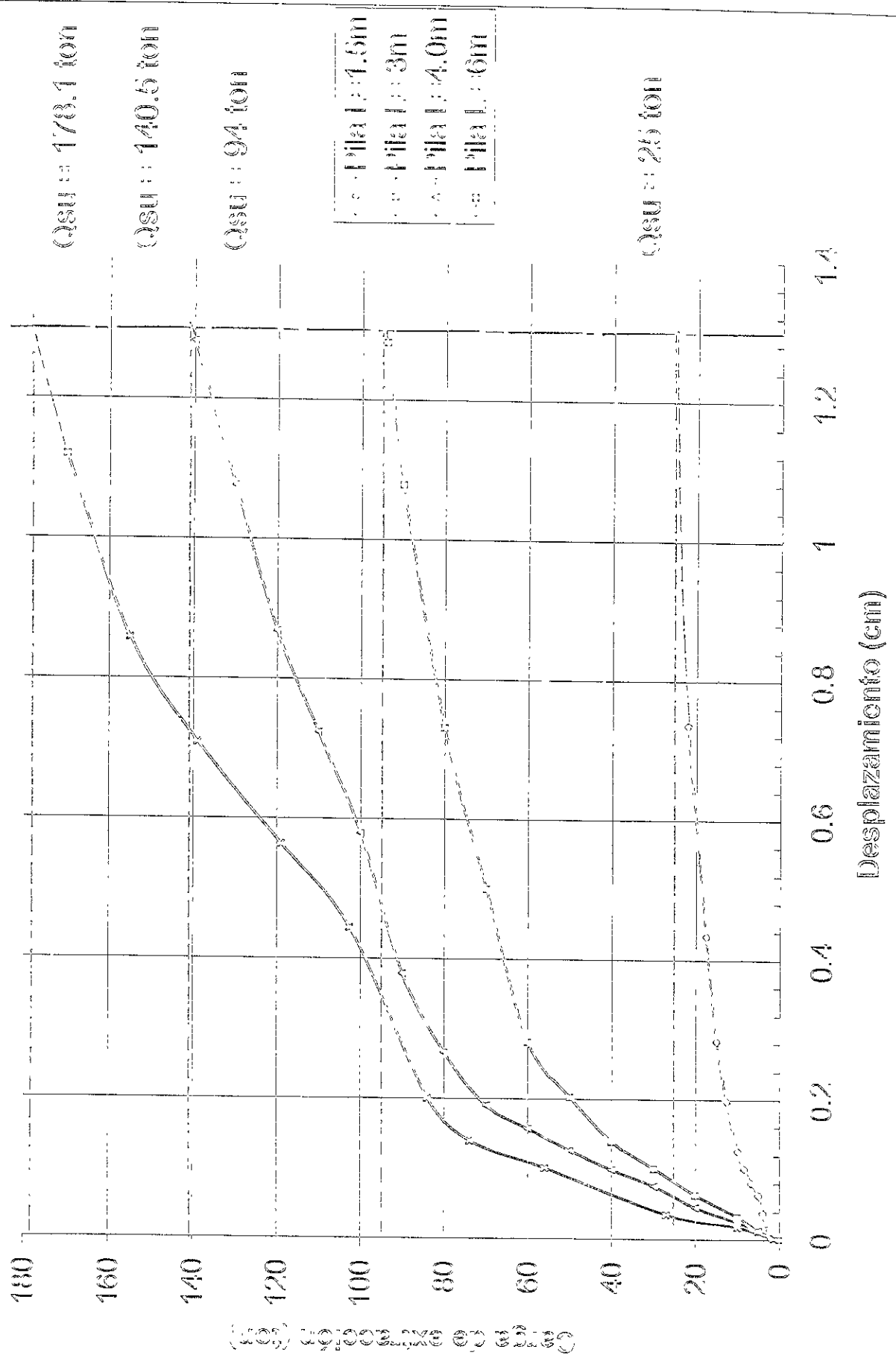


Figura 5.32. Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio American Fork con el criterio de la pendiente - tangente

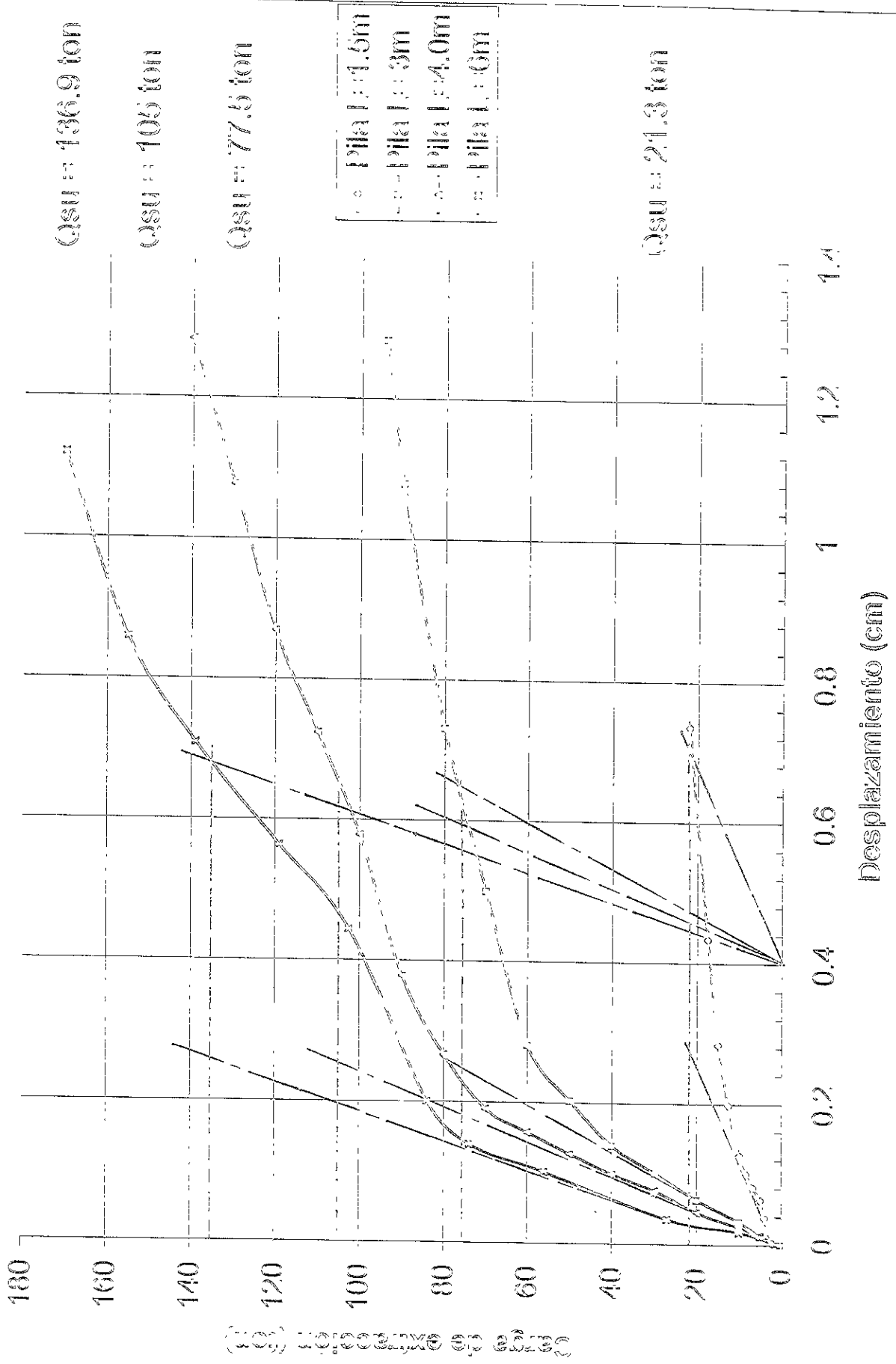


Figura 5.33 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio American Fork con el criterio de la tangente doble

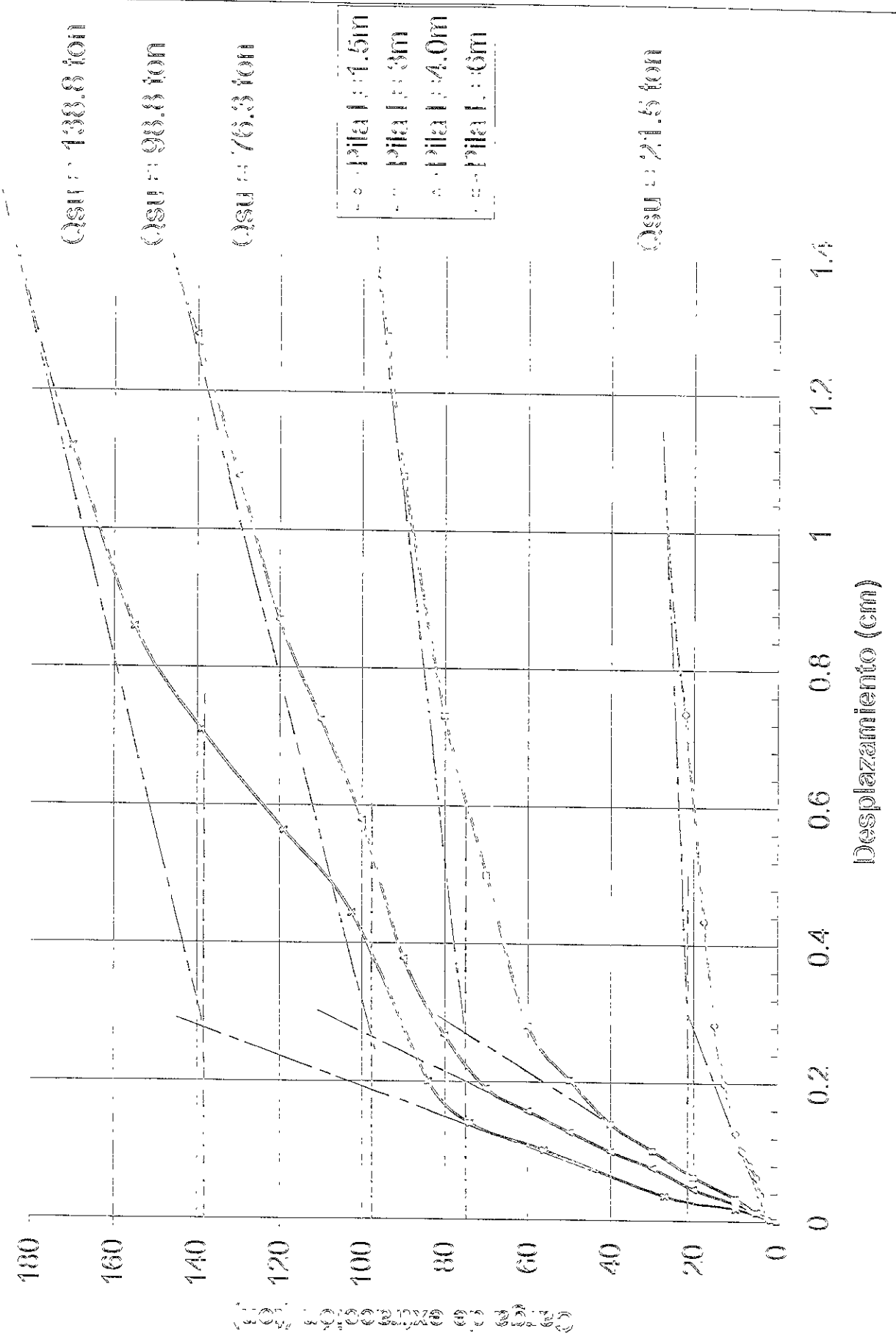


Figura 5.34 Interpretación de las pruebas de extracción del Silio Kenecott con el criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm

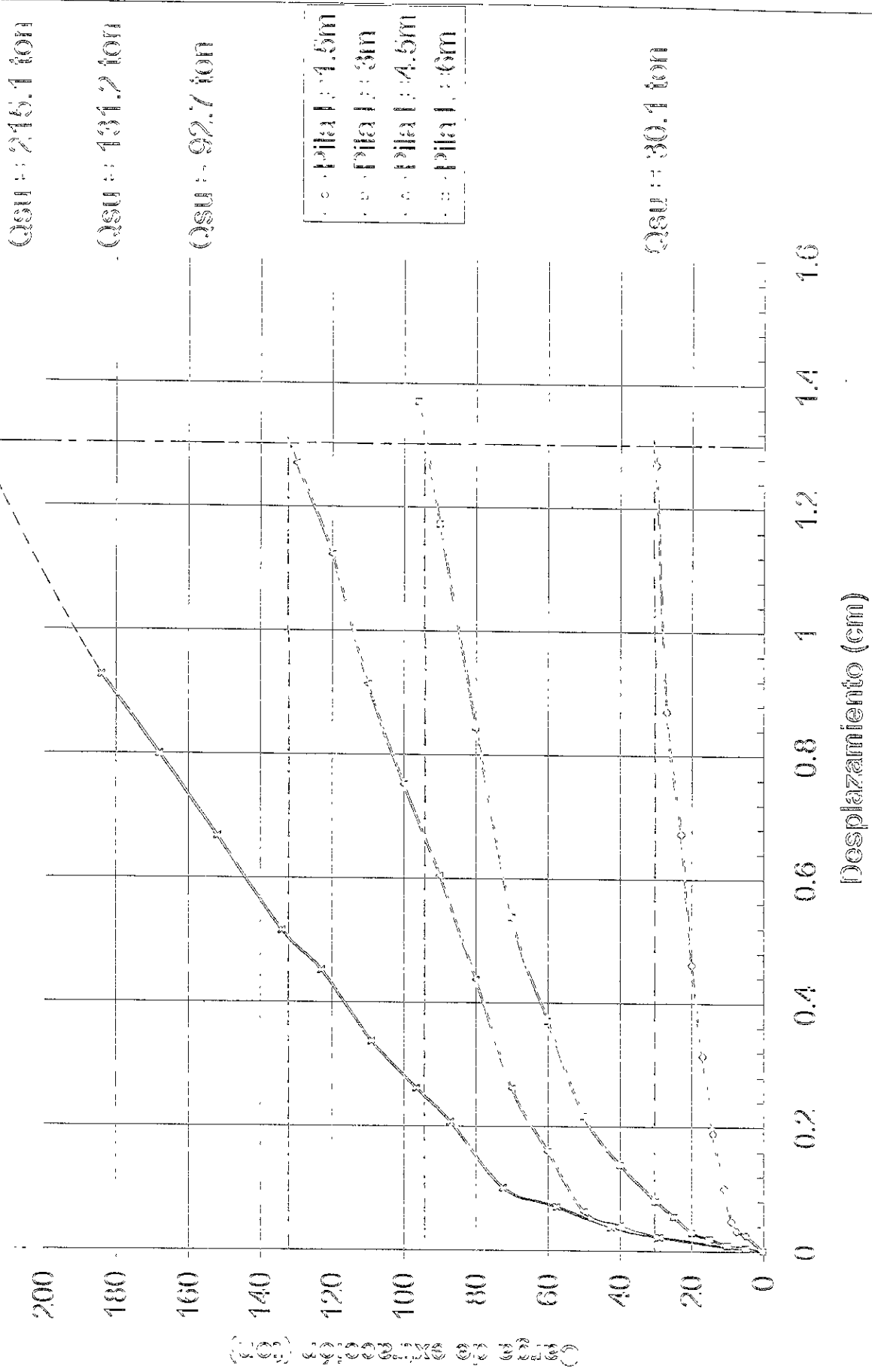


Figura 5.35 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Kennecott con el criterio de la pendiente - tangente

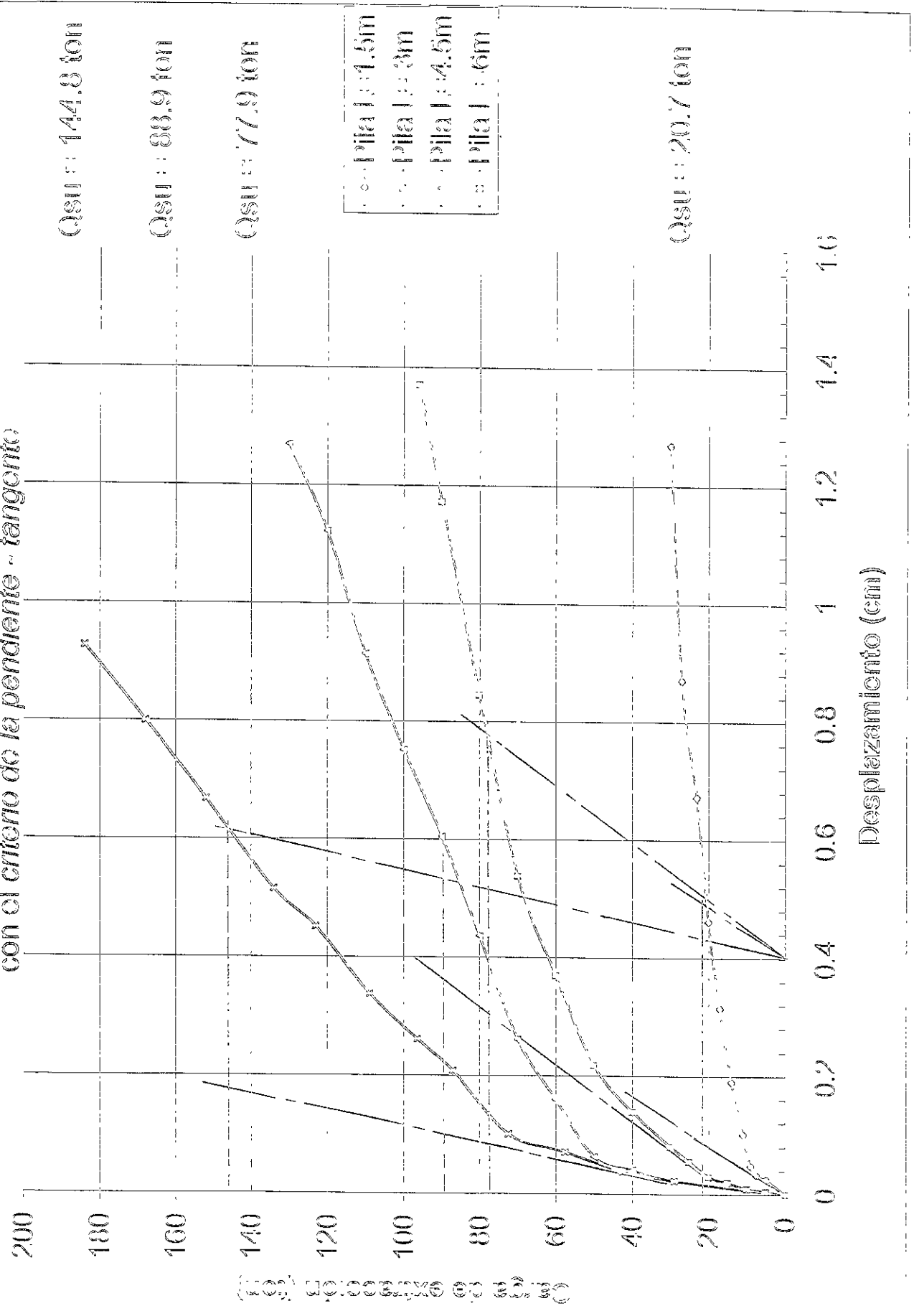
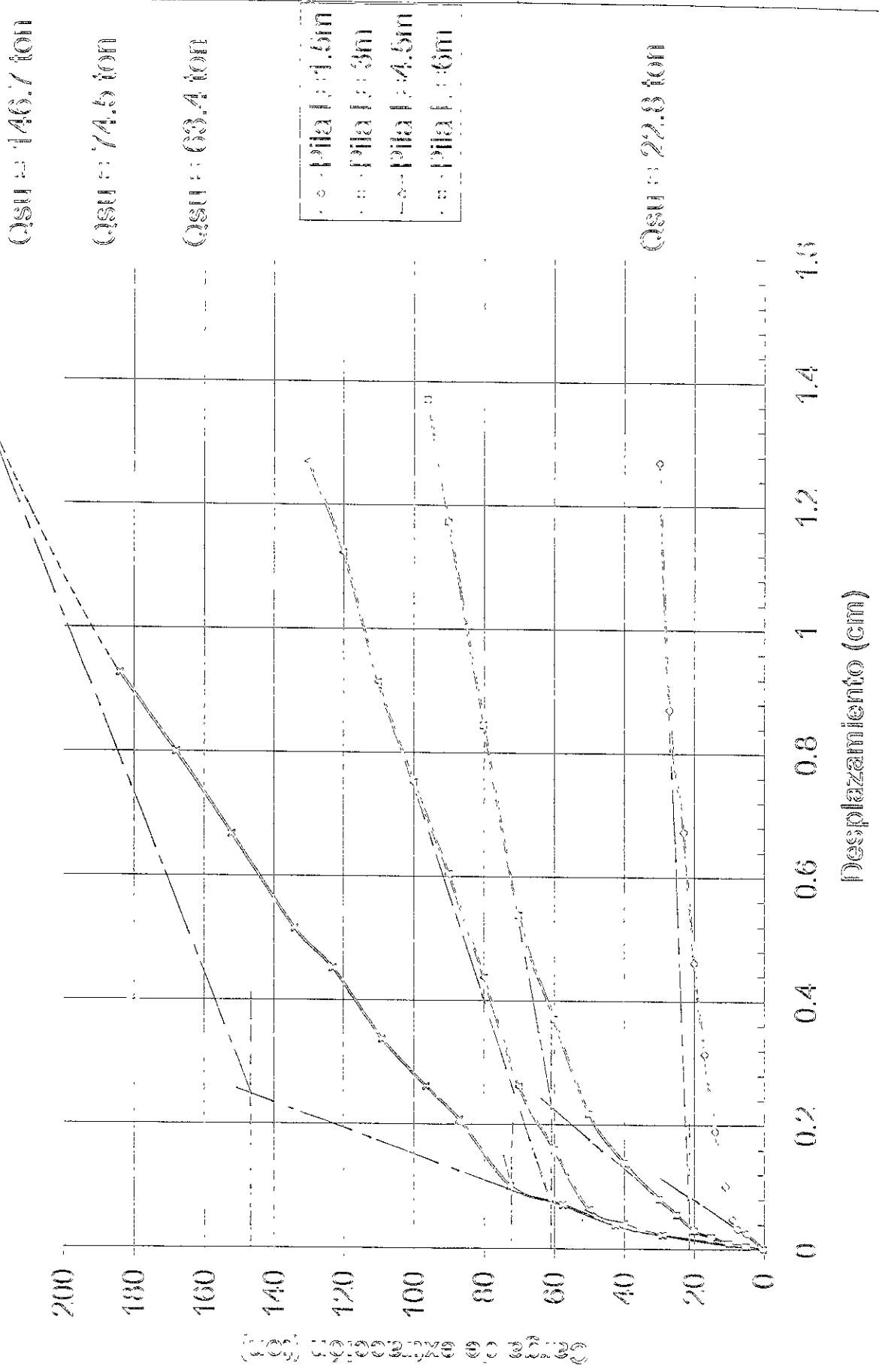
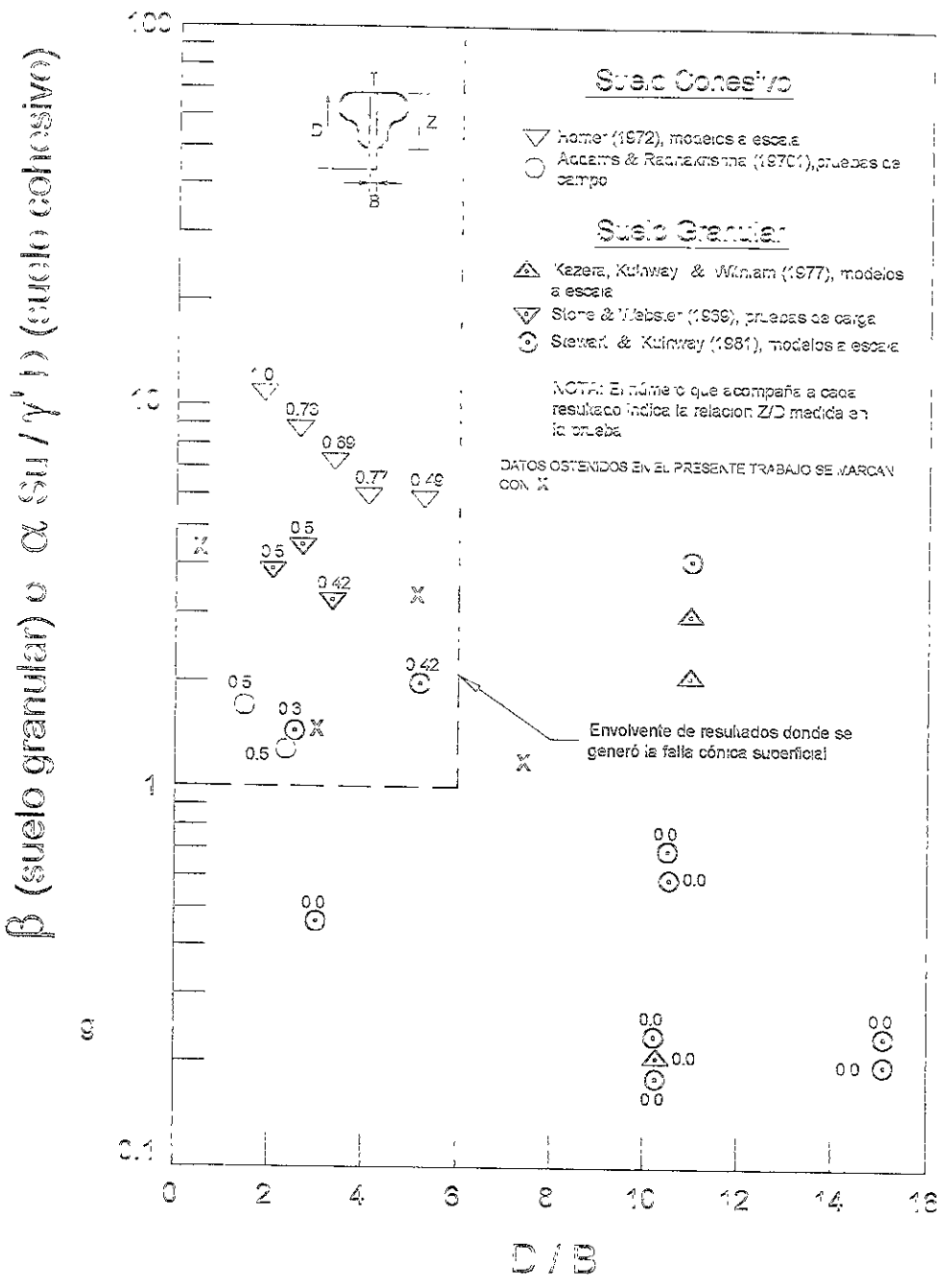


Figura 5.36 Interpretación de las pruebas de extracción del Sitio Kennecott con el criterio de la tangente doble





Nota: β fue definido en la ecuación (3.3)
 para un suelo cohesivo se tiene:

- α = Factor empírico de adherencia
- S_u = Resistencia al esfuerzo cortante no drenada
- γ' = Peso volumétrico sumergido, en caso de estar por debajo del nivel freático (γ en caso de estar por encima del nivel freático).

Figura 5.37 Condiciones bajo las cuales se desarrolla una falla cónica superficial en pilas sometidas a cargas de extracción (adaptado de Kulhawy (1991)).

Figura 5.38 Aplicación de la teoría de la Proporcionalidad Natural (Juárez Badillo, 1985) para las pilas del Sitio Point of Mountain West

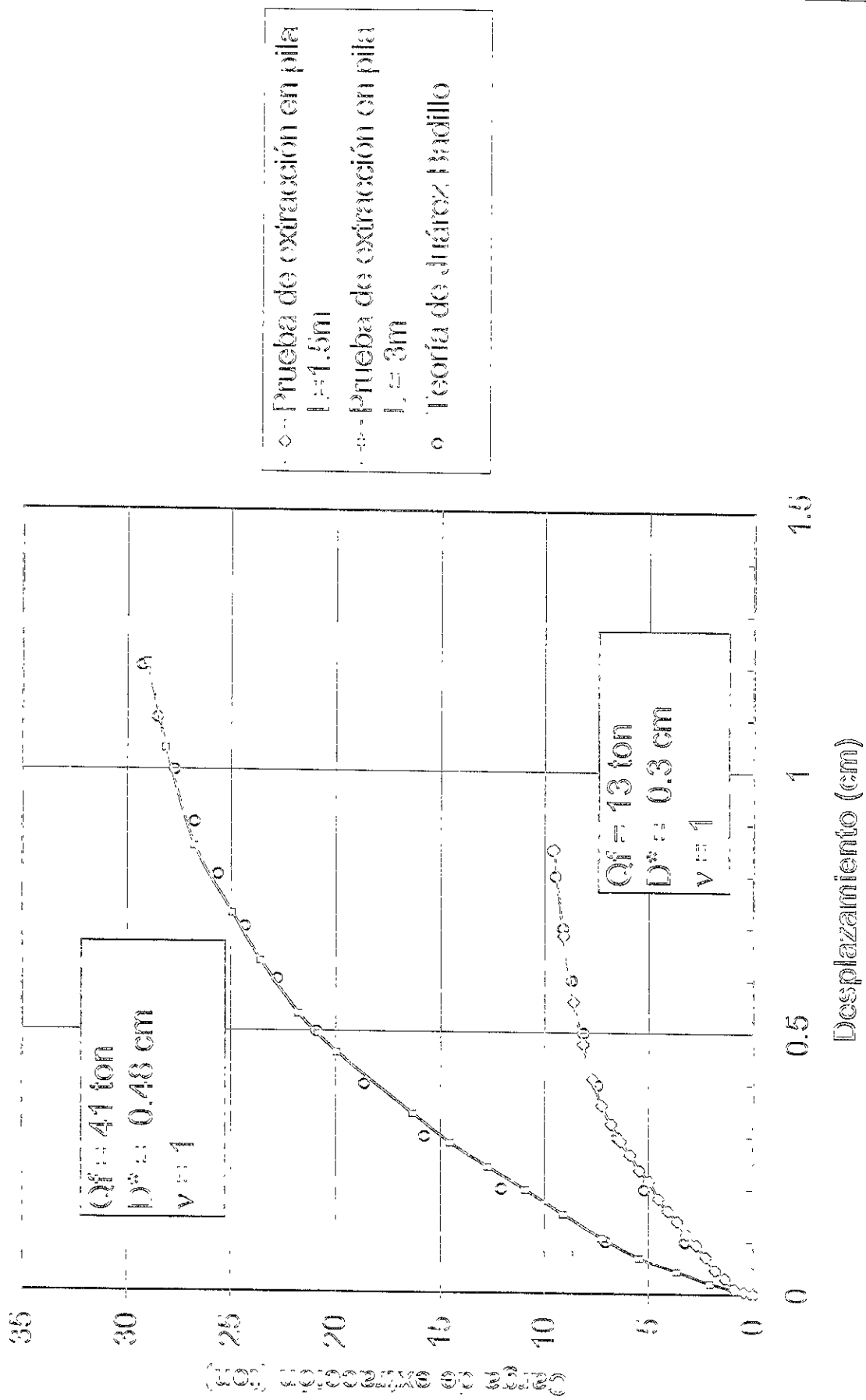


Figura 5.39 Aplicación de la teoría de Proporcionalidad Natural (Juárez Badillo, 1985) para las pilas del Sitio Point of Mountain

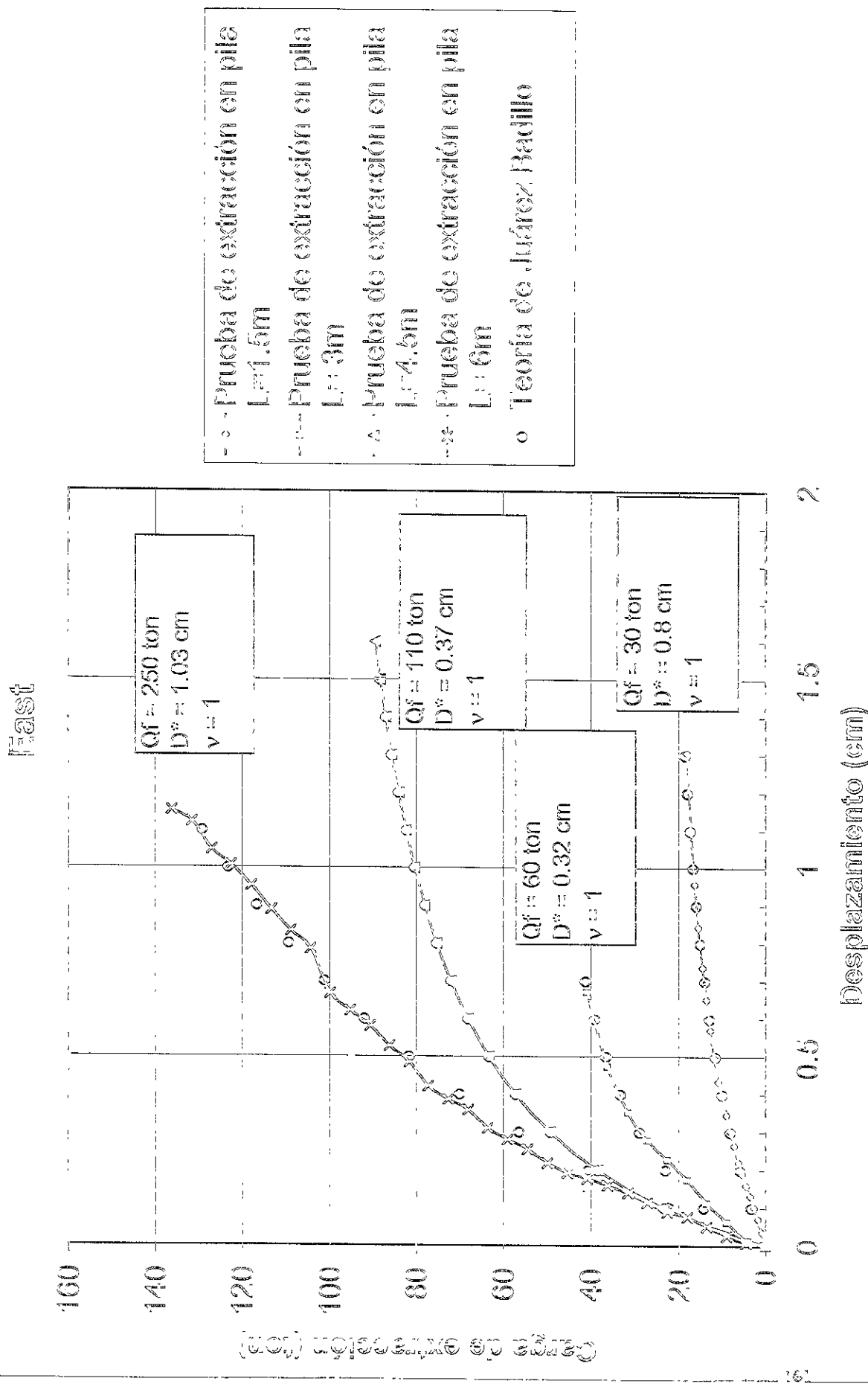


Figura 5.40 Aplicación de la teoría de la Proporcionalidad Natural (Juárez-Badillo, 1985) para las pilas del Sitio Big Cottonwood

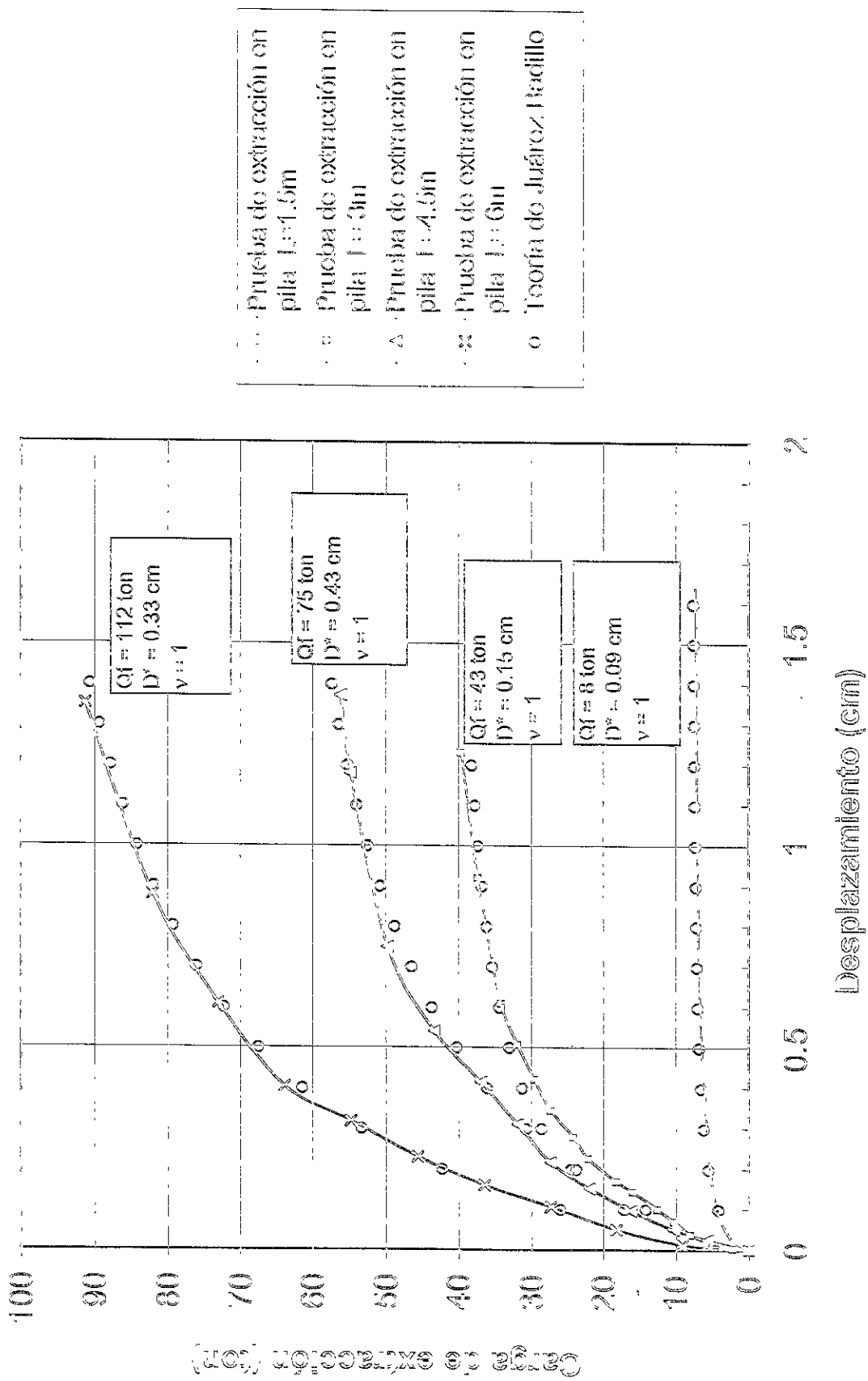


Figura 5.41 Aplicación de la teoría de la Proporcionalidad Natural (Juárez Badillo, 1985) a las pilas del sitio Provo

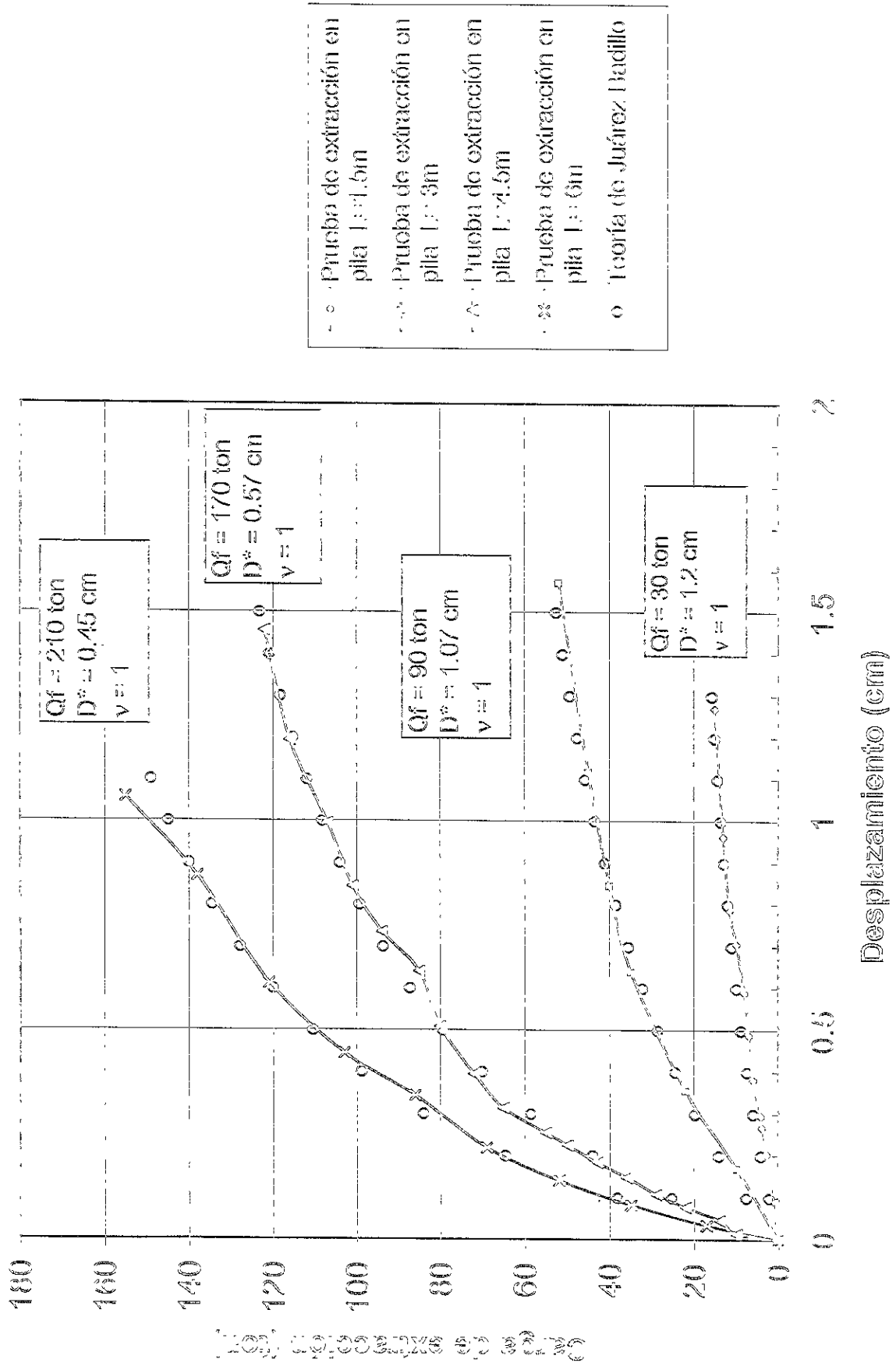
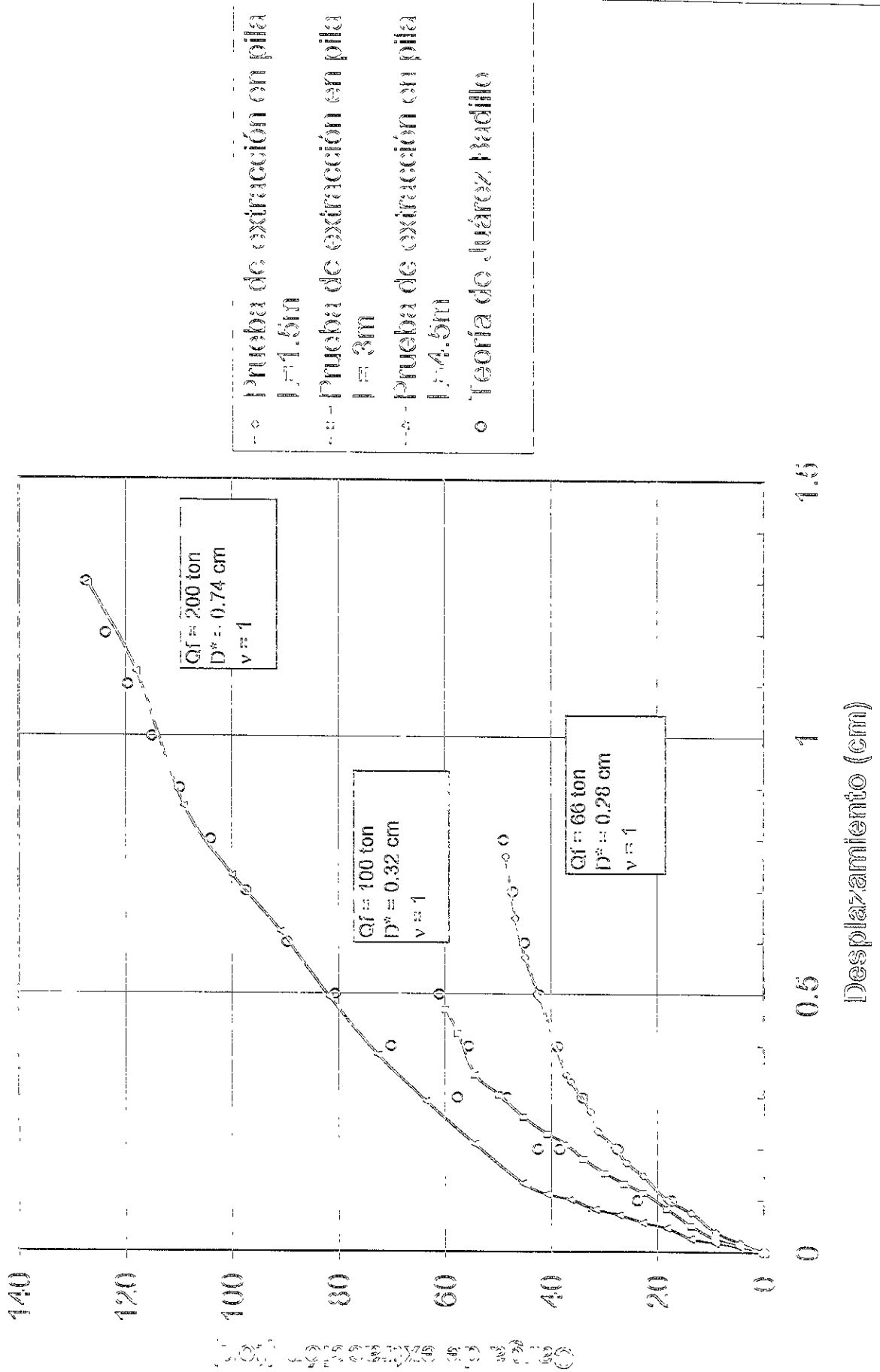


Figura 6.4.2. Aplicación de la teoría de Proporcionalidad Natural (Juárez, Badillo, 1985) para las pilas del Sitio Mapleton



(Juárez, Badillo, 1985) para las pilas del Sitio Spanish Fork

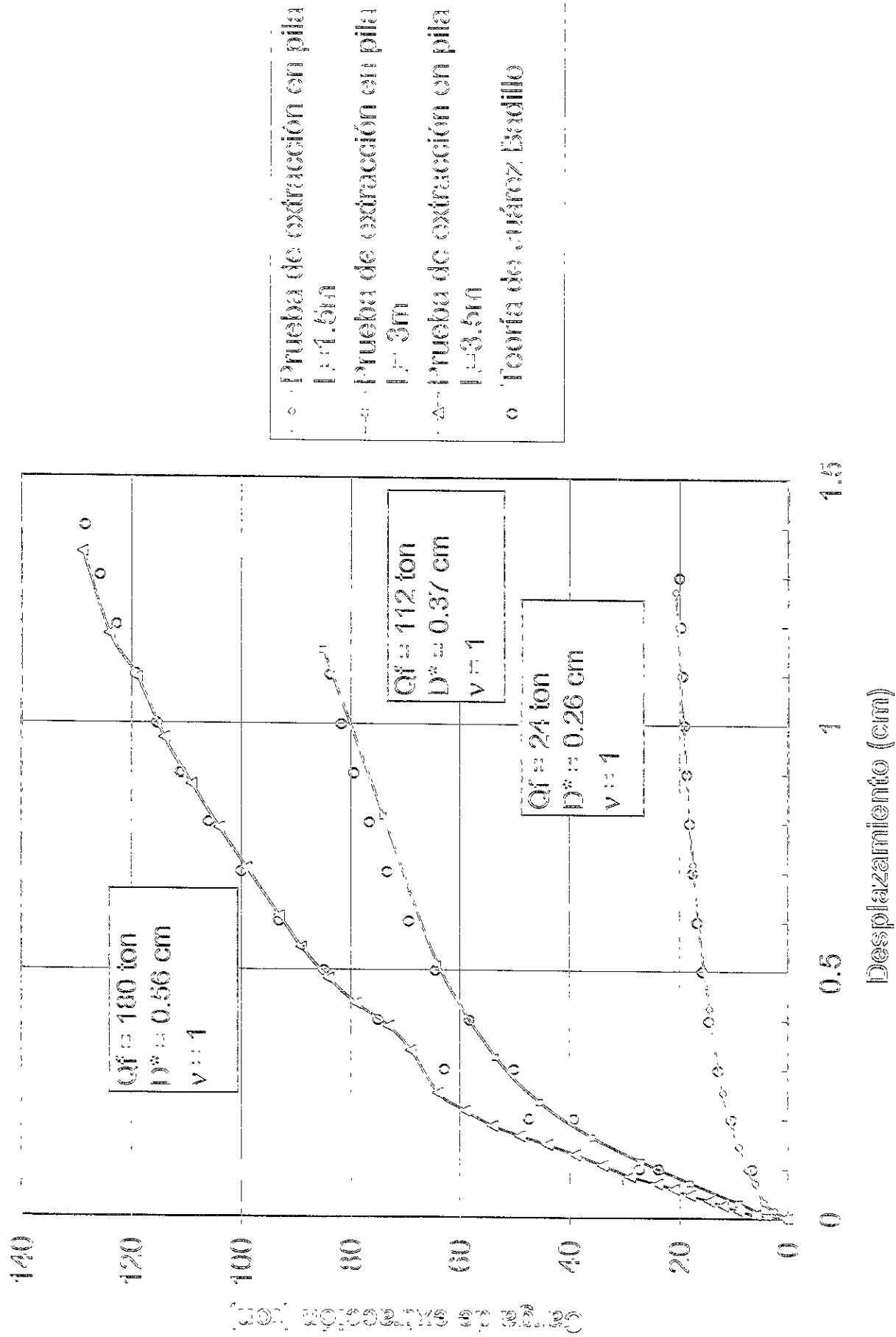
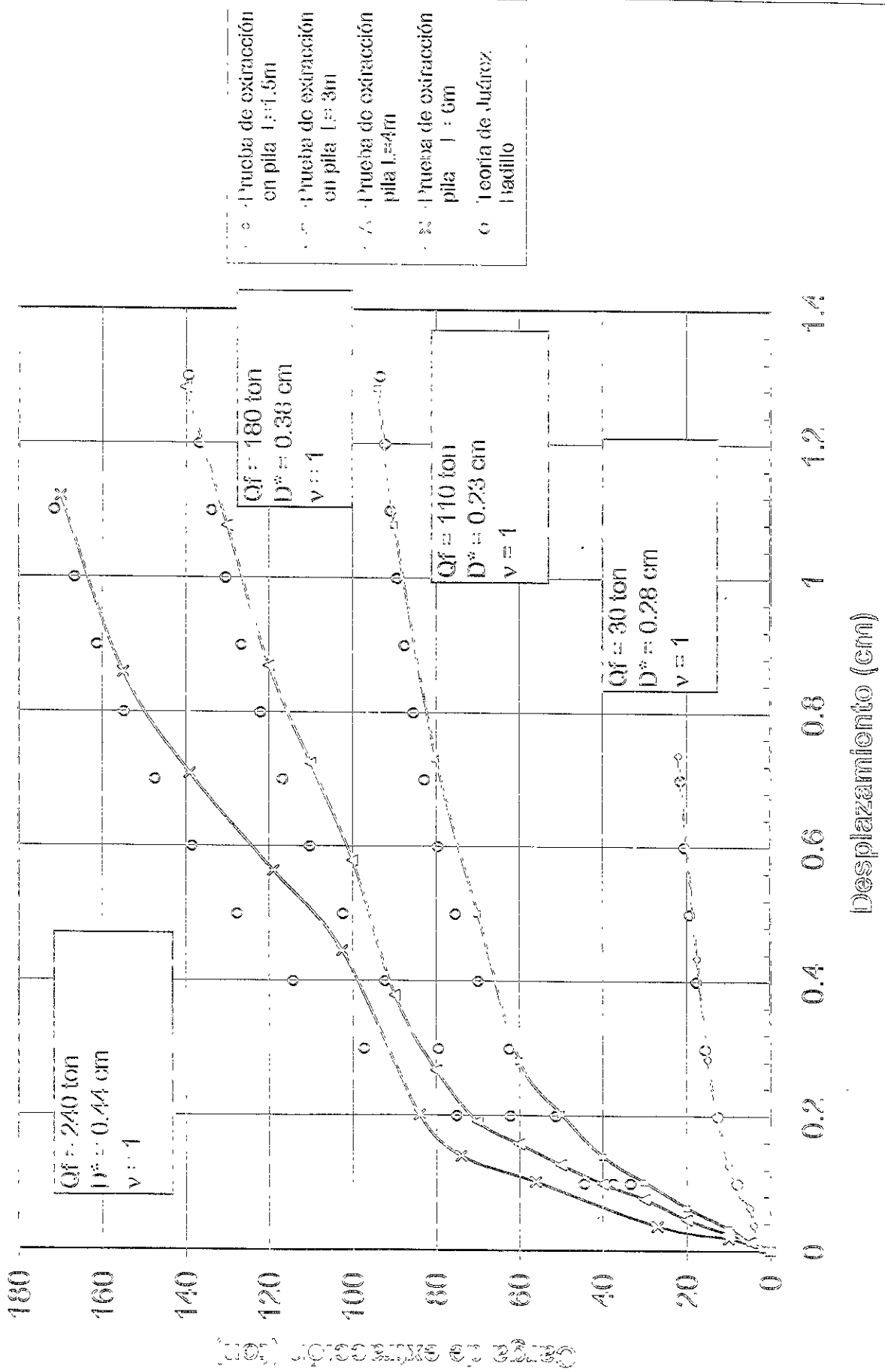


Figura 6.4.4 Aplicación de la teoría de Proporcionalidad Natural (Juárez, Badillo, 1985) para las pilas del Sitio American Fork



6.- ANALISIS DE LOS RESULTADOS. COMPARACIÓN DE LOS RESULTADOS PROCEDENTES DE PRUEBAS DE EXTRACCIÓN Y DE MÉTODOS TEÓRICOS

6.1 Introducción

La carga última por fricción determinada mediante los métodos de Reese y O'Neil (1988), Meyerhof (1976) y Kulhawy (1991) fue calculada en las Tablas 4.1 a 4.28 y los resultados se resumen en las Tablas 6.1 y 6.2. La primera muestra los resultados obtenidos en depósitos de arena y arenas con grava, mientras que en la segunda aparecen los resultados obtenidos en gravas. Así mismo, las Tablas 6.1 y 6.2 presentan los resultados obtenidos en las pruebas de extracción, según los tres métodos de interpretación descritos en el Capítulo 2. En las Figuras 6.1 (a) y (b) se muestra la comparación en el valor de la carga última por fricción obtenida con los tres métodos.

TABLA 6.1 COMPARACIÓN DE LA CARGA ÚLTIMA POR FRICCIÓN OBTENIDA EN PRUEBAS DE EXTRACCIÓN Y CON METODOS TEORICOS, EN ARENAS Y ARENAS CON GRAVA

Sitio de Prueba	Longitud real de la pila (m)	Carga última por fricción determinada en prueba Qsu (ton)			Carga última por fricción según métodos teóricos Qsu (ton)		
		Tangente doble	Pendiente - tangente	Desplazamiento máximo de 1.3 cm	Reese y O'Neil	Meyerhof	Kulhawy
<i>Provo</i>	1.3	13.5	14.8	15.5	4.9	9.8	2.0
	3.2	44.5	45.8	48.4	26.2	26.6	8.8
	4.4	110.3	104.5	118.6	49.6	43.8	16.7
	6.1	128.4	132.0	168.4	81.7	58.0	27.6
<i>Point of Mountain East</i>	1.7	17.0	17.0	17.8	5.4	13.0	11.0
	2.7	41.3	45.5	52.3	20.1	22.1	25.8
	4.5	70.9	76.7	87.2	48.2	40.4	58.2
	6.1	136.7	150.8	143.7	64.9	45.1	72.9
<i>Point of M. West</i>	1.7	8.5	9.2	10.7	5.9	7.1	2.1
	3.3	25.1	25.3	29.5	20.7	15.8	6.7
<i>Big Cottonwood</i>	1.8	7.0	6.7	6.5	7.1	6.4	5.8
	3.0	33.7	36.7	40.0	19.1	15.7	13.6
	4.9	50.8	51.0	55.8	23.8	27.5	29.6
	6.2	74.0	81.7	90.4	69.3	43.0	45.0
Promedio	1.3 - 6.2	54.4	57.0	63.2	31.9	26.7	23.4

TABLA 6.2 COMPARACIÓN DE LA CARGA ÚLTIMA POR FRICCIÓN OBTENIDA EN PRUEBAS DE EXTRACCIÓN Y CON METODOS TEORICOS, EN GRAVAS

Sitio de Prueba	Longitud real de la pila (m)	Carga última por fricción determinada en prueba Qsu (ton)			Carga última por fricción según métodos teóricos Qsu (ton)		
		Tangente doble	Pendiente - tangente	Desplazamiento máximo de 1.3 cm	Reese y O'Neil	Meyerhof	Kulhawy
Spanish Fork	1.5	17.8	17.1	20.7	5.1	11.4	1.8
	3	61.4	70.8	89.7	22.0	28.1	7.3
	3.5	106.2	102.9	127.1	28.1	32.4	9.2
American Fork	1.5	21.5	21.3	25.0	6.5	10.0	2.4
	3	76.3	77.5	94.0	23.8	26.4	7.9
	4.1	98.8	105.0	140.5	44.2	37.1	14.6
	5.9	138.8	136.9	178.1	84.7	54.3	28.1
Kennecott	1.7	22.8	20.7	30.1	7.0	12.5	6.5
	3.2	63.4	77.9	92.7	22.4	24.2	16.9
	4.5	74.5	88.9	131.2	42.1	34.6	29.6
	6	146.7	144.8	215.1	70.2	47.3	47.1
Mapleton	1.7	44.9	48.1	55.0	7.9	18.5	2.9
	3.1	70.0	69.4	80.0	25.3	34.4	8.2
	3.8	81.5	96.3	126.4	34.1	37.8	11.0
Promedio	1.5 - 6	73.2	77.0	100.4	30.2	29.2	13.8

6.2 Comparación de los resultados obtenidos en las pruebas de extracción según el criterio de interpretación

Al analizar los resultados enlistados en las Tablas 6.1 y 6.2 se observa lo siguiente:

1. Con el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm* se obtuvo los mayores valores en la carga última por fricción en el 93 % de los casos
2. Con el *criterio de la tangente doble* se obtuvo los menores valores en la carga última por fricción en el 66 % de los casos.
3. Con el *criterio de la pendiente - tangente* se obtuvo los menores valores en la carga última por fricción en el 30 % de los casos.
4. En el caso de depósitos de arena y arenas con grava, la carga última por fricción determinada con el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm* es en promedio 11 % mayor que la calculada con el *criterio de la pendiente - tangente* y 17 % mayor que la obtenida con el *criterio de la tangente doble*.
5. En el caso de depósitos de grava, la carga última por fricción determinada con el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm* es en promedio 30 % mayor que la

calculada con el *criterio de la pendiente – tangente* y 37 % mayor que la obtenida con el *criterio de la tangente doble*.

6. Con base en lo descrito en los puntos 4 y 5 anteriores, se observa que la disparidad en los métodos de interpretación es mayor en depósitos de grava que en depósitos de arena y arena con grava.
7. Los valores de la carga última por fricción determinadas con los *criterios de la pendiente – tangente* y *de la tangente doble* son muy parecidos y aparentemente no son influenciados por el contenido de grava presente en el depósito. La carga última por fricción determinada con el *criterio de la pendiente – tangente* es en promedio apenas 5% superior a la determinada con el *criterio de la tangente doble*.
8. Los resultados indican que las diferencias entre los criterios de interpretación de las pruebas de extracción no aumentan a medida que se incrementa la profundidad de la pila.

6.3 Comparación de los resultados obtenidos en los métodos teóricos

Las capacidades de carga por fricción empleando los métodos de Reese y O'Neil (1988), Meyerhof (1976) y Kulhawy (1991) para cada pila ensayada por Golder (2000) se presentan en las Tablas 6.1 y 6.2 y gráficamente en la Figura 6.1 (a) y (b). El análisis de los resultados se reporta a continuación:

1. En el 42 % de los casos analizados en **depósitos de arena y arenas con grava**, el máximo valor de la carga última por fricción se obtuvo con el método de Reese y O'Neil (principalmente al tratarse de depósitos homogéneos, donde la compacidad relativa del depósito era constante a través de la profundidad) mientras que en el 29 % de los casos el máximo valor de la carga última por fricción fue determinado con el método de Meyerhof (ocurriendo esto en depósitos heterogéneos, donde existían algunos estratos particularmente muy densos). El método de Kulhawy arrojó el máximo valor de la carga última por fricción también en el 29 % de los casos, ocurriendo ello en algunos depósitos cuyo OCR es mayor que 1.
2. En el 71 % de los casos analizados en **depósitos de grava**, el máximo valor de la carga última por fricción se obtuvo con el método de Meyerhof (ocurriendo esto en las 10 pilas con longitud menor de 4 m, independientemente de las propiedades del suelo), mientras que en el 29 % de los casos el máximo valor de la carga última por fricción fue determinado con el método de Reese y O'Neil (ocurriendo ello para las cuatro pilas con longitud mayor de 4 m). El método de Kulhawy no arrojó el máximo valor de la carga última por fricción en ninguno de los casos analizados, a pesar de que uno de los depósitos tiene un OCR es mayor que 1.
3. El método de Reese y O'Neil y el método de Meyerhof ofrecen resultados similares. En **promedio**, la carga última por fricción determinada con el método de Reese y O'Neil

es 20 % mayor que la determinada con el método de Meyerhof, en depósitos de arena. En depósitos de grava la diferencia es aún menor, siendo apenas del 3 %.

4. En promedio, el método de Kulhawy proporcionó valores de la carga última por fricción 36 % inferiores a los obtenidos con el método de Reese y O'Neil en depósitos de arena, mientras que en depósitos de grava la diferencia aumenta hasta 220 %. Los resultados son altamente conservadores en todos los depósitos considerados con OCR igual a uno. Aunque es posible que algunos de los suelos considerados tuviesen en realidad un OCR mayor que uno y que por ende en verdad tuvieran mayor carga última por fricción, no existe un método sencillo para estimar el índice OCR en gravas. Es interesante notar que cuando el parámetro K en el método de Kulhawy es mantenido igual o mayor que uno, las capacidades de carga por fricción se acercan a las calculadas con los métodos de Reese y O'Neil y Meyerhof.

6.4 Comparación de los resultados obtenidos en pruebas de extracción y los métodos teóricos

La comparación de los resultados obtenidos en pruebas de extracción y los valores de la carga última por fricción calculados con los métodos de Reese y O'Neil, Meyerhof y Kulhawy se presentan en las Figuras 6.2 a 6.10. Cada método teórico se comparó con la carga última por fricción determinada en campo según los criterios de falla del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, de la *pendiente - tangente* y de la *tangente doble*.

6.4.1 Comparación de las cargas últimas por fricción calculadas con el método de Reese y O'Neil y las determinadas con los criterios del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, de la *pendiente - tangente* y de la *tangente doble*

Las Figuras 6.2 a 6.4 muestran la relación existente entre el método de Reese y O'Neil y las cargas últimas por fricción determinadas con los criterios del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, de la *pendiente - tangente*, y de la *tangente doble*, respectivamente. La *línea de ajuste perfecto* corresponde a la línea donde caerían los puntos si las capacidades teóricas y las determinadas en pruebas coincidieran. En todos los casos las mediciones en campo son sensiblemente superiores a las cargas últimas por fricción calculadas con los métodos teóricos. Por ejemplo, al usar el método de la *pendiente - tangente* en pilas ensayadas en grava se obtuvo cargas últimas por fricción 60 a 200 % mayores que las calculadas con los métodos teóricos, como se muestra en la Figura 6.2. En 11 de 14 casos, la carga última por fricción obtenida en campo fue superior en más del 100 % a la carga última por fricción teórica. Con el criterio del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, las cargas últimas por fricción determinadas en pruebas de extracción son mayores, por lo que la diferencia con las cargas últimas por fricción teóricas es superior que con el criterio de la *pendiente - tangente*, registrando resultados 150 a 300 % mayores, como se observa en la Figura 6.3.

La discrepancia entre las capacidades de carga por fricción determinadas en pruebas de extracción y las determinadas teóricamente parece incrementarse al aumentar el contenido de grava presente en el depósito. Las cargas últimas por fricción determinadas en pruebas de carga en arenas son apenas 20 a 40 % superiores a las teóricas, mientras que en

arenas con grava las diferencias van de 20 a 100% y en depósitos de grava las diferencias son de 60 a 200 %, siendo en todos los casos mayores las cargas últimas por fricción determinadas en pruebas de extracción que las calculadas teóricamente.

Por último, la diferencia entre la carga última por fricción determinada en pruebas de extracción y la teórica disminuye conforme aumenta la longitud de las pilas, es decir, en pilas profundas la diferencia entre las cargas disminuyó.

6.4.2 Comparación de las cargas últimas por fricción calculadas con el método de Meyerhof y las determinadas con los criterios del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, de la *pendiente - tangente* y de la *tangente doble*

Las Figuras 6.5 a 6.7 muestran la relación existente entre el método de Meyerhof y las cargas últimas por fricción determinadas con los criterios del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, de la *pendiente - tangente* y de la *tangente doble*, respectivamente. Nuevamente, sensibles diferencias entre las cargas teóricas y las determinadas en campo pueden observarse en los suelos que contienen gravas. En todos esos casos, las cargas determinadas en pruebas de extracción van muy por encima de la *línea de ajuste perfecto*. Por ejemplo, al usar el método de *pendiente - tangente* en pilas ensayadas en grava se obtuvo cargas últimas por fricción 60 a 200 % mayores que las calculadas con los métodos teóricos, como se muestra en la Figura 6.6. Con el criterio del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, las cargas últimas por fricción determinadas en campo son mayores, por lo que la diferencia con las cargas teóricas es superior que con el criterio de la *pendiente - tangente*, registrando cargas de 100 a 300 % mayores, como se muestra en la Figura 6.6. Analizando las Figuras 6.5 a 6.7 se observa que las cargas teóricas deberían multiplicarse por dos. Esto provocaría que las cargas últimas por fricción en arenas con grava prácticamente coincidieran con la *línea de ajuste perfecto*.

Al igual que lo observado en el método de Reese y O'Neil, la diferencia entre las cargas últimas por fricción determinadas en pruebas de extracción y las determinadas teóricamente parece incrementarse al aumentar el contenido de grava presente en el depósito, aunque esta diferencia no es tan grande en el método de Meyerhof que con el método de Reese y O'Neil. Esto se debe principalmente a que el número de golpes determinado en la Prueba de Penetración Estándar aumenta con el contenido de grava en el depósito, mientras que el método de Reese y O'Neil es prácticamente independiente del número de golpes.

Finalmente y en contraste con el método de Reese y O'Neil, la diferencia entre la carga última por fricción determinada en pruebas de extracción y la teórica aumenta conforme se incrementa la longitud de las pilas, es decir, en pilas profundas la diferencia entre las cargas aumentó.

6.4.3 Comparación de las cargas últimas por fricción calculadas con el método de Kulhawy y las determinadas con los criterios del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, de la *pendiente - tangente* y de la *tangente doble*

Las Figuras 6.8 a 6.10 muestran la relación existente entre el método de Kulhawy y las cargas últimas por fricción determinadas con los criterios del *desplazamiento máximo de 1.3 cm*, de la *pendiente - tangente* y de la *tangente doble*, respectivamente. Para depósitos de arena y arenas con grava, las cargas determinadas en pruebas de extracción fueron de 100 a 150 % superiores a las calculadas con la teoría. Sin embargo, en depósitos de grava, las diferencias entre lo medido y lo teórico fueron de 200 a 1,000 %. Del pasado geológico de los Sitios *Point of Mountain East*, *Kennecott* y *Big Cottonwood* se sabía que habían sido expuestos a una sobrecarga mayor a la que actualmente experimentan, pudiéndose por tanto determinar su índice OCR. Los demás Sitios fueron supuestos con un OCR igual que uno, ya que estudios geológicos lo prueban (Golder 2000).

Para el Sitio Kennecott, donde se sabía de la antigua presencia de un depósito aluvial 4 m de espesor producto de una inundación y que hace unos cuantos años fue removido, las cargas últimas por fricción determinadas en pruebas de extracción fueron de 200 a 400 % mayores que las cargas teóricas. Sin embargo, en otros sitios donde los depósitos tienen un OCR igual a uno, las cargas últimas por fricción determinadas en pruebas de extracción son de 800 a 1,000 % superiores a las calculadas mediante la teoría.

Esta disparidad es atribuible a la dificultad en determinar los valores adecuados del ángulo de fricción interna y del coeficiente de presión lateral K. Sin embargo, cuando el suelo tiene un OCR igual a uno, la fricción en el fuste es relativamente insensible a esos parámetros según las ecuaciones propuestas por Mayne y Kulhawy (1982). Eso puede comprobarse analizando al coeficiente de presión lateral K. Según se mencionó en el inciso 3.4.3, Kulhawy hace la hipótesis de que K es igual al coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , el cual está dado por:

$$K_0 = 1 - \text{sen } \phi \dots \dots \dots (6.1)$$

El valor de K_0 se multiplica por la tangente del ángulo de fricción entre suelo y pila, mismo que Kulhawy supone (inciso 3.4.3) que es igual al ángulo de fricción interna del suelo. Por lo tanto, se tiene:

$$\beta = K_0 \cdot \tan \phi = (1 - \text{sen } \phi) \cdot \tan \phi \dots \dots \dots (6.2)$$

El valor de β es casi constante con respecto al ángulo de fricción interna, como se muestra en la Figura 6.11, donde se aprecia que para $45^\circ \geq \phi \geq 30^\circ$ que corresponde al rango usual del ángulo de fricción interna para suelos granulares, el valor de β varía apenas de 0.289 a 0.3. Con base en lo anterior puede decirse que en suelos con OCR igual a uno, el método de Kulhawy difícilmente podrá predecir la carga última por fricción si se

emplea un coeficiente de presión lateral K igual al coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , calculado con la Ecuación (6.1).

6.5 Explicaciones posibles al aumento en la carga última por fricción en depósitos de grava compacta

Existen varias explicaciones posibles relacionadas con la magnitud de la carga última por fricción determinada en pruebas de extracción en depósitos de grava compacta con respecto a la carga última calculada con los métodos teóricos. Estas son: (a) ecuaciones conservadoras; (b) granos de suelo ligados con algún cementante; (c) aumento de la rugosidad en la interfase pila - suelo; (d) fenómeno de dilatación y su efecto en el ángulo de fricción interna, y (e) mayor presión lateral contra el fuste de la pila.

Esos factores se discuten a continuación.

6.5.1 Ecuaciones conservadoras

Todas las ecuaciones de diseño son un tanto conservadoras puesto que llevan implícito un factor de seguridad para cubrir posibles desviaciones de la base de datos que las sustenta. Reese y O'Neil (1988) mencionan que su método fue propuesto para ser 25 % conservador.

6.5.2 Granos de suelo ligados con cementante

Dos tipos de cementantes juegan un papel importante en la carga última por fricción: los naturales y los artificiales.

Por cementantes naturales se entienden aquellos que forman parte de un depósito de suelo, otorgándole cohesión, como puede ser la arcilla, el carbonato de calcio, etc. En el caso de los depósitos donde se realizaron las pruebas de extracción reportadas por Golder (2000) los suelos fueron granulares, con un contenido de arcilla menor de 4 % y únicamente en el caso del Sitio *Spanish Fork*, un pequeño recubrimiento de carbonato de calcio que cubría a las gravas, mismo que después de ser analizado por un Geólogo se llegó a la conclusión que no era lo suficiente como para considerarle propiedades cohesivas al depósito, como se mencionó en el inciso 4.1.6.

Por cementantes artificiales se entienden aquellos agentes ajenos al depósito que provocan cohesión en el suelo. En el caso de pilas construidas en suelos granulares, un cementante muy importante proviene precisamente del concreto, ya que al necesitarse una mezcla muy trabajable, la cantidad de agua que se requiere es muy grande. La pasta de cemento resultante es tan fluida que tiende a desplazarse desde las paredes de la excavación hacia el interior del depósito granular, sobre todo cuando éste es muy permeable. Como resultado de esto, la superficie de falla tiende a emigrar de la interfase suelo - pila, desplazándose unos centímetros hacia el interior del depósito. Reese y O'Neil (1988)

mencionan un aumento de 10 % en el diámetro efectivo de la pila, con el proporcional incremento en la carga última por fricción.

Al utilizar los métodos de Reese y O'Neil, Meyerhof y Kulhawy para calcular la capacidad de carga por fricción, no se tomó en cuenta el incremento en el diámetro de la pila causado por el cementante artificial.

6.5.3 Aumento de la rugosidad en la interfase pila - suelo

Inspecciones en las paredes de la excavación de un gran número de pilas construidas en depósitos granulares han mostrado que la superficie del suelo es altamente rugosa, por lo que la fricción que se genera en la interfase suelo - pila es muy alta y normalmente excede el valor de $\tan \phi$ (Kulhawy, 1982). La superficie de falla ya no corre a lo largo de la frontera entre pila y suelo, sino que al igual que se mencionó en el punto anterior, la superficie de falla se desplaza hacia el interior del depósito. Se produce un aumento en el diámetro efectivo de la pila, con el proporcional incremento en la carga última por fricción.

Solo la teoría de Kulhawy hace uso del aumento en la fricción desarrollada en el fuste de la pila como consecuencia en el incremento de la rugosidad en la interfase pila - suelo.

6.5.4 Fenómeno de dilatación y su efecto en el ángulo de fricción interna

Los depósitos de grava arenosa muy compacta normalmente poseen mayor ángulo de fricción interna en campo que la determinada en el laboratorio para bajos esfuerzos de confinamiento. La razón de ello puede estar en la dilatación que estos suelos presentan durante la aplicación de esfuerzos cortantes.

La dilatación es muy significativa en suelos granulares muy compactos. Además los depósitos de grava arenosa compacta son más susceptibles de presentar ese comportamiento que las arenas compactas ya que hay más trabazón entre granos.

La influencia de la dilatación en el ángulo de fricción interna máximo se muestra en la Figura 6.12 (tomado de Mitchell, 1976), que ilustra la composición de ϕ máximo para un suelo granular como función de la porosidad (n %). En esa figura se observa que el ángulo de fricción interna máximo en un suelo granular se compone de tres partes: (a) la fricción en los puntos de contacto entre los granos; (b) el reacondicionamiento entre los granos, y (c) la dilatación.

La Figura 6.12 muestra que para un suelo granular en su estado más compacto, el ángulo de fricción interna está compuesto únicamente de fricción y dilatación, mientras que cuando se alcanza la relación de vacíos crítica del suelo, la falla de éste no se acompaña de cambios de volumen por lo que el ángulo de fricción interna está compuesto por fricción más reacondicionamiento de los granos, sin dilatación.

Con base en lo anterior puede concluirse que ya que los depósitos de grava en donde se realizaron las pruebas de extracción son muy compactos, exhibieron dilatancia al ser sometidos a carga, aumentando el ángulo de fricción interna conforme a lo ilustrado en la Figura 6.12. Como consecuencia de ese aumento en ϕ se incrementa la carga última por fricción, aumento que no es tomado en cuenta por ninguno de los métodos teóricos aquí analizados.

La Figura 6.13 muestra que en suelos granulares muy compactos, la dilatancia ocurre para niveles de confinamiento tanto bajos como altos (Holtz y Kovacs, 1981) y solo para muy altos esfuerzos de confinamiento ésta se inhibe. Por lo tanto es de esperarse que la dilatancia haya ocurrido a todo lo largo de la pila, a través del depósito de grava muy compacta, incrementándose el ángulo de fricción interna y aumentando por ende la capacidad de carga por fricción.

6.5.5 Mayor presión lateral contra el fuste de la pila

Si existiera una mayor presión lateral contra el fuste de la pila se produciría un aumento en el valor de β y por ende se incrementaría la carga última por fricción de la pila. Por ello surge el interés de determinar el valor del coeficiente de presión lateral K a partir de los resultados de las pruebas de extracción y comparar su valor contra el coeficiente de empuje de tierras en reposo, K_0 y con el coeficiente de presión pasiva del suelo, K_p . La comparación de estos tres parámetros se muestra en la Figura 6.14.

En esa figura se observa que el coeficiente de presión lateral K cerca de la superficie se aproxima a K_p y que disminuye con la profundidad, hasta alcanzar el valor de K_0 .

La Figura 6.14 muestra que cerca de la superficie, algunos valores de K son mayores que K_p , lo cual no es posible. Sin embargo, es razonable que el valor de K sea cercano a K_p ya que próximo a la superficie, la deformación es máxima y la presión de confinamiento es menor. Estos dos factores permitirían que el suelo fallara del modo pasivo, disminuyendo este efecto con la profundidad.

6.6 Curvas normalizadas carga - desplazamiento

Normalizar las curvas carga - desplazamiento permite determinar el desplazamiento de la pila como función del porcentaje de la carga última por fricción. Las curvas carga - desplazamiento normalizadas se han expresado de diversas maneras en el pasado. Para este trabajo se optó por representarlas como carga normalizada vs desplazamiento normalizado; para ello, el desplazamiento se normalizó para el diámetro promedio de la pila.

Curvas de carga normalizada vs desplazamiento normalizado para gravas y arenas con grava se presentan en las Figuras 6.15 y 6.16. Las curvas normalizadas de diversos Sitios tienden a ser muy similares entre sí. Además, las curvas para suelos similares tienden

a encajar dentro de un angosto rango de resultados. De la comparación entre ambas se observa que el desplazamiento necesario para movilizar la carga última por fricción en gravas es mayor que en arenas.

Las curvas carga - desplazamiento normalizadas obtenidas en depósitos de grava a partir de las pruebas de Golder (2000) muestran que se requiere de grandes desplazamientos para alcanzar la carga última por fricción, desplazamientos que son superiores a las que requirieron las pilas construidas en depósitos de arena para desarrollar la carga última por fricción. Por otra parte, al normalizar los datos de las pruebas realizadas por Golder (2000) empleando el *criterio de la tangente - doble*, mismo que generalmente arrojó los menores valores de la carga última por fricción, apenas desplazó la curva promedio un poco hacia abajo. Por lo tanto, forma de la curva carga - desplazamiento en gravas no es un resultado del criterio empleado para interpretar el comportamiento del material sino una propiedad de éste.

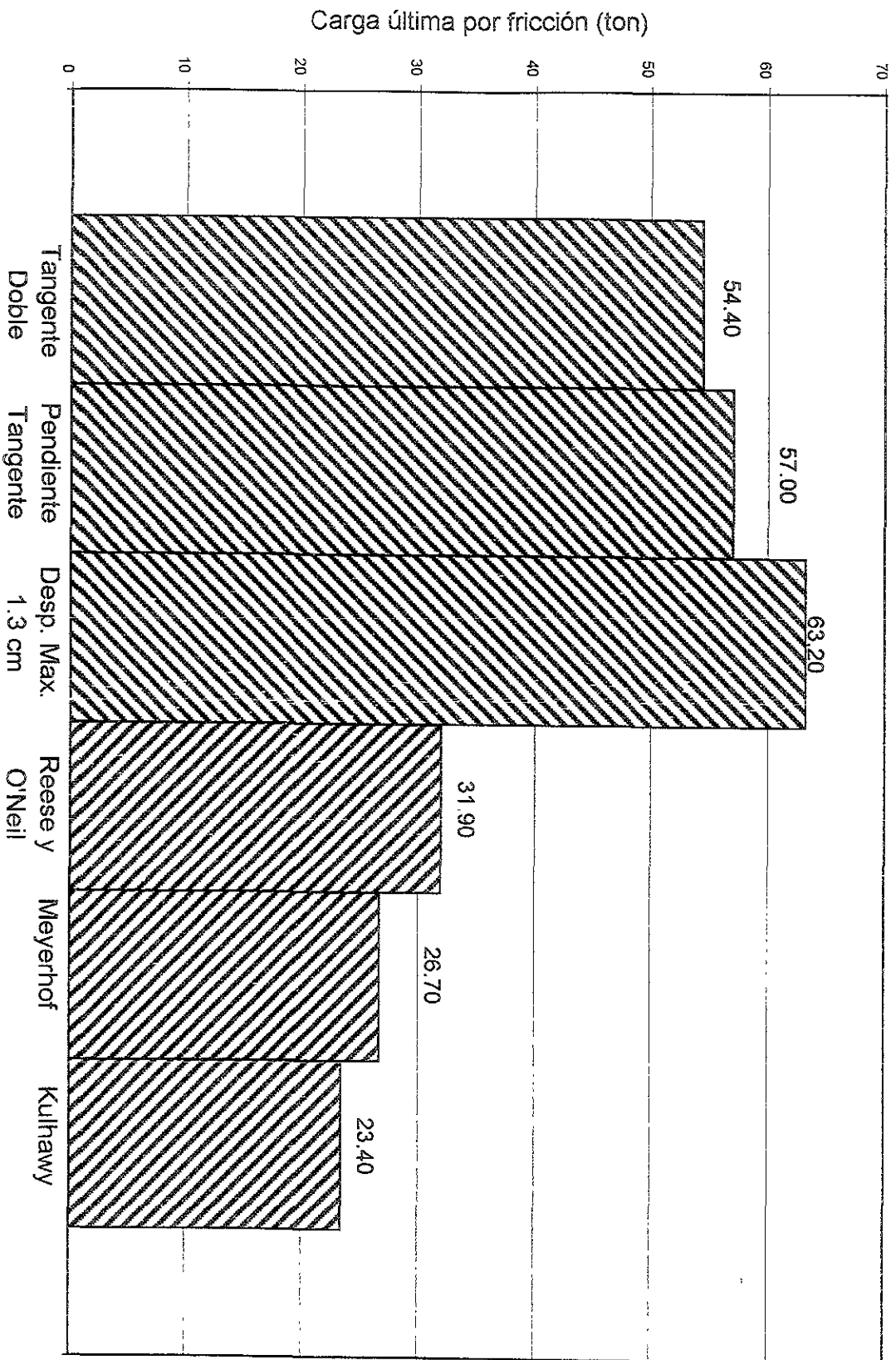
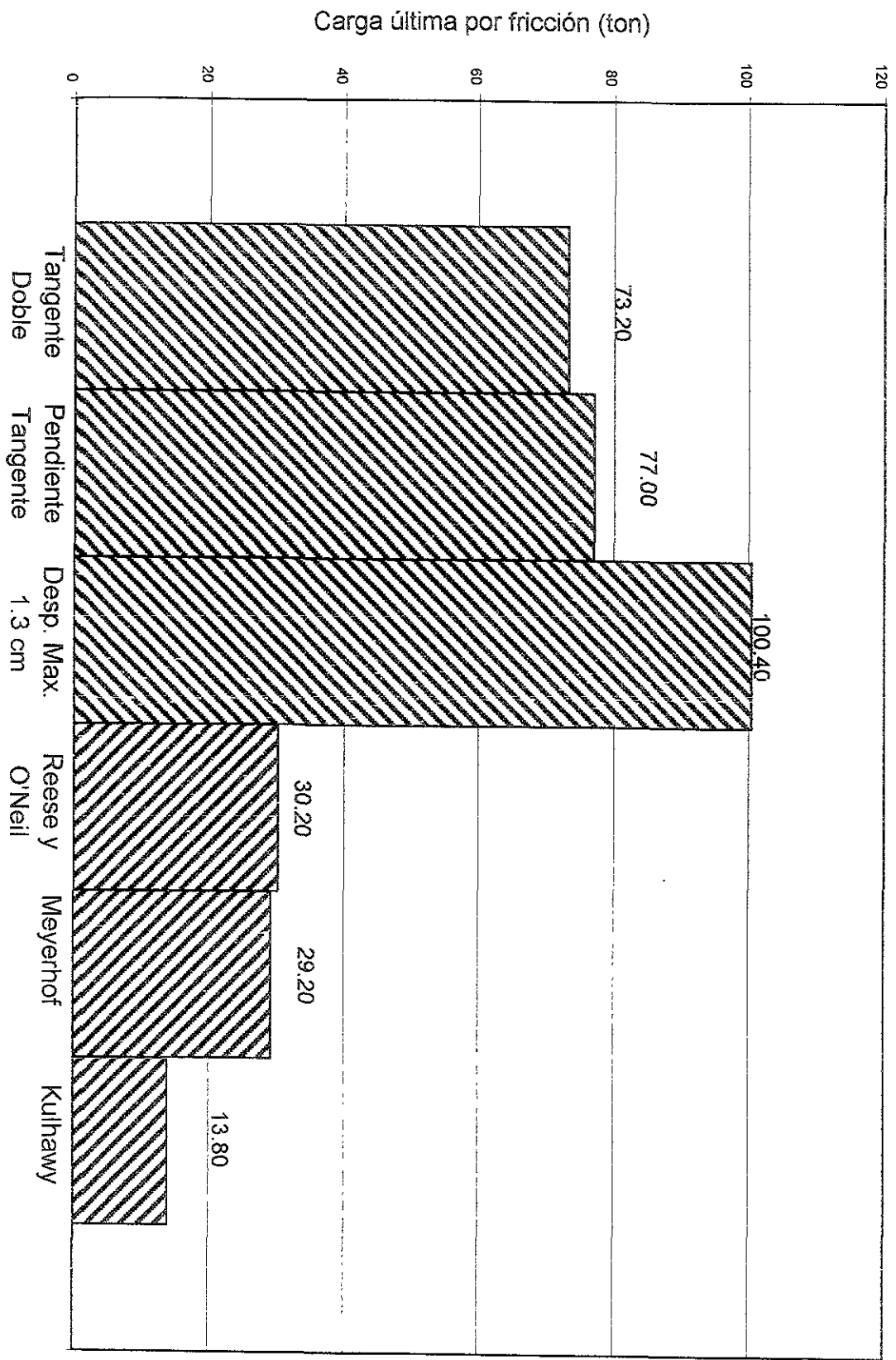


Figura 6.1a Comparación de la carga última por fricción (valores promedio en arenas y arenas con grava) determinada a partir de la interpretación de las pruebas de extracción y mediante los métodos teóricos

Figura 6.1b Comparación de la carga última por fricción (valores promedio en arenas y arenas con grava) determinada a partir de la interpretación de las pruebas de extracción y mediante los métodos técnicos



Carga última por fricción obtenida de pruebas de extracción
 (criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm) (ton)

Figura 6.2 Comparación en la carga última por fricción determinada con el criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm y con el método teórico de Reese y O'Neil

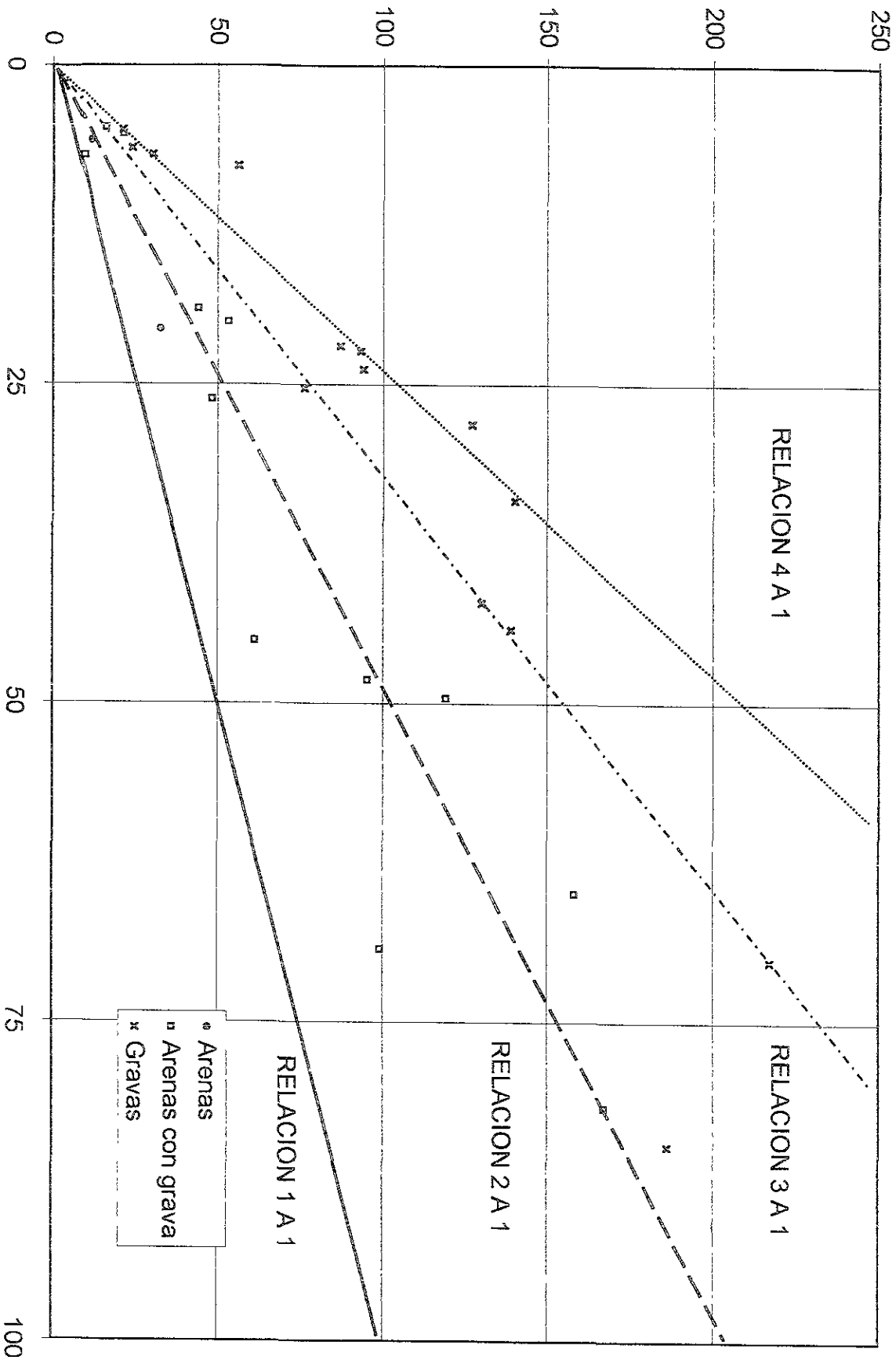
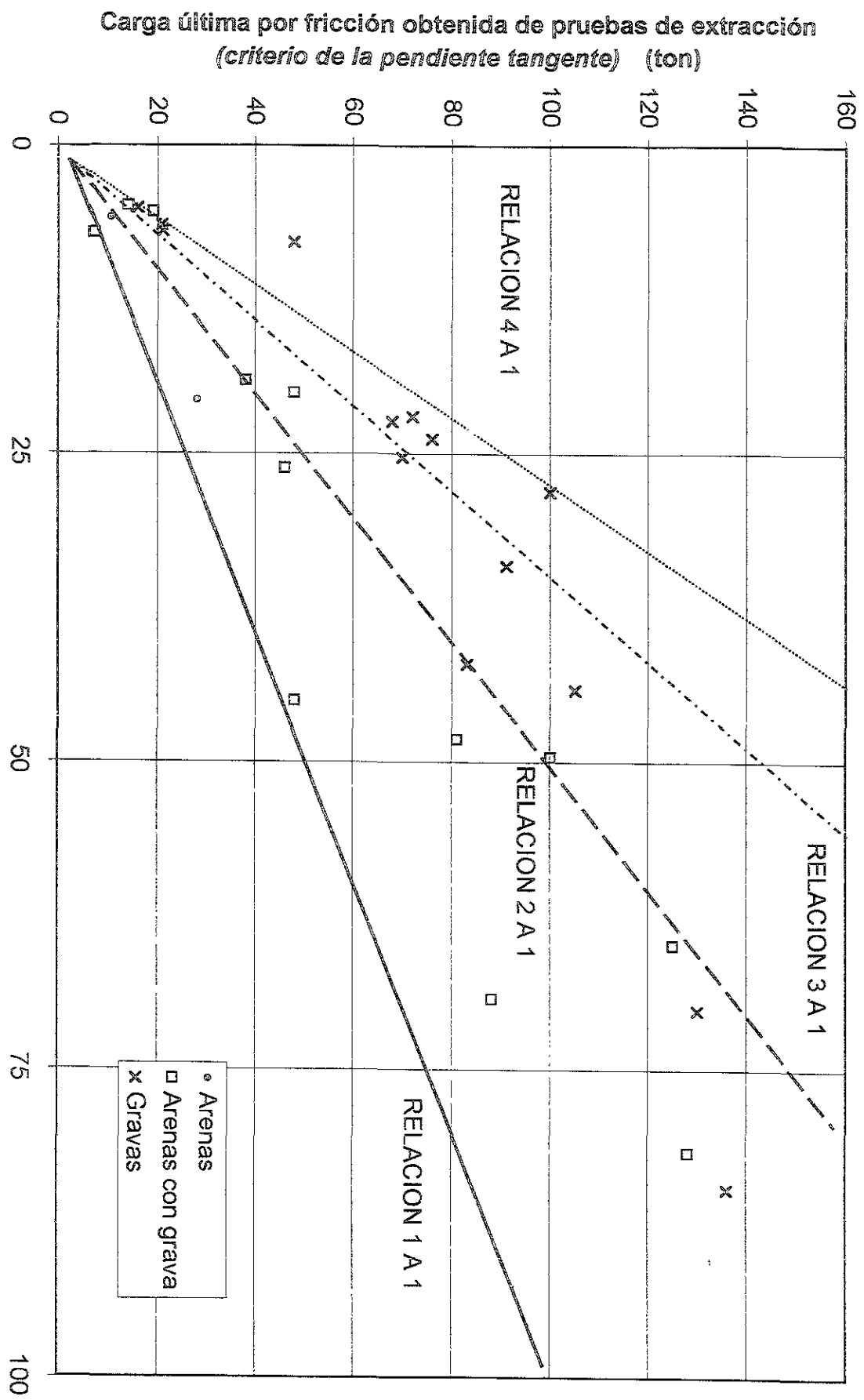
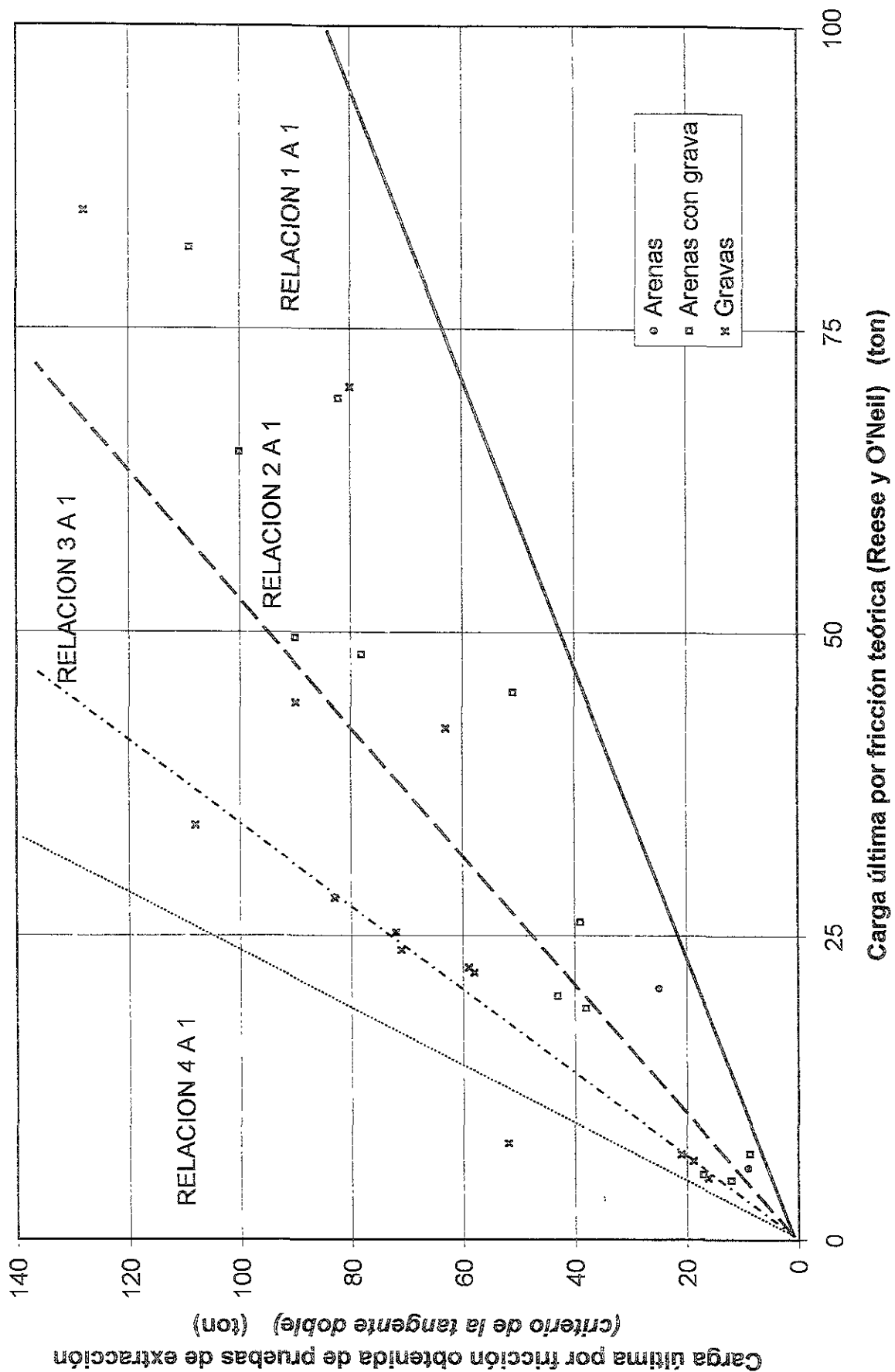
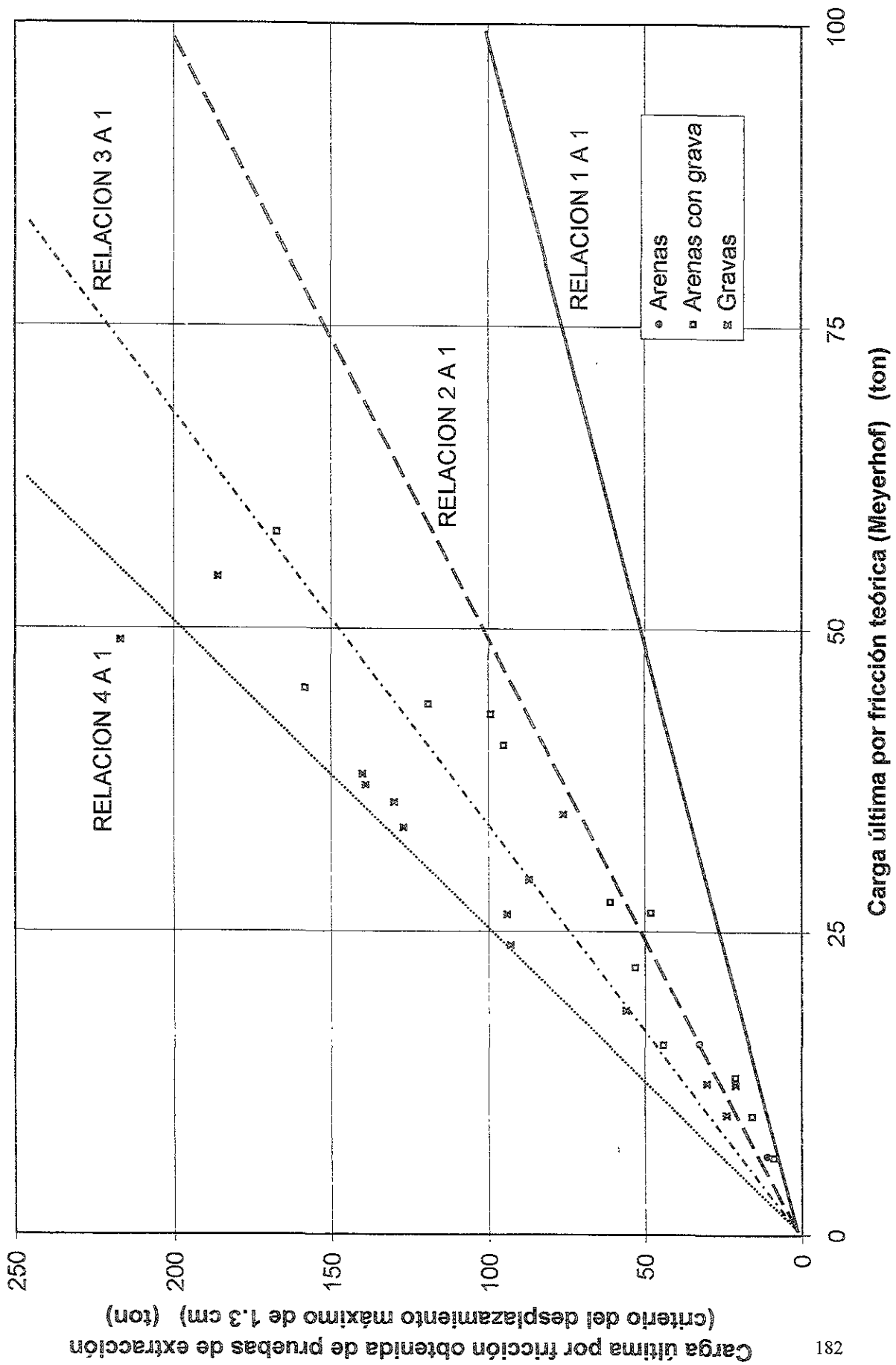


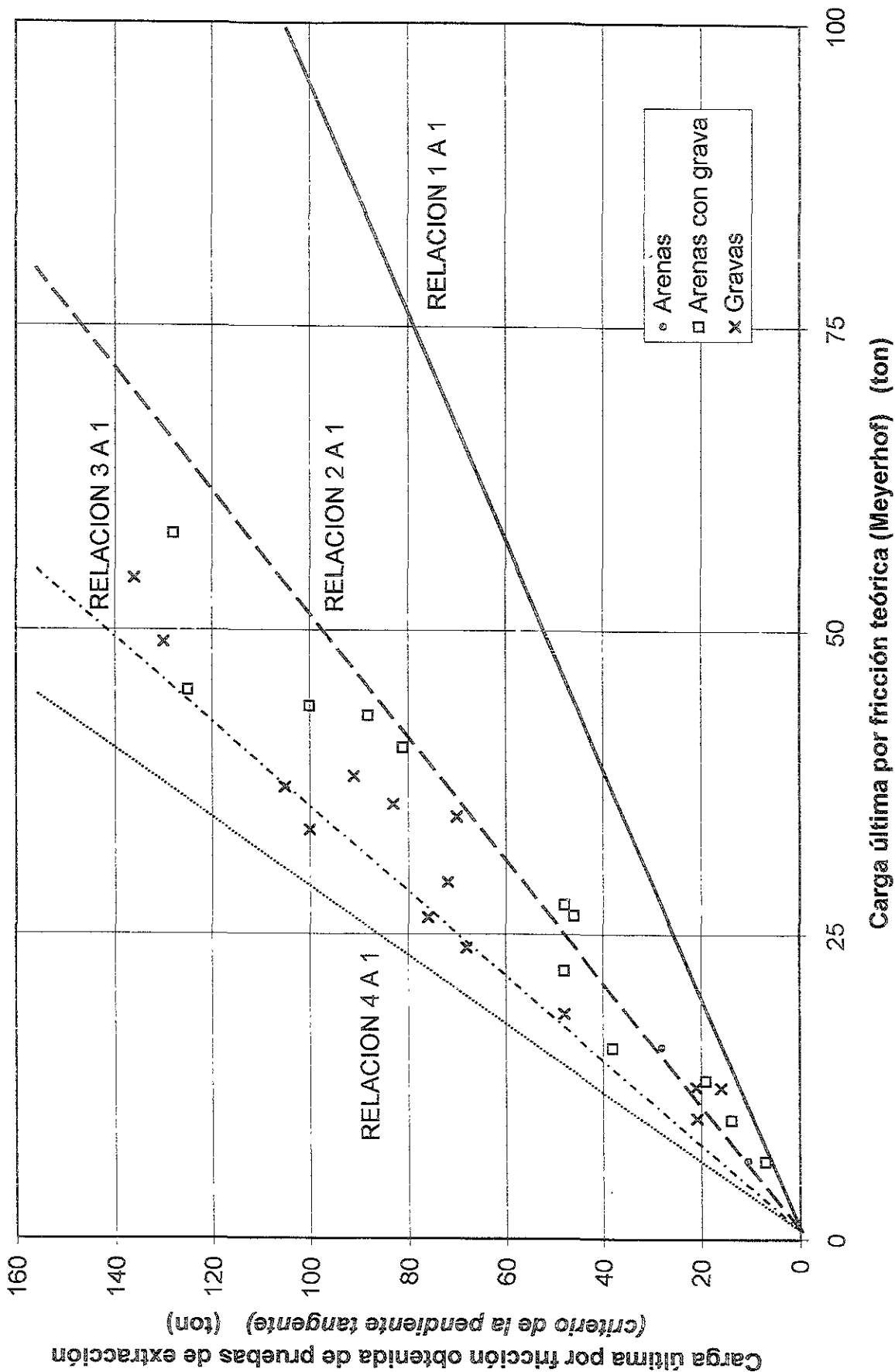
Figura 6.3 Comparación en la carga última por fricción determinada con el criterio de la pendiente tangente y con el método teórico de Reese y O'Neil

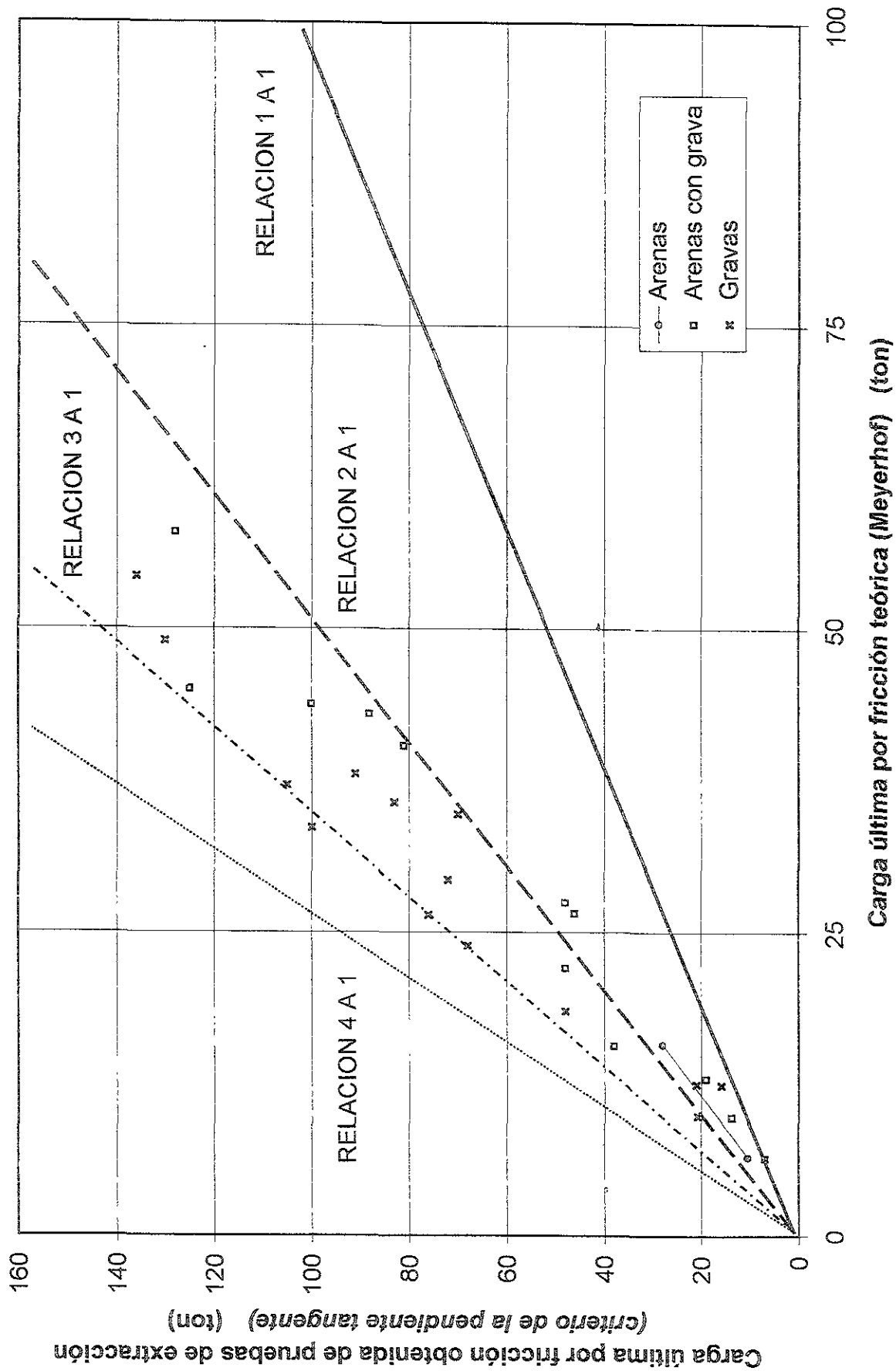




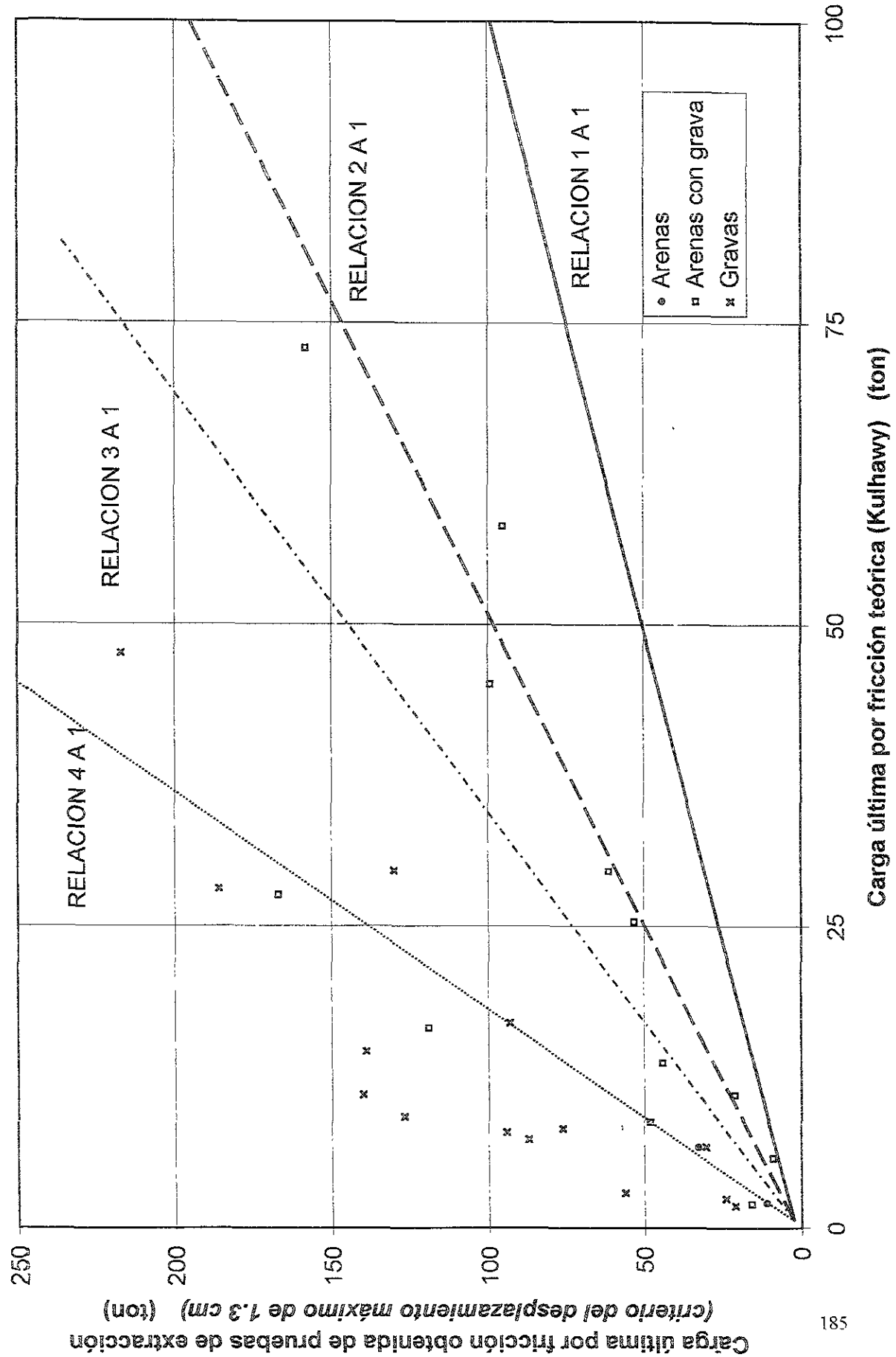


Carga última por fricción obtenida de pruebas de extracción (criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm) (ton)





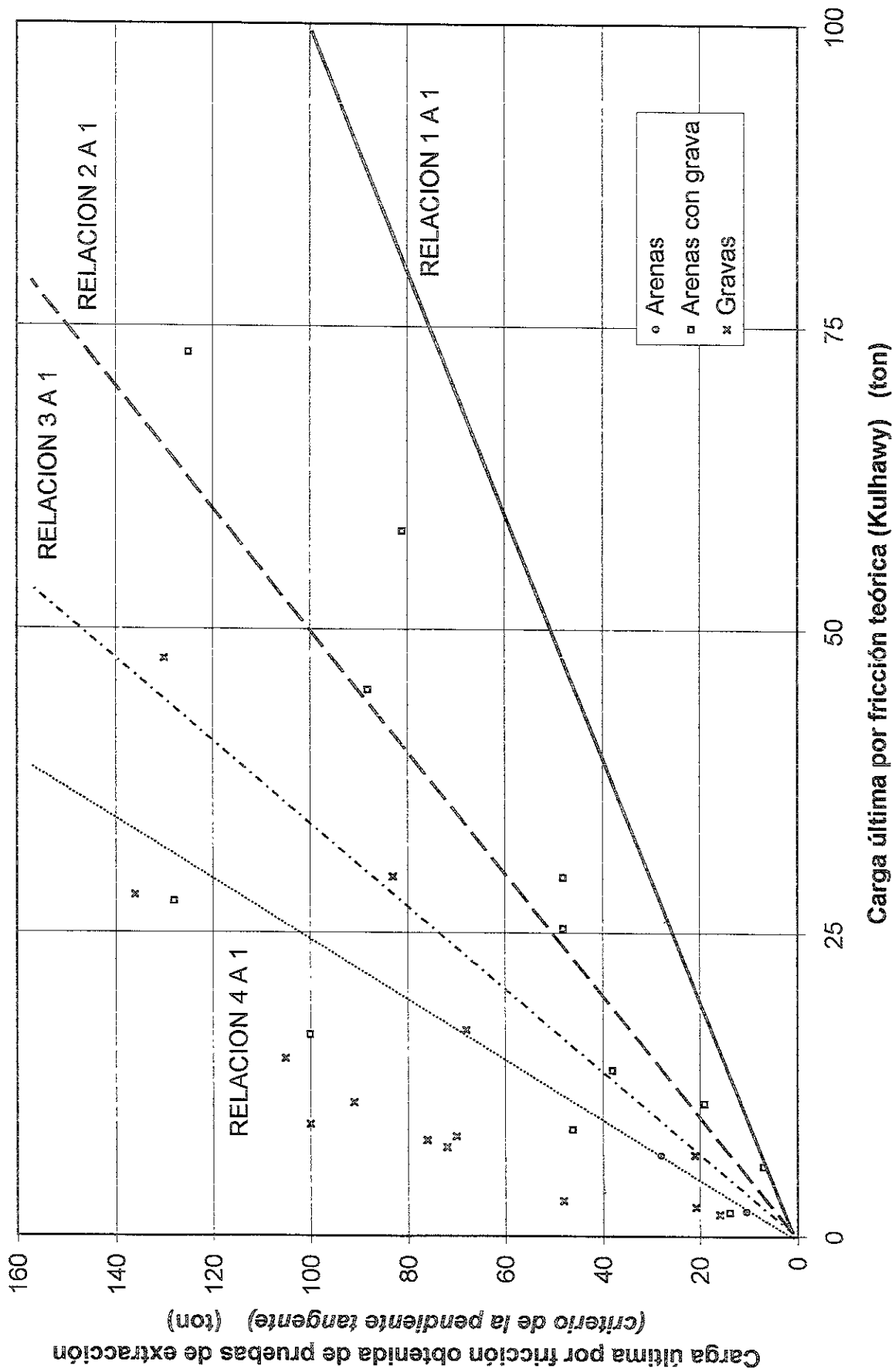
desplazamiento máximo de 1.3 cm y con el método teórico de Kulhawy



Carga última por fricción obtenida de pruebas de extracción (criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm) (ton)

Carga última por fricción teórica (Kulhawy) (ton)

- Arenas
- ◻ Arenas con grava
- × Gravas



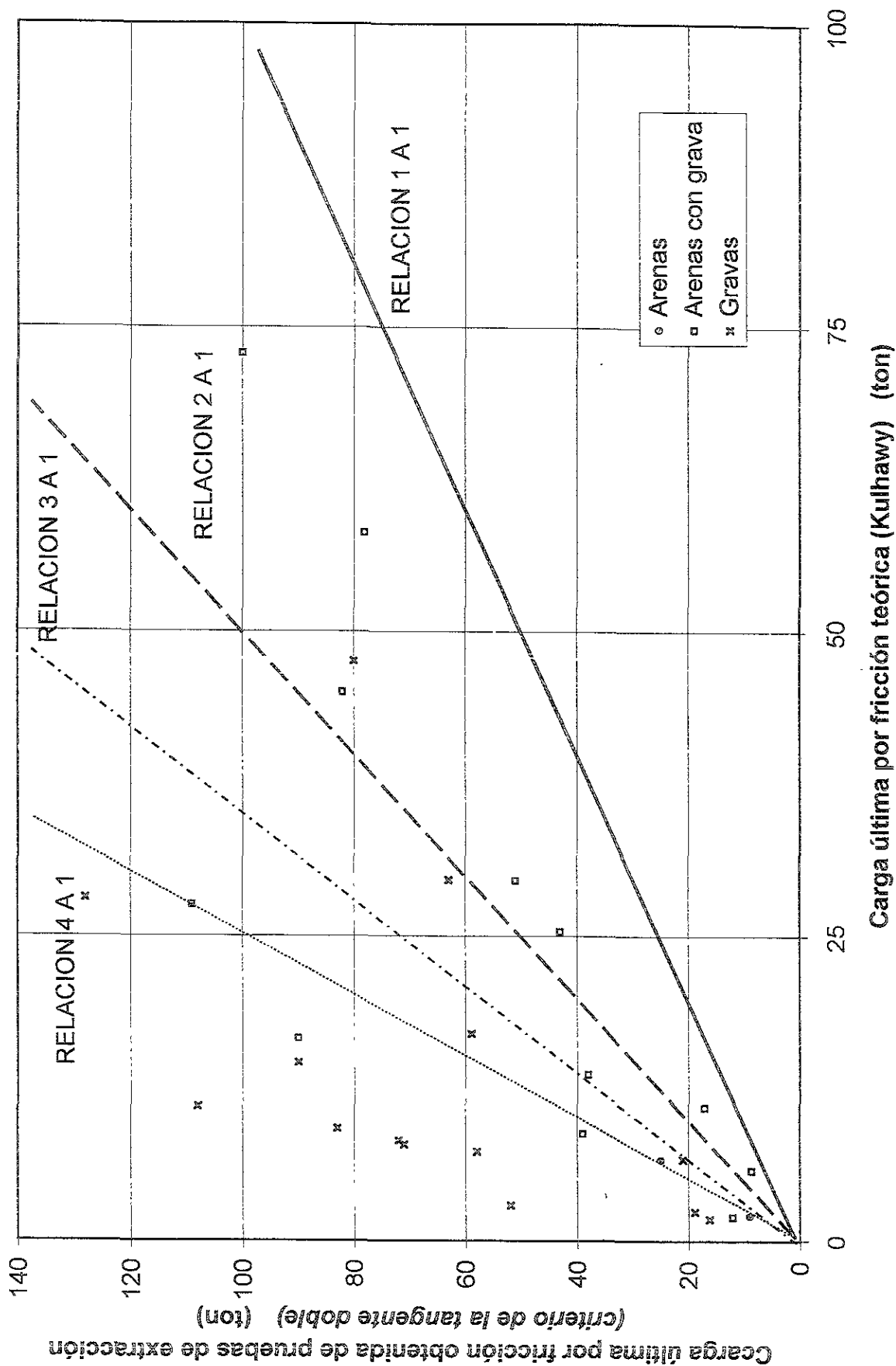
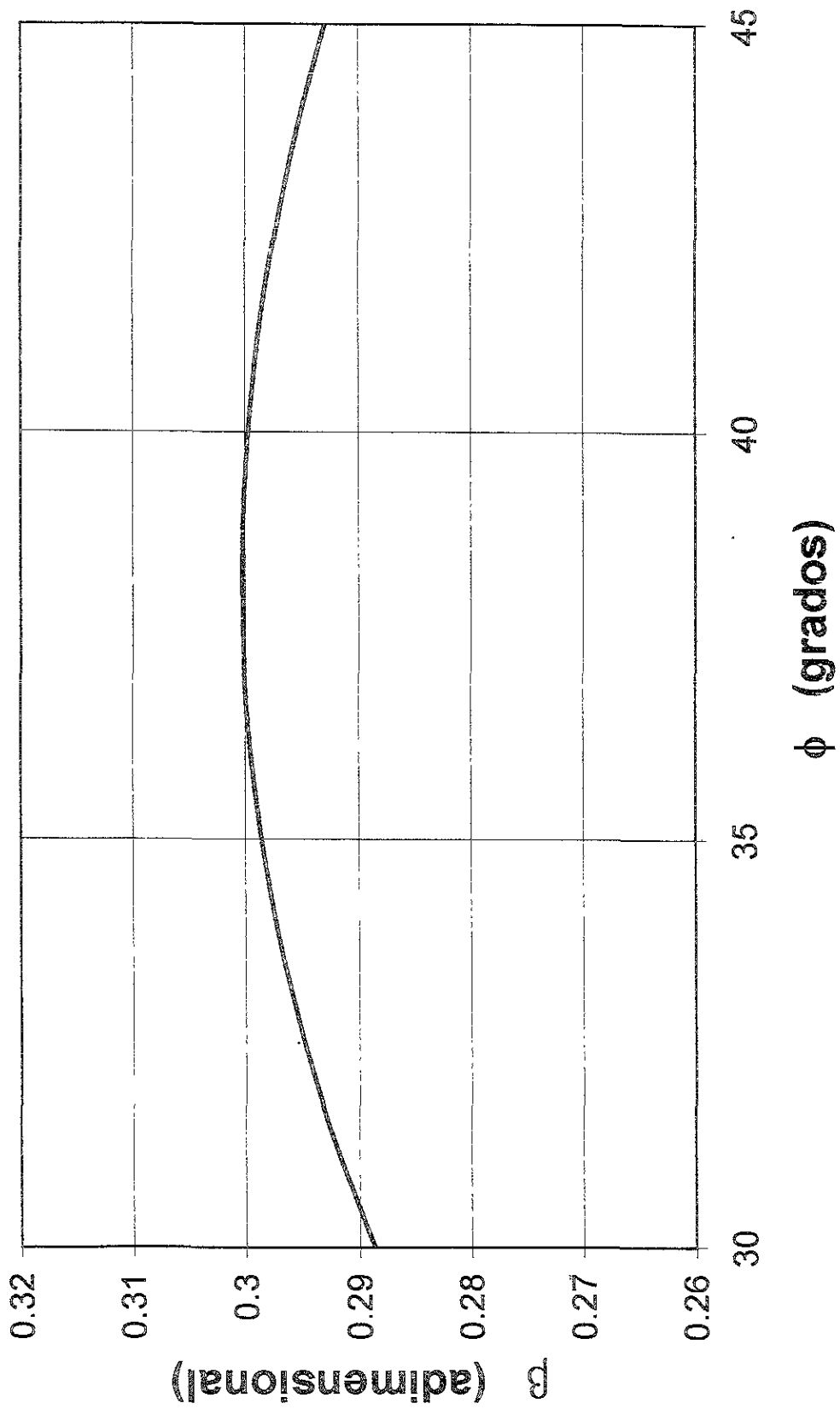


Figura 6.11 Variación de β como función de ϕ



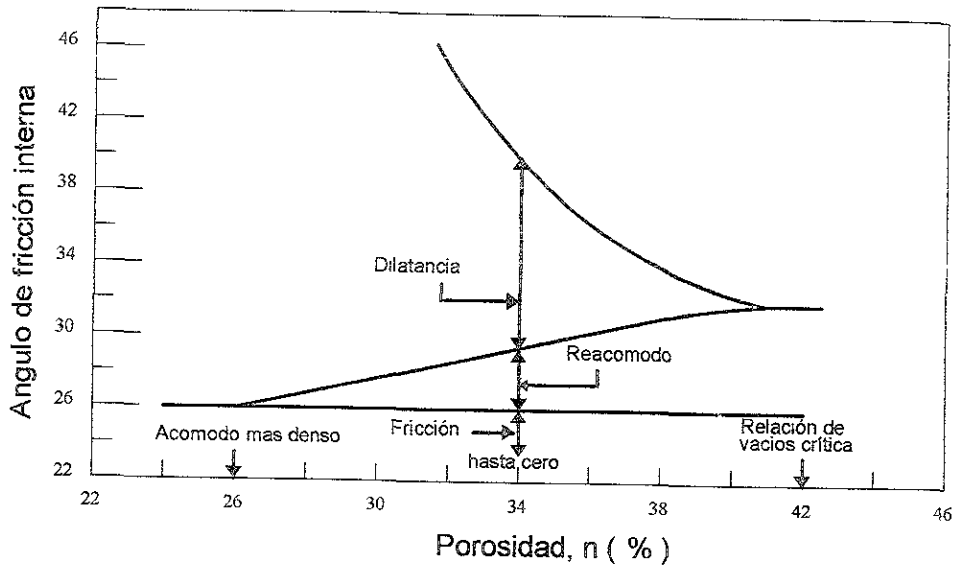


Figura 6.12 Componentes del ángulo de fricción interna en suelos granulares (tomado de Mitchell, 1976)

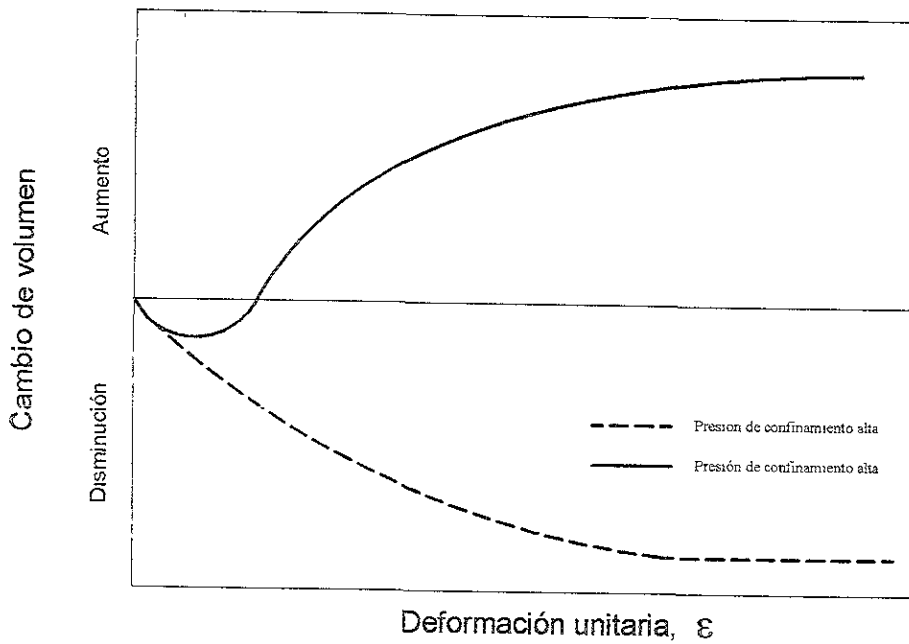


Figura 6.13 Efecto de la presión de confinamiento en el comportamiento de suelos granulares muy compactos (tomado de Holtz Kovacs, (1981)).

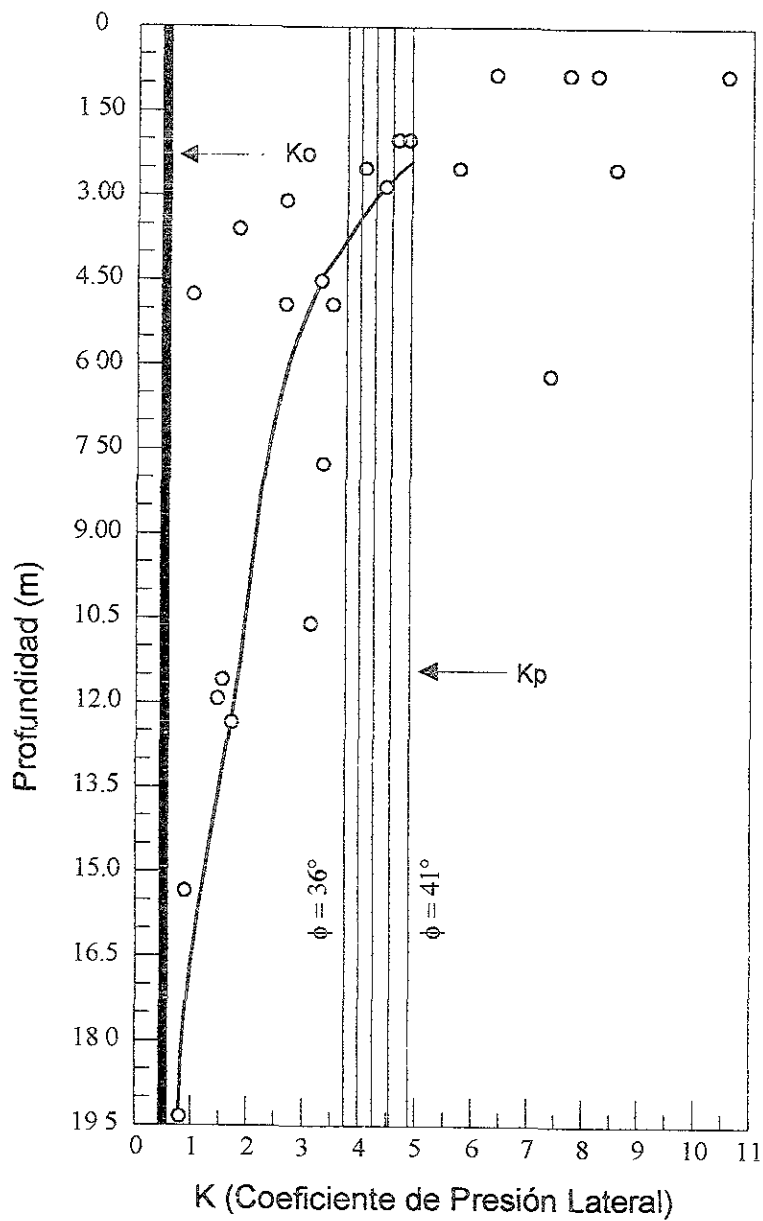


Figura 6.14 Comparación de los valores de K obtenidos a partir de pruebas de carga con el valor de K_o y K_p empleando el diámetro real de las pilas

Figura 6.15 Curva normalizada carga - desplazamiento, en arenas con grava

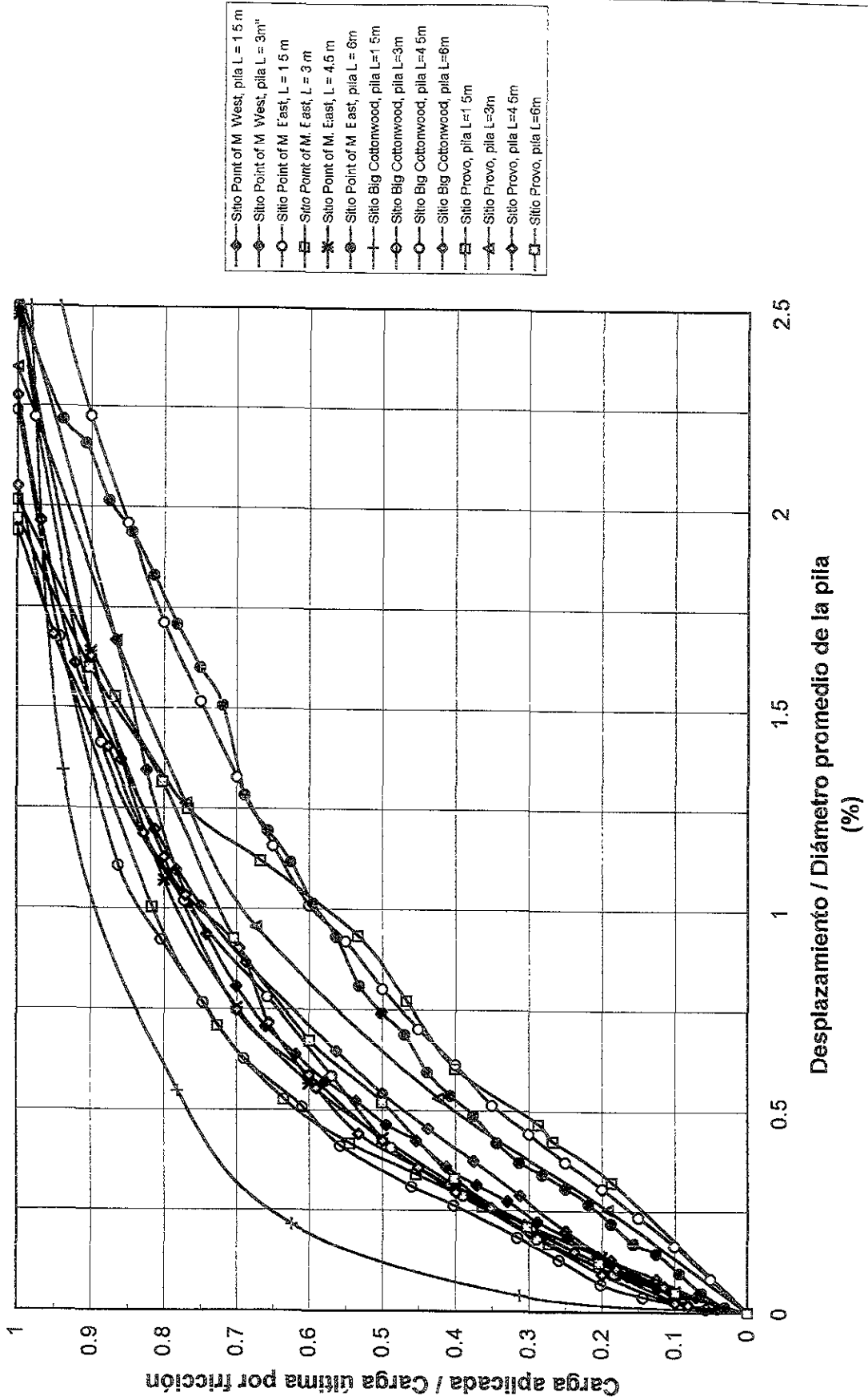
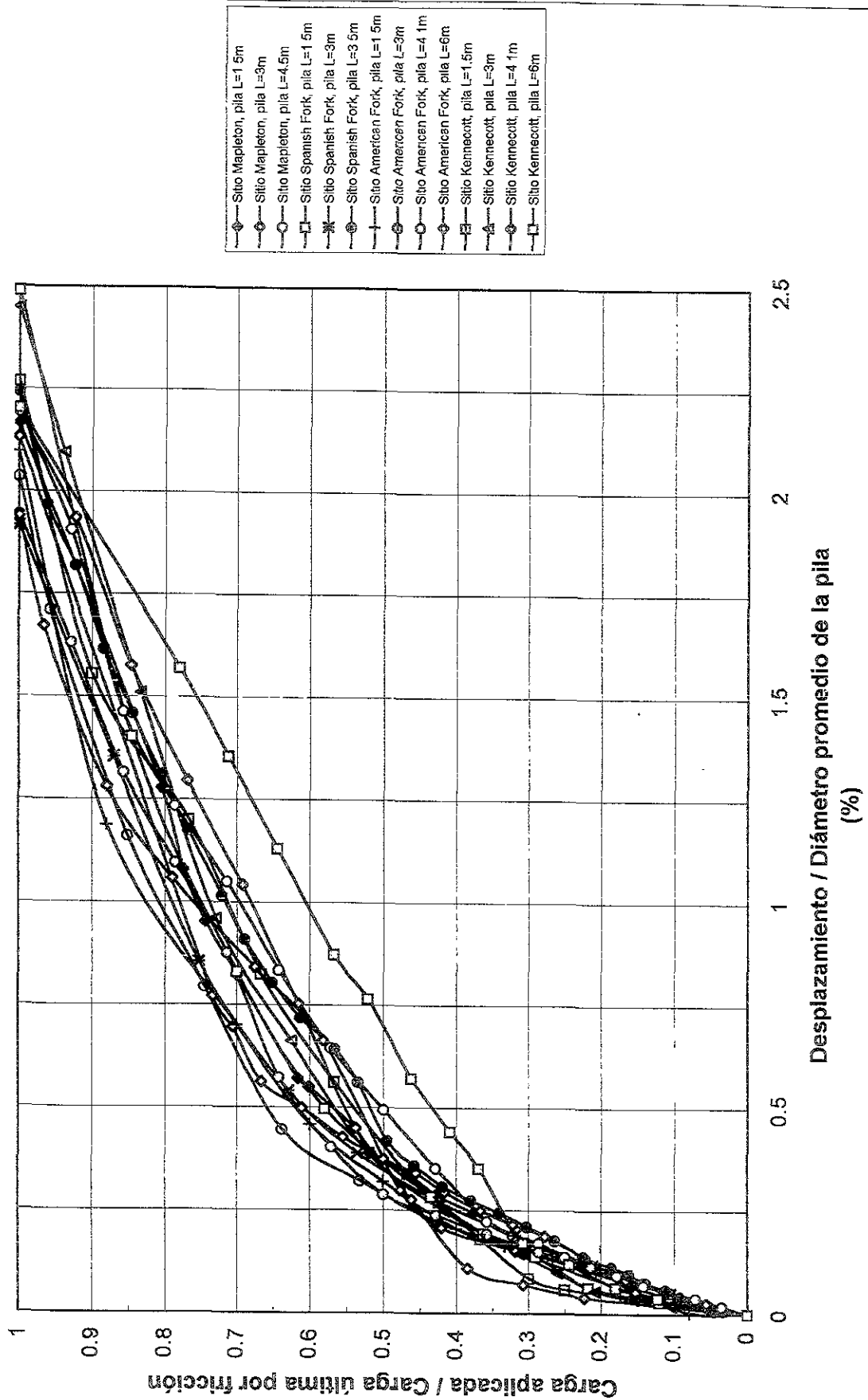


Figura 6.16 Curva normalizada carga - desplazamiento, en gravas



7.- RESULTADOS DE PRUEBAS DE CARGA PROVENIENTES DE OTROS SITIOS

7.1 Introducción

En los Capítulos 4 y 5 se presentaron los resultados de 28 pruebas de carga realizadas en pilas construidas en depósitos granulares. La longitud de las pilas varió de 1.5 a 6 m. Para ampliar la base de datos en que este trabajo se sustenta, tal como se indicó en el punto 8 de la metodología descrita en el Capítulo 1, se buscó en la literatura técnica los resultados de pruebas de carga en pilas ensayadas en extracción, construidas en depósitos granulares, requiriendo principalmente que las pilas tuviesen más de 6 m de longitud y de esta manera complementar los resultados aquí obtenidos.

Se encontraron resultados de 33 de pruebas de carga realizadas en pilas construidas en suelos granulares, que fueron introducidos para ampliar la base de datos del presente trabajo. Otros reportes de pruebas de carga tuvieron que descartarse por no contener toda la información requerida.

Algunos de los resultados empleados en este Capítulo provienen de pruebas de carga en compresión, pero en los que se instrumentó las pilas con medidores de deformación ubicados a lo largo del fuste, pudiendo así determinarse la magnitud de la fricción lateral y su variación con respecto a la profundidad. A partir de las curvas de *transferencia de carga pila- suelo* contenidas en esos artículos pudo determinarse la fricción lateral actuante y el valor de β como función de la profundidad.

En algunas referencias se describen pruebas de carga realizadas en pilas parcialmente protegidas por ademes no instrumentados. Los resultados de esas pruebas fueron empleados en el presente trabajo únicamente donde se consideró que la fricción desarrollada entre el ademe y el suelo era despreciable comparada con la fricción entre el suelo y la pila debajo del ademe.

Las pruebas de carga seleccionadas entre la literatura técnica provienen de diferentes partes de Estados Unidos (California, Hawaii, Nevada, Nuevo México y Utah).

7.2 Resultados de pruebas de carga provenientes de otros sitios

7.2.1 Pruebas de carga en Cupertino, California, E.U.A.

La *Administración de Carreteras Federales de Estados Unidos (U. S. Federal Highway Administration)* realizó una investigación relativa al procedimiento constructivo y de diseño de pilas en California (Baker et.al, 1993). Para realizar pruebas de extracción en pilas se escogió la ciudad de *Cupertino*, donde el suelo está compuesto por gravas muy compactas y el nivel freático está a gran profundidad. La exploración geotécnica mostró que el primer metro de profundidad está compuesto por arcilla limosa con grava y arena, mientras que los siguientes 10 metros están compuestos por grava arenosa con arcilla y limo. En la Figura 7.1 se presenta el perfil estratigráfico del suelo.

Se construyó una pila de 10 m de longitud que no requirió de ademe o lodo bentonítico para retener las paredes de la excavación. El diámetro promedio de la pila fue 90 cm y según se reporta (Baker et.al, 1993) puede suponerse razonablemente constante con la profundidad.

La pila se instrumentó con medidores de deformación a las profundidades de 2.1, 4.3, 6.6 y 8.4 metros. La carga aplicada fue de compresión. La pila tuvo el comportamiento carga - desplazamiento mostrado en la Figura 7.2. Los medidores de deformación permitieron trazar la curva transferencia de carga pila - suelo, que aparece en la Figura 7.3. Se determinaron tres valores de β a las profundidades intermedias entre los medidores de deformación, que se muestran en la Tabla 8.1, en el Capítulo 8.

7.2.2 Pruebas de extracción en el Sur de California, E.U.A.

Tucker (1987) reporta los resultados de diversas pruebas de extracción realizadas en algunos sitios en el Sur de California (Figura 7.4). Las pruebas fueron realizadas en pilas cortas construidas en puntos intermedios entre torres de transmisión eléctrica. Sólo se incluyeron en el presente trabajo los resultados de pruebas de extracción en pilas construidas en depósitos granulares. Tucker reporta la carga última por fricción de cada pila, pero no incluye curvas carga - desplazamiento ni tampoco hace mención del método con el que interpretó las pruebas. Por lo tanto, en el presente trabajo se determinaron la fricción lateral y β a la mitad de la longitud de la pila.

(a) Sitio Boulder - Chino

Siete pruebas de extracción fueron realizadas en depósitos de arena, arenas con grava o gravas con arena, siempre con poca arcilla. La longitud de las pilas varió de 1.9 a 6 m, mientras que su diámetro fue 0.45 m, constante con la profundidad. No se encontró el nivel freático. Los depósitos presentaron compacidades relativas de suelta a compacta.

(b) Sitio *Subestación Chino*

En este sitio se construyó una pila de 3.6 m de longitud y 0.45 m de diámetro. El perfil estratigráfico mostró estar compuesto por limo arcilloso y arena limosa.

(c) Sitio *Devers - Palo Verde*

Se reportan los resultados de una prueba de extracción realizada para una pila de 2.4 m de longitud y 1.3 m de diámetro. El depósito de suelo estaba compuesto por arena limosa con grava. Se empleó lodo bentonítico para retener las paredes de la excavación. No se encontró el nivel freático.

(d) Sitio *Lugo - Mira Loma*

Tucker (1987) reporta los resultados de una prueba de extracción realizadas en una pila de 1.7 m de longitud y 1.3 m de diámetro construida en un depósito de arena con grava y boleos.

(e) Sitio *Magunden - Mesa*

Se efectuaron cuatro pruebas de extracción en pilas construidas en arena limosa con grava. Las pilas tuvieron un diámetro de 0.51 m y una longitud de 3 m. El nivel freático no fue detectado.

(f) Sitio *Presa Whittier Narros*

Se realizó una prueba de extracción en una pila de 3 m de longitud y 0.45 m de diámetro. Durante la excavación se empleó un ademe metálico para retener las paredes de la excavación, mismo que fue removido después de la colocación del concreto. El perfil estratigráfico mostró arena suelta y el nivel freático se ubicó a 1.5 m de profundidad.

7.2.3 Pruebas de extracción en Baker, California, E.U.A.

Konstantinidis et. al, (1987) describen dos pruebas de extracción realizadas en pilas de 0.69 m de diámetro y longitudes de 3.1 y 4.5 m. La geología del lugar consiste de un cono aluvial compuesto por depósitos de arena con grava y limo. No se encontró el nivel freático.

La Figura 7.5 ilustra el perfil estratigráfico y pruebas de laboratorio junto con los resultados de las pruebas de Penetración Estándar y Cono Eléctrico. Las curvas carga - desplazamiento se presentan en la Figura 7.6. Con ellas fue posible determinar la fricción lateral y el valor de β .

7.2.4 Pruebas de extracción en Hawaii, E.U.A.

Parsons - Brinkerhoff (1991) reportan un programa de pilas ensayadas en extracción en la ciudad de North Halawa Valley. Se seleccionaron tres sitios dentro de esa ciudad, construyéndose pilas de 0.75 m de diámetro y longitudes de 11.9 a 17 m. Las pilas fueron excavadas con broca por encima del nivel freático. Por debajo de éste, fue necesario retener las paredes con dos ademes metálicos, el primero de 0.86 m de diámetro y 3.6 m de longitud, mientras que el segundo fue de 0.75 m de diámetro y 7.6 m de longitud.

El perfil del subsuelo en dos de los sitios de prueba presentaba numerosos estratos de origen aluvial compuestos por arena, grava y boleos que sobreyacían basalto intemperizado. El número de golpes determinado en la Prueba de Penetración Estándar varió de 12 hasta el rechazo, con un promedio de 42.

El perfil estratigráfico del sitio 1 consistió en 4.6 m de suelo aluvial subyacente por basalto intemperizado. El nivel freático fue encontrado a 6 m de profundidad. El diámetro promedio de la pila fue de 0.81 m y su longitud fue 16.5 m. La curva carga - desplazamiento para dos ciclos de carga (diferidos cinco días) se muestra en la Figura 7.7. Se colocaron medidores de deformación para determinar la carga en el fuste de la pila como función de la profundidad. La curva de transferencia de carga para el segundo ciclo de carga se muestra en la Figura 7.8.

El perfil estratigráfico del sitio 2 consistió en 7.6 m de suelo aluvial subyacente por basalto intemperizado. El nivel freático fue encontrado a 4.8 m de profundidad. El diámetro de la pila varió de 0.79 a 0.91 m, mientras que su longitud fue de 12 m. La curva carga - desplazamiento de la pila se muestra en la Figura 7.9, mientras que en la Figura 7.10 aparece la transferencia de carga como función de la profundidad.

7.2.5 Pruebas de extracción en Nevada, E.U.A.

Konstantinidis et. al, (1987) describe las pruebas de extracción realizadas en pilas construidas en un depósito aluvial localizado al sureste de la ciudad de Caliente, en el estado de Nevada. El perfil estratigráfico estuvo compuesto por arenas con grava y limo, muy compactas, con algunos boleos. El nivel freático no fue detectado. En la Figura 7.11 se presentan los resultados de las pruebas de laboratorio realizadas, así como de las Pruebas de Penetración Estándar y de Cono Eléctrico.

Se construyeron dos pilas de 66 cm de diámetro y profundidades de 2.5 y 3.2 m fueron sometidas a pruebas de extracción. Las curvas carga - desplazamiento de esas dos pilas se muestran en la Figura 7.12. Con ellas fue posible determinar la fricción lateral y el valor de β .

7.2.6 Pruebas de carga en Albuquerque, Nuevo México, E.U.A.

Chua y Aspar (1993) reportan una prueba de carga en una pila de 18.3 m de profundidad y 0.9 m de diámetro, en Albuquerque, Nuevo México, construida en un depósito compuesto por arena suelta desde la superficie hasta 10.5 m de profundidad y por grava compacta desde 10.5 hasta 16.5 m; por debajo de ella y por lo menos hasta 23 m se encuentra arena limosa muy compacta. El nivel freático se encontró a 2.4 m de profundidad. En el estrato de grava, el número de golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar varió de 31 hasta el rechazo, tal como se muestra en la Figura 7.13.

En los primeros 10.7 m de la pila se empleó un ademe metálico permanente, hasta alcanzar al estrato de grava. La pila fue ensayada en compresión y la curva carga - desplazamiento se muestra en la figura 7.14. A las profundidades de 1.5, 3, 5.3, 9.9, 11.4, 13.7 y 17.5 metros se colocaron medidores de deformación tipo *tell-tales* que proporcionaron la transferencia de carga que se muestra en la Figura 7.15. Con base en esos resultados se determinó la carga por fricción lateral y los valores de β a las profundidades de 11.4, 13.7 y 17.5 m, correspondientes a las elevaciones intermedias entre los *tell-tales*.

7.2.7 Pruebas de extracción en Utah, E.U.A.

Price et al. (1993) reportan los resultados de dos pruebas de carga en pilas que soportan puentes carreteros, realizadas por el Departamento de Transportes del Estado de Utah. En esas pruebas se colocaron medidores de deformación para determinar la carga por fricción lateral.

(a) Puente F-438: Carretera Interestatal No. 15

El depósito de suelo está compuesto por estratos de material granular, principalmente grava, sobreyacidos por un relleno superficial de 3.6 m de espesor. El número de golpes determinado en la Prueba de Penetración Estándar varió desde 12 hasta el rechazo, con un promedio de 40 golpes. El nivel freático no fue encontrado. El perfil estratigráfico se muestra en la Figura 7.16. La pila tuvo una longitud de 12 m y fue ensayada en compresión, pero gracias a la instrumentación implementada en ella y que incluyó medidores de deformación a cada 1.2 m, pudo obtenerse información referente a la fricción lateral. La Figura 7.17 muestra la curva carga - desplazamiento. La Figura 7.18 muestra las curvas fricción lateral como función de la profundidad. La instrumentación en el estrato de grava con arena ubicado entre 6.1 y 7.3 m así como en el estrato de arena con grava ubicado entre 10.7 y 12.2 m permitió determinar la fricción lateral unitaria y el valor de β para las profundidades intermedias de 6.7 m y 11.4 m.

(b) Puente F-489: Carretera Interestatal No. 70

La estratigrafía está compuesta por un relleno superficial de 5.7 m de espesor, que sobreyace a un estrato de grava con arena y limo, compacto, de 7.6 m de espesor y que

descansa sobre un estrato de grava con poca arena, compacto. El nivel freático fue encontrado a 6.6 m de profundidad. El número de golpes por arriba del NAF fue de 46, mientras que por debajo de éste fue de 32. La Figura 7.19 muestra el perfil estratigráfico antes descrito.

La pila construida en ese sitio tuvo 12 m de longitud y 0.6 m de diámetro. Se instalaron medidores de deformación a cada 1.5 m a lo largo de la pila y hasta su punta, permitiendo determinar la fricción lateral a las profundidades de 6.9, 8.4 y 9.9 m. La curva carga - desplazamiento de la pila se muestra en la Figura 7.20 y las curvas de transferencia de carga a lo largo de la pila se presentan en la Figura 7.21.

DATOS GENERALES										METODO DE LA PERFORACION		SONDEO NUMERO	
911/89										S U C S		8-1	
TPO DE MUESTRA	NO GOLPES/30 CM	PESO VOL (ton/m ³)	CANT DE HUMEDAD %	MUESTRA NUMERO	PROFUND CM	GRAFICA DE SUELO	METODO DE MUESTREO		HOJA 1 DE 2				
							Prueba de penetración Estándar						
					0	CL	Asfalto 5 cm						
					30	GC	Arcilla arcillosa con grava, dura, seca						
					60								
					90								
					120								
	94	1360	5	1	150	GP	Grava arcillosa con arena, muy compacta, seca						
					180								
					210								
					240								
					270								
					300								
					330								
					360								
					390								
					420								
					450								
					480								
					510								
					540								
					570								
					600								
PERFIL ESTRATIGRAFICO													

DATOS GENERALES										METODO DE LA PERFORACION		SONDEO NUMERO	
911/89										S U C S		8-1	
TPO DE MUESTRA	NO GOLPES/30 CM	PESO VOL (ton/m ³)	CANT DE HUMEDAD %	MUESTRA NUMERO	PROFUND CM	GRAFICA DE SUELO	METODO DE MUESTREO		HOJA 2 DE 2				
							Prueba de penetración Estándar						
					600	GP	Grava arenosa, húmeda, muy compacta						
					630								
					660								
					690								
					720								
					750								
					780								
					810								
					840								
					870								
					900								
					930								
					960								
					990								
					1020								
					1050								
					1080								
					1110								
					1140								
					1170								
					1200								
PERFIL ESTRATIGRAFICO													

Figura 7.1 Estratigrafía del Sitio Cupertino (adaptado de Baker et al., (1993))

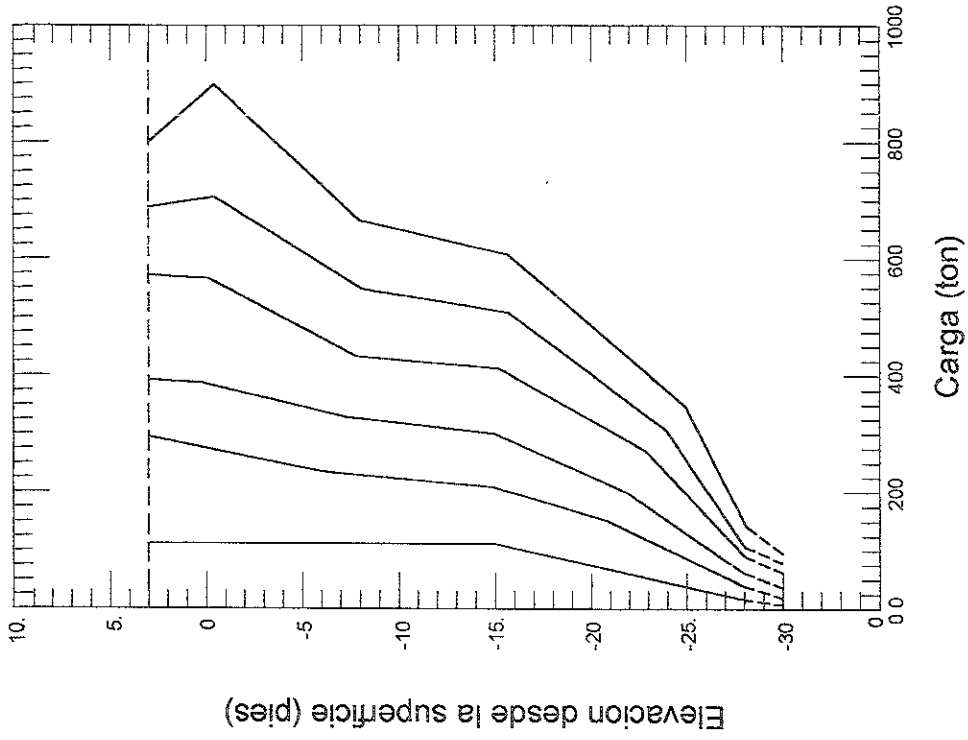


Figura 7.3 Carga en el fuste de una pila como función de la profundidad; prueba en Cupertino, California (Baker et al., (1993)).

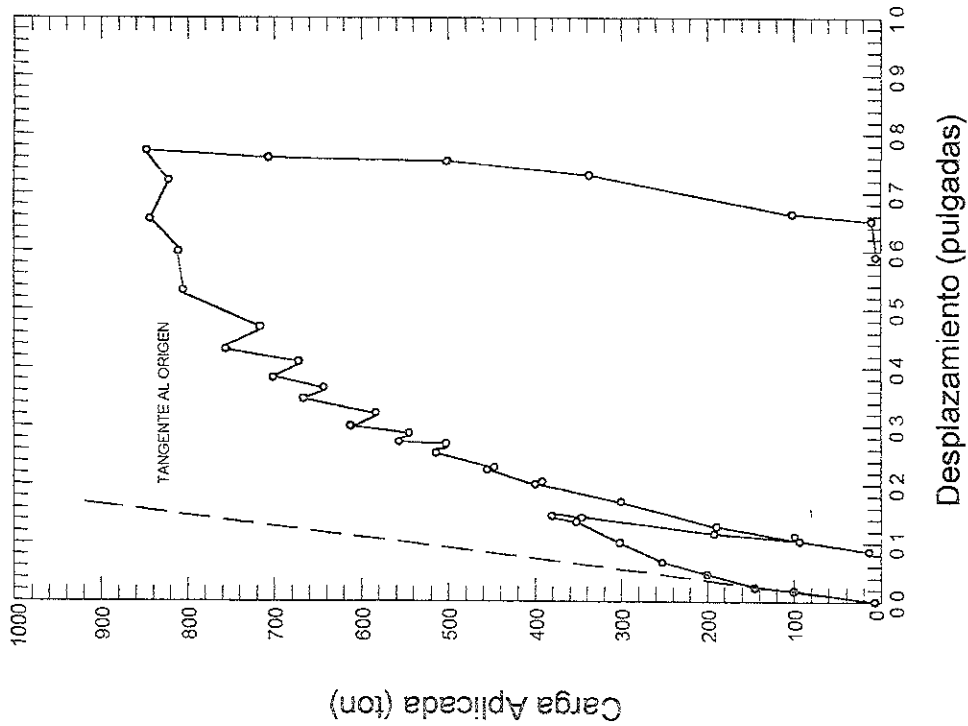


Figura 7.2 Carga aplicada vs. desplazamiento de un pila en Cupertino, California (Baker et al., (1993)).

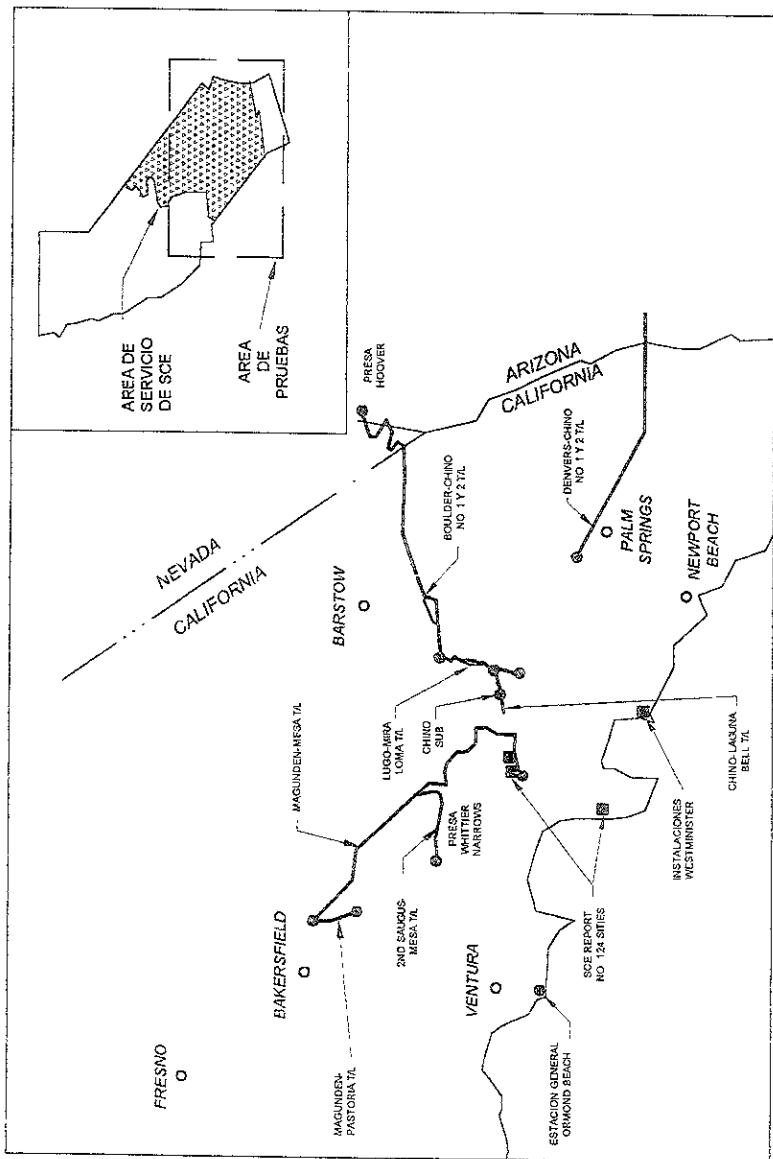
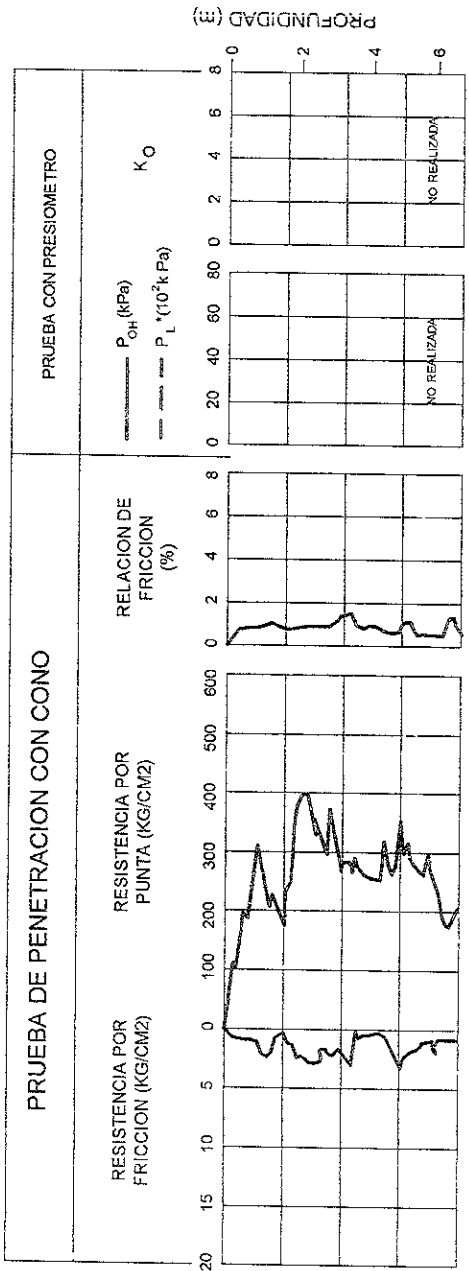


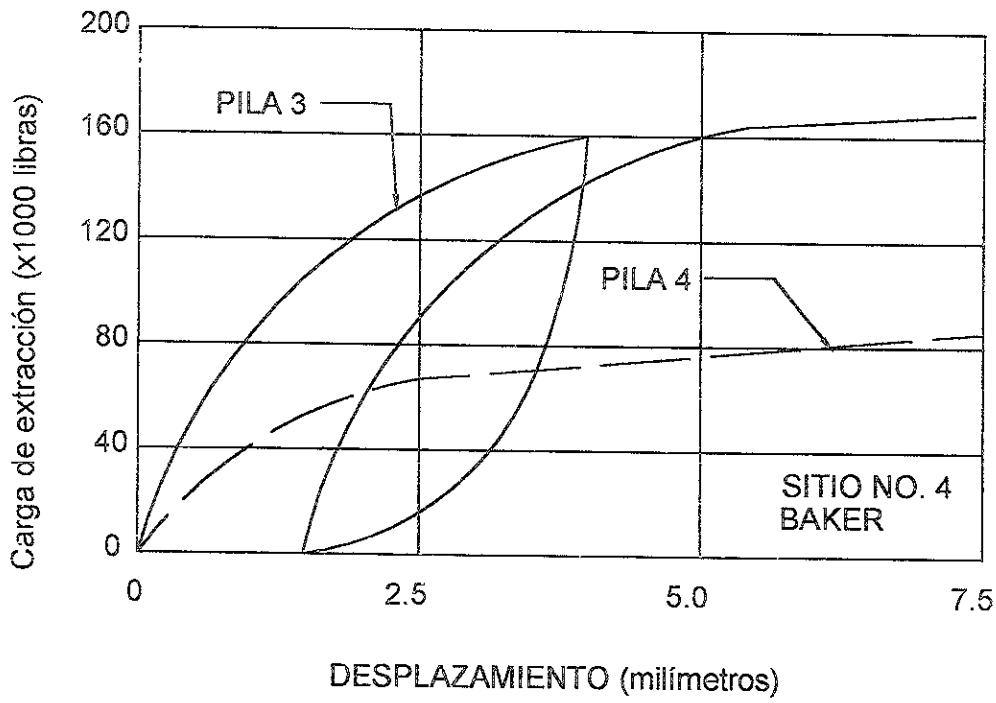
Figura 7.4 Ubicación de las pruebas de extracción en el sur de California (tomado de Tucker (1987)).

DESCRIPCION DEL SUELO	PRUEBAS DE LABORATORIO						PROFUNDIDAD (m)
	C kPa	ϕ	γ_d ton/m ³	W (%)	LL	PL	
ESTRATOS DE ARENA CON GRAVA Y ARENA CON LIMO (SP-SM)	10	47	189	2	NP	NP	0
	10	34	184	1	NP	NP	-2
	14	38	183	2	NP	NP	-4
	29	41	173	2	NP	NP	-6



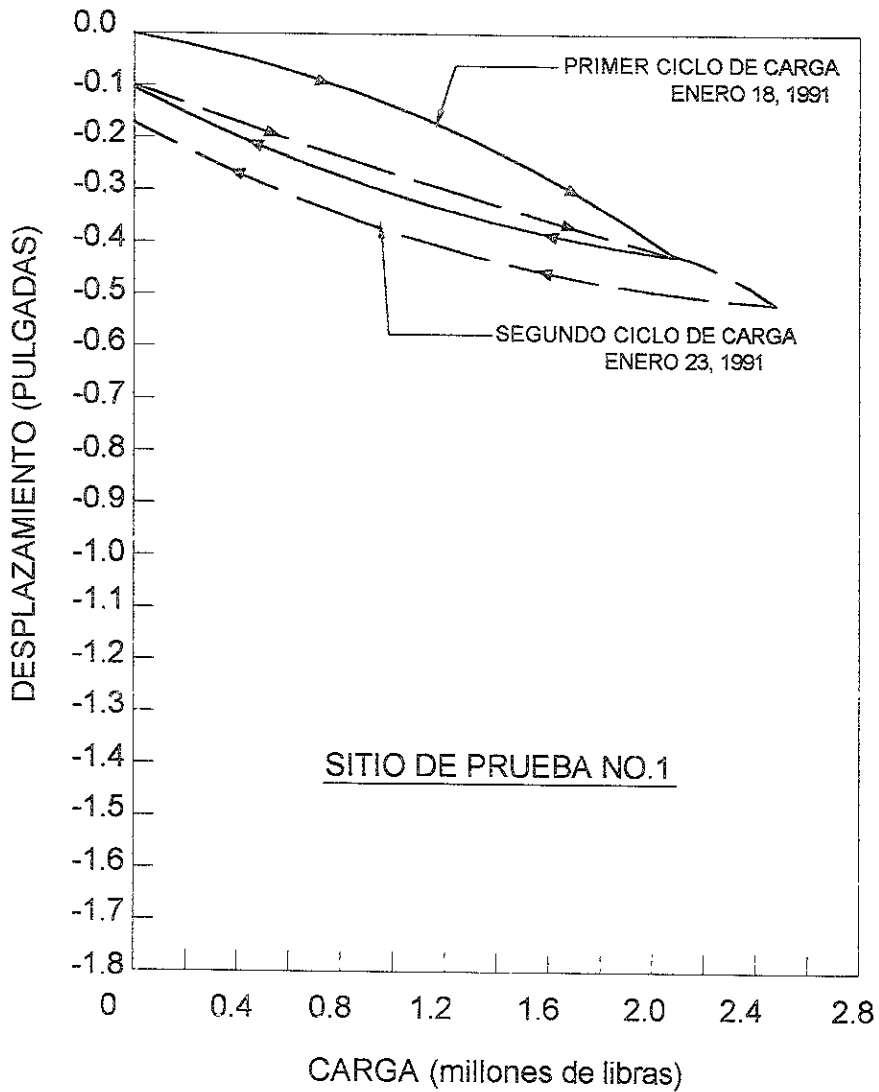
NOTA 1kPa = 102 KG/M2

Figura 7.5 Perfil estratigráfico, resultado de pruebas de laboratorio y de campo en Baker, California (Konstantinidis et al., (1987)).



NOTA. 1000 LIBRAS = 454 kg

Figura 7.6 Curvas carga-desplazamiento para dos pruebas en pilas en Baker, California (tomado de Konstantinidis et al., (1987))



NOTA: 1000 libras = 454
1 pulgada = 25.4 mm

Figura 7.7 Curva carga-desplazamiento para una pila en el Sitio No. 1 en Hawaii (tomado de Parsons-Brinkerhoff (1991))

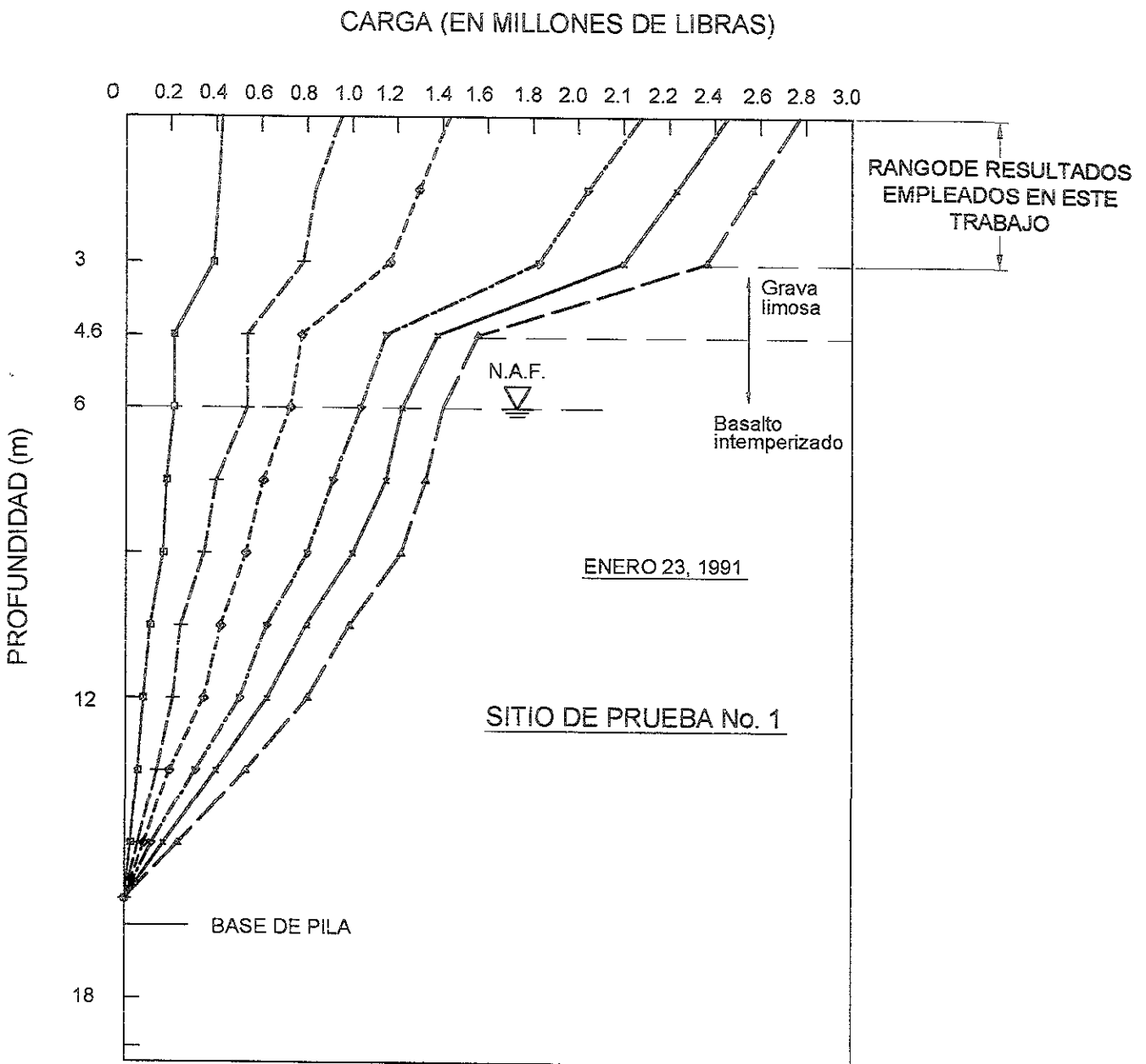
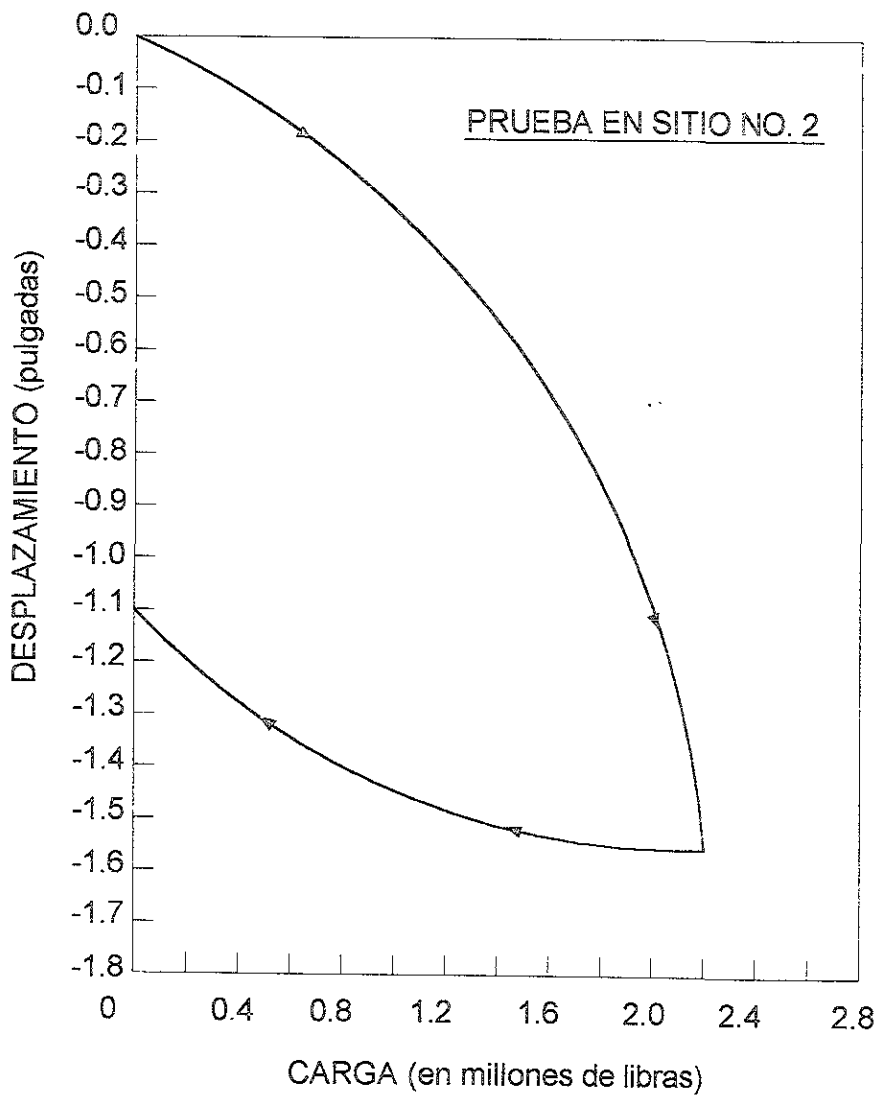


Figura 7.8 Distribución de la carga con la profundidad para el segundo ciclo de carga de la pila en el Sitio de Prueba No.1 en Hawaii (tomado de Parsons-Brinckerhoff (1991))



NOTA: 1000 libras = 454
 1 pulgada = 25.4 mm

Figura 7.9 Curva carga-desplazamiento para una pila del Sitio No.2 en Hawaii (tomado de Parsons-Brinkerhoff (1991))

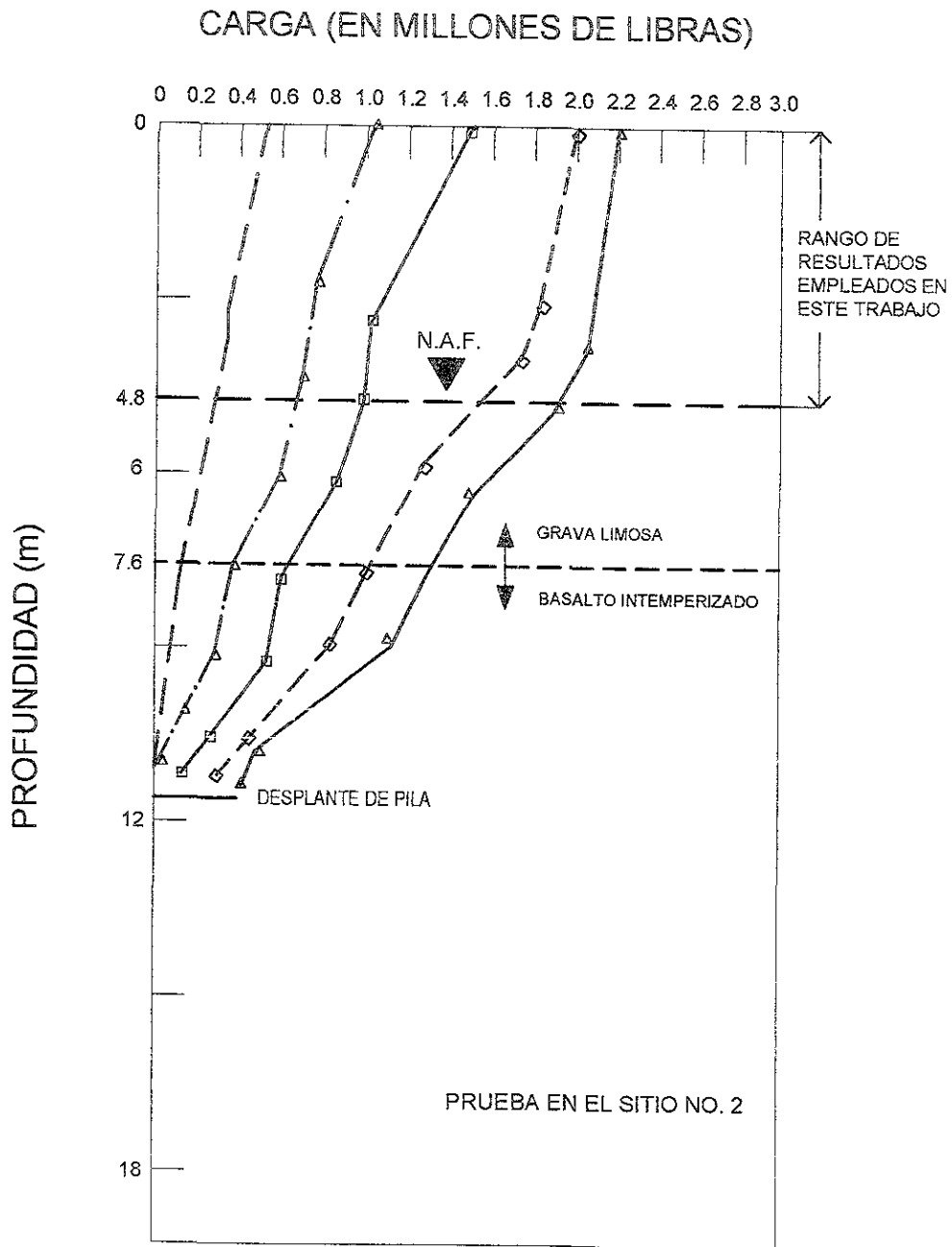


Figura 7.10 Carga en el fuste como función de la profundidad en el primer ciclo de carga en la pila del Sitio Hawai (tomado de Parsons-Brinkerhoff (1991)).

DESCRIPCION DEL SUELO	PRUEBAS DE LABORATORIO						PROFUNDIDAD (m)
	C kg/cm ²	ϕ grados	γ_d ton/m ³	W (%)	LL	PL	
ARENA LIMOSA CON GRAVA (SP-SM) CON PRESENCIA DE ALGUNOS BOLEOS	0	48	171	4	0	0	0
	0	48	176	3	0	0	2
	-	-	183	4	0	0	4
	-	48	181	4	0	0	6

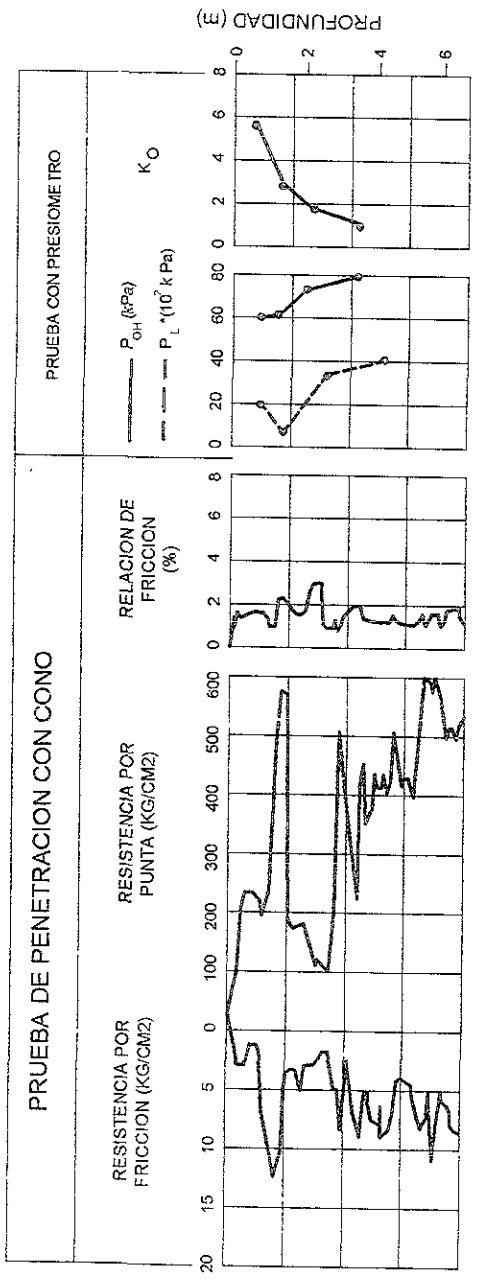
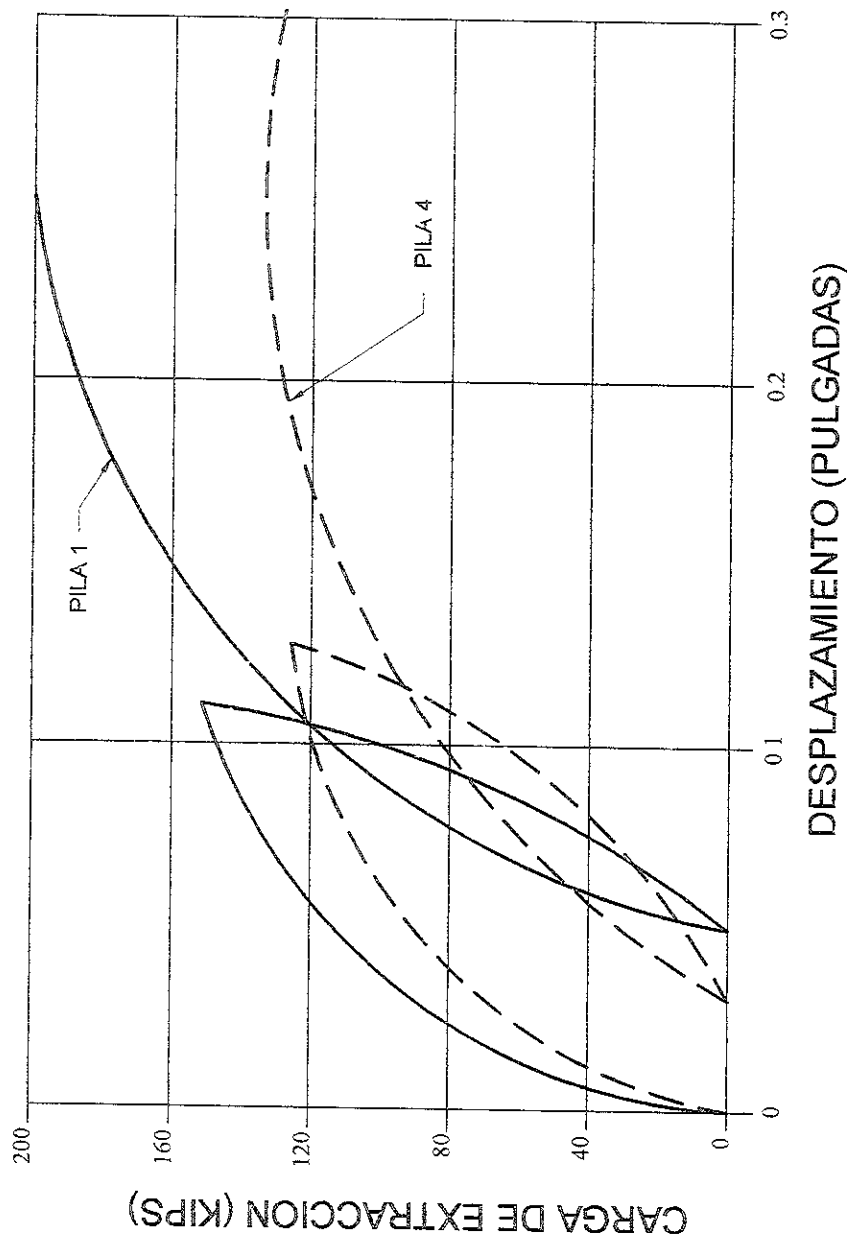


Figura 7.11 Perfil estratigráfico, resultado de pruebas de laboratorio y de campo en Caliente, Nevada (Konstantinidis et al., (1987)).



1 KIP = 454 kg
 1 PULGADA = 2.54 cm

Figura 7.12 Curvas carga-desplazamiento de dos pruebas de carga en Caliente, Nevada (tomado de Konstantinidis et al., (1987)).

PROF. (m)	DESCRIPCION	SUCS	SPT	W(%)	LL,IP
3.0	Limo Seco	ML	8	8.2	NP
6.0	NAF		2	19.1	NP
9.0	Estratos alternados de Grava mal graduada y arena mal graduada, seca a húmeda, muy suelta a compacta	SP-GP	7	13.8	NP
12.0			4		
15.0			10		
18.0			9	15.7	NP
21.0			15		
			31	6.6	NP
			32	9.7	NP
			50/2 cm	10.7	NP
			69	17.3	NP
			52	20.3	NP
			50/2 cm	21.6	NP
			50/2 cm	21.8	NP
				19.4	NP
			50/2 cm	21.9	NP
					NP

Figura 7.13 Estratigrafía y propiedades índice en el Sitio Albuquerque, en Nuevo México, E.U.A. (tomado de Chua y Aspar (1993)).

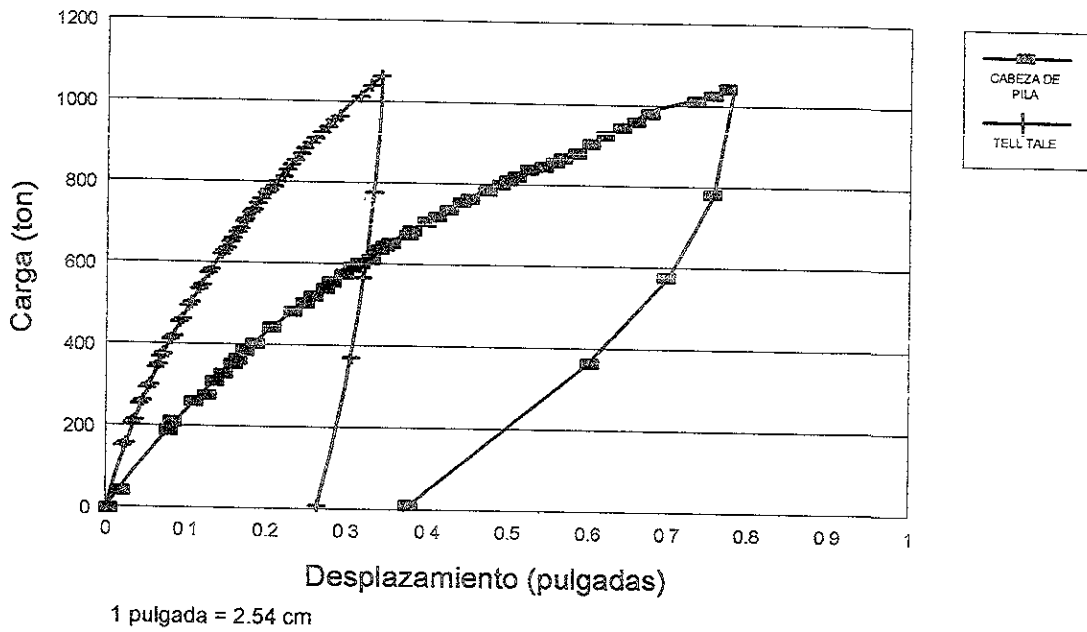


Figura 7.14 Curva carga-desplazamiento obtenida en la prueba de carga de una pila en Albuquerque, Nuevo México (tomado de Meyers (1992)).

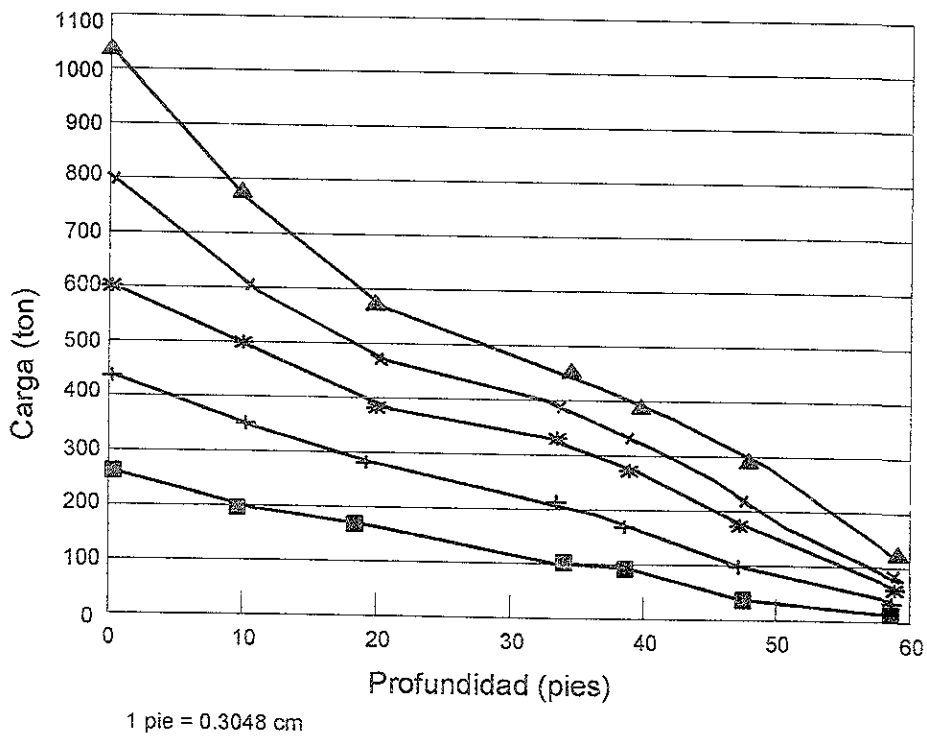


Figura 7.15 Carga en el fuste como función de la profundidad obtenida en la prueba de de carga de una pila en Albuquerque, Nuevo México (tomado de Meyers (1992)).

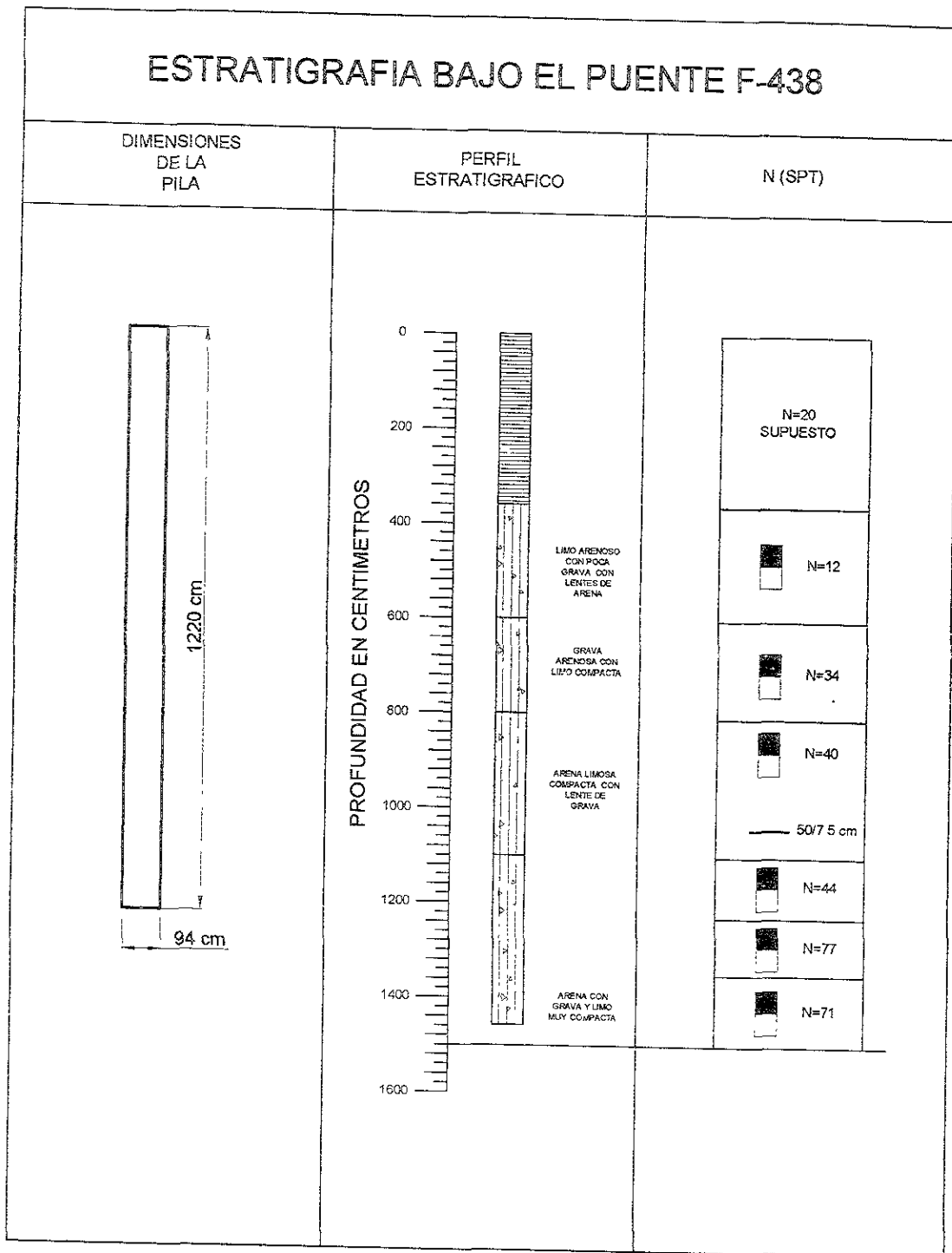


Figura 7.16 Perfil estratigráfico y geometría de la pila para la prueba en el puente F-438 de la carretera I-15 en Utah, E.U.A.(tomado de Price (1993)).

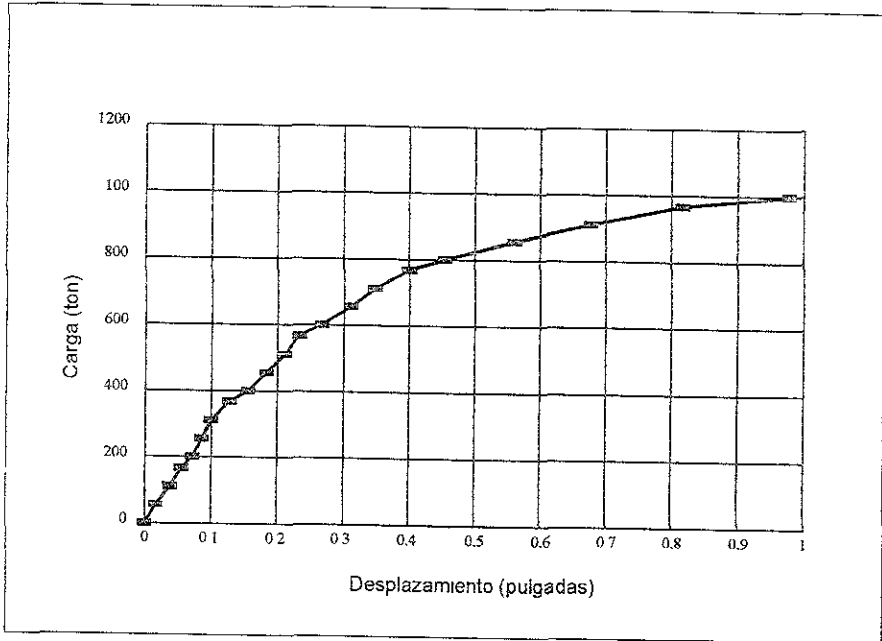


Figura 7.17 Curva carga-desplazamiento obtenida en la prueba de carga de una pila del puente F-438 en la carretera estatal I-15 en E.U.A. Utah (Price, 1993).

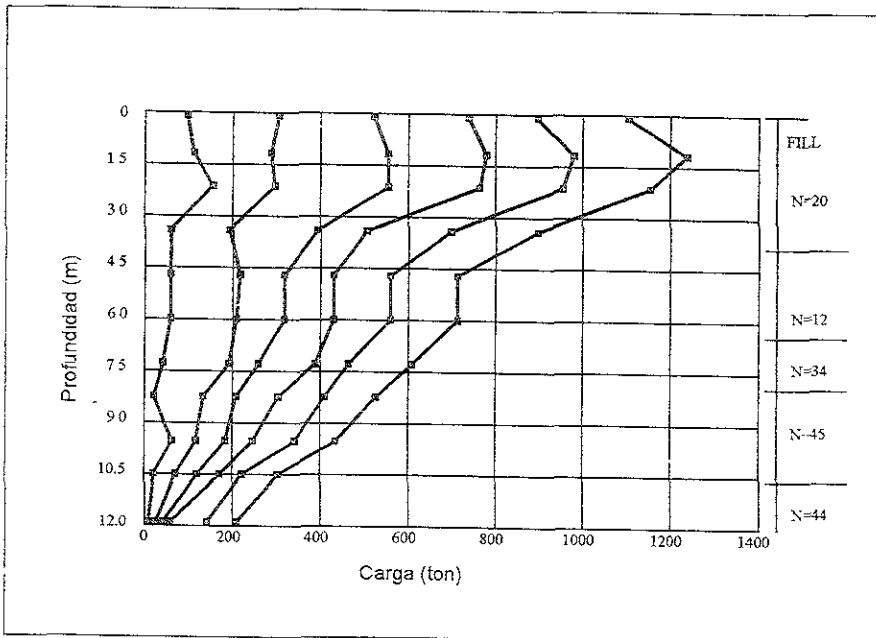


Figura 7.18 Carga en el fuste de la pila como función de la profundidad, obtenida en la prueba de carga en el puente F-438 en la carretera estatal I-15 en Utah E.U.A. (Price, 1993).

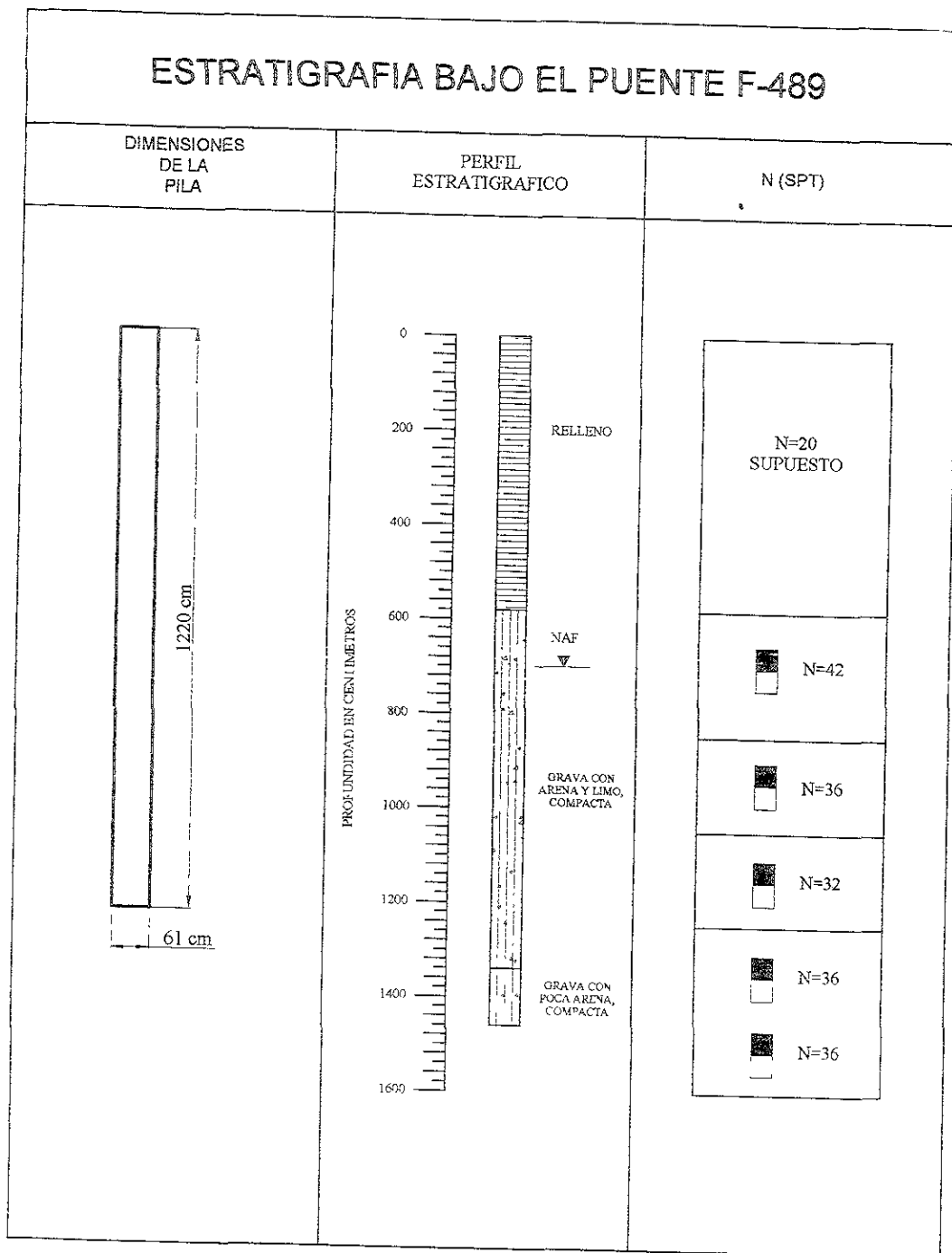


Figura 7.19 Perfil estratigráfico y geometría de la pila en el puente F-489 de la carretera I-70 en Utah, E.U.A. (tomado de Price (1993)).

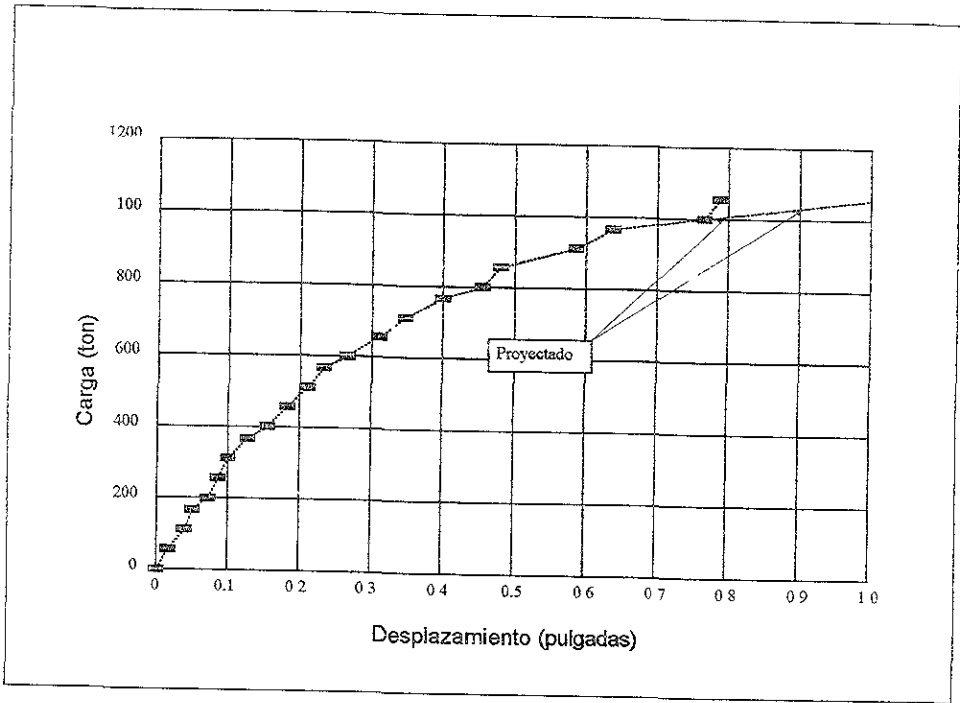


Figura 7.20 Curva carga-desplazamiento obtenida en la prueba de carga de una pila del puente F-489 en la carretera estatal I-70 en Utah E.U.A.(Price, 1993).

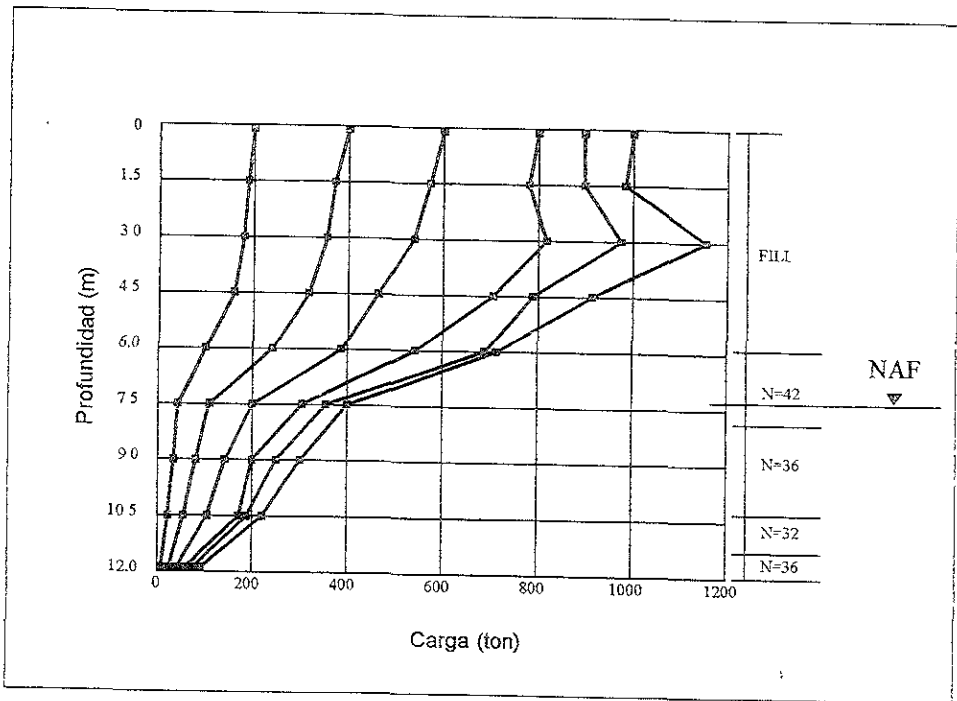


Figura 7.21 Carga en el fuste de la pila como función de la profundidad, obtenida de la prueba de carga en el puente F-489 en la carretera estatal I-70 en Utah E.U.A. (Price, 1993).

8.- MODIFICACIONES PROPUESTAS A LAS ECUACIONES DE REESE Y O'NEIL, MEYERHOF Y KULHAWY CON BASE EN LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL PRESENTE TRABAJO

8.1 Introducción

Las cargas últimas por fricción determinadas mediante pruebas de extracción realizadas en 28 pilas fueron comparadas en el capítulo 6 del presente trabajo con las calculadas empleando tres métodos teóricos. Se encontró una fuerte disparidad en los resultados de las pilas que fueron construidas en depósitos de grava. Esa disparidad entre las cargas últimas por fricción obtenidas en pruebas de carga y las determinadas mediante los métodos teóricos de Reese y O'Neil (1988), Meyerhof (1976) y Kulhawy (1991) puede atribuirse a que esos investigadores no incluyeron suficientes resultados provenientes de depósitos de grava en sus bases de datos. Los resultados obtenidos en el presente trabajo indican que es necesario modificar esos métodos para que puedan predecir con mayor exactitud la carga última por fricción en suelos granulares compuestos principalmente por gravas. Las modificaciones aquí sugeridas se basan en la información recopilada para la realización del presente trabajo y que ya ha sido descrita en capítulos anteriores. Cada modificación está vinculada directamente con el criterio de falla empleado para determinar la carga última por fricción.

Para analizar la información, los depósitos han sido divididos en tres tipos: gravas, arenas con grava y arenas, tomando como base para su clasificación el criterio del *Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS)*. Las gravas se identificaron como GW, GP o GM y contienen entre 40 y 80 % de granos del tamaño de grava. Las arenas con grava se clasificaron como SW, SP o SM y contienen entre 15 y 40 % de grava. Las arenas también se identificaron como SW, SP o SM pero contenían menos de 15 % de grava. La información referente a arenas se recabó únicamente para servir de comparación con respecto a las gravas. En las Tablas 8.1, 8.2 y 8.3 se resumen los resultados para los depósitos de gravas, arenas con grava y arenas, respectivamente.

8.2 Modificaciones sugeridas a las ecuaciones de Reese y O'Neil para depósitos de grava

Como se mencionó en el Capítulo 3, en la teoría de Reese y O'Neil (1988) el parámetro β se calcula con la ecuación:

$$\beta = 1.5 - 0.245 \cdot z^{0.5} \dots \dots \dots (8.1)$$

donde $1.2 \geq \beta \geq 0.25$ y z es la profundidad en metros. Cabe señalar que esta ecuación es postulada por los autores para ser empleada en cualquier depósito granular, es decir, tanto en gravas como en arenas.

Más recientemente, O'Neil (1999) propuso la siguiente ecuación para determinar β en gravas:

$$\beta = 2.0 - 0.15 \cdot z^{0.75} \dots \dots \dots (8.2)$$

donde $1.8 \geq \beta \geq 0.25$ y z es la profundidad en metros.

Los valores de β determinados a partir de las pruebas de extracción realizadas en depósitos de gravas, gravas con arena y arenas se reportan en las Tablas 8.1, 8.2 y 8.3, respectivamente. Estas Tablas también presentan la geometría de las pilas ensayadas así como el número de golpes promedio obtenido para cada depósito, mismo que originalmente fue calculado en las Tablas 4.1 a 4.28 en el Capítulo 4. El criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm se utilizó para determinar los valores de β , que se presentan graficados en la Figura 8.1 como función de la profundidad. Del análisis de esa figura se derivan las siguientes conclusiones:

- (a) Los valores de β tienden a aumentar conforme se incrementa el porcentaje de grava en el depósito, sin embargo existe una gran dispersión en los datos.
- (b) El valor de β tiende a disminuir con la profundidad, corroborándose la hipótesis de Reese y O'Neil.
- (c) La discrepancia entre los valores de β determinados a partir de pruebas de carga y los valores obtenidos con la teoría de Reese y O'Neil disminuye con la profundidad.

Las ecuaciones de Reese y O'Neil (1988) y O'Neil (1999) también se muestran en la Figura 8.1 y se analizan a continuación:

- La ecuación de Reese y O'Neil parece adecuada para emplearse en arenas, sin embargo, su aplicación para el caso de gravas resulta muy conservadora, considerando además que en el diseño de pilas suelen aplicarse factores de seguridad de 2 o 3 para determinar la carga última por fricción de la pila.
- La ecuación de O'Neil resulta menos conservadora, al coincidir con el límite inferior del valor de β en gravas. Sin embargo, parece que mejores resultados se obtendrían de manejarse por separado una ecuación para gravas y otra para arenas con grava.

Como parte del trabajo aquí realizado, se presentan ecuaciones para determinar los valores de β en depósitos de grava y en depósitos de arenas con grava. Para ello se dispuso de los resultados de las 28 pruebas de carga realizadas por Golder (2000) así como de los resultados reportados en la literatura técnica y descritos en el Capítulo 7.

8.2.1 Valor de β en depósitos de grava

La ecuación que mejor ajusta a los valores de β para gravas está dada por:

$$\beta = 4.6 \cdot e^{-0.1 \cdot Z} \dots \dots \dots (8.3)$$

donde $\beta \geq 0.25$ y z es la profundidad en metros. El valor de β ya no es necesario limitarlo a un rango "menor que" puesto que la misma ecuación implícitamente lo hace.

La Ecuación (8.3) se grafica con respecto a la profundidad en la Figura 8.2 y de su análisis se desprenden las siguientes conclusiones:

- (a) Los valores de β próximos a la superficie calculados con la Ecuación (8.3) tienden a aproximarse a los experimentales, a diferencia de los determinados con las ecuaciones de Reese y O'Neil (1988) y la de O'Neil (1999), que para poca profundidad son demasiado conservadores.
- (b) En la Figura 8.2 también se incluyen los resultados provenientes de las pruebas de campo ajenas al estudio de Golder (2000) y descritas en el Capítulo 7. No se aprecian diferencias en la distribución de cada conjunto de datos.
- (c) A pesar de que la Ecuación (8.3) arroja resultados aproximadamente tres veces mayores que la ecuación de Reese y O'Neil para profundidades menores que 10 m, ambas convergen alrededor de los 25 m.
- (d) La Ecuación (8.3) genera valores de β aproximadamente dos veces mayores que la ecuación de O'Neil para profundidades menores que 10 m; sin embargo, ambas convergen alrededor de los 18 m.
- (e) La desviación estándar de la Ecuación (8.3) es igual a 0.65 y puede observarse que cuando la profundidad es pequeña, existen valores de β que quedan fuera de la desviación estándar. Aún considerando que al diseñar una pila se le aplicase a la capacidad de carga un factor de seguridad de 2, la β calculada con la Ecuación (8.3) podría quedar del lado de la inseguridad, donde la carga última por fricción teórica fuese superior a la real.

Con base en lo expuesto en el inciso (e) anterior, para proponer una ecuación que pudiera emplearse para el diseño de pilas es necesario una β menor. La ecuación propuesta es la siguiente:

$$\beta = 3.4 \cdot e^{-0.085 \cdot z} \dots \dots \dots (8.4)$$

donde $\beta \geq 0.25$ y z es la profundidad en metros. El valor de β ya no es necesario limitarlo a un rango "menor que" puesto que la misma ecuación implícitamente lo hace.

La Ecuación (8.4) se grafica con respecto a la profundidad en la Figura 8.3 y de su análisis se desprenden las siguientes conclusiones:

- (a) El factor de seguridad con el que se diseñe las pilas no deberá ser menor que dos. Si $FS = 2$, todas las β que forman la muestra estadística aquí usada serán mayores que los teóricos, estando por tanto del lado de la seguridad.
- (b) El valor de β obtenido con la Ecuación (8.4) es sensiblemente mayor al determinado con la ecuación de Reese y O'Neil, por lo que permitirá calcular cargas últimas por fricción mayores y más cercanas a las reales, economizando el diseño.

8.2.2 Valor de β en depósitos de arena con grava

La ecuación exponencial que mejor ajusta a los resultados de pruebas de carga en arenas con grava está dada por:

$$\beta = 2.847 \cdot e^{-0.0584 \cdot z} \dots \dots \dots (8.5)$$

donde z es la profundidad en metros. En la Figura 8.4 se grafica la relación entre β (Ecuación 8.5) y la profundidad. La desviación estándar de la Ecuación (8.5) es solo 0.20 debido a que hay una gran dispersión de datos para profundidades menores que 3.5 m. Además existen muy pocos datos para construir la curva para profundidades superiores a 3.5 m. En la Figura 8.4 aparecen también los resultados provenientes de pruebas de carga ajenas al estudio de Golder (2000) y descritas en el Capítulo 7 del presente trabajo.

En la Figura 8.4 también se presentan las curvas provenientes de las Ecuaciones (8.1) y (8.2), correspondientes a los métodos de Reese y O'Neil (1988) y O'Neil (1999), respectivamente. Las β calculadas a partir de las pruebas de carga son mayores que las obtenidas con esas ecuaciones; sin embargo, con fines de diseño, la relación propuesta por O'Neil parece ajustarse razonablemente bien a los resultados de las pruebas de carga presentadas en este trabajo. La curva de O'Neil es un poco mayor que la Ecuación (8.5) menos una desviación estándar. El empleo de la ecuación de O'Neil proporcionaría valores de β sensiblemente mayores que los obtenidos con la ecuación de Reese y O'Neil pero aún es conservadora. Con base en lo anterior se concluye que la ecuación de O'Neil (1999) es la

más conveniente para ser aplicada para determinar la carga última por fricción en depósitos de arena con grava.

Las curvas empleadas para determinar los valores de β en arenas, arenas con grava y gravas se muestran juntas en la Figura 8.5. La Ecuación (8.1), correspondiente a la de Reese y O'Neil (1988) aparece ahí designada como *Curva para Arenas*. La Ecuación (8.2), correspondiente a la de O'Neil (1999) es llamada *Curva para Arenas con Grava*. La Ecuación (8.3), fue desarrollada en el presente trabajo y es propuesta como *Curva para Gravas*.

8.3 Modificaciones sugeridas para la ecuación de Meyerhof en depósitos de grava

Tal y como se mencionó en el Capítulo 3, el método de Meyerhof (1976) determina la carga última por fricción en pilas construidas en suelos granulares como el número de golpes determinado en la Prueba de Penetración Estándar dividido entre 100 y limitando dicho cociente a no rebasar 5.5 ton/m^2 . Los valores de la carga última por fricción calculados con este método y los determinados a partir de pruebas de campo se mostraron en las Figuras 6.4 y 6.5 pertenecientes al Capítulo 6. En ellas se observa que si se multiplican por dos las cargas últimas por fricción calculadas con el método de Meyerhof, prácticamente coincidirían con la línea de ajuste perfecto.

En la Figura 8.6 se grafica al número de golpes determinado en la Prueba de Penetración Estándar vs. la fricción lateral unitaria, empleando los datos contenidos en las Tablas 8.1 a 8.3. Existe una tendencia en la fricción lateral unitaria a aumentar conforme se incrementa el número de golpes. Además, los datos muestran que la fricción lateral unitaria tiende a aumentar con el contenido de grava en el suelo, aunque también la dispersión en los resultados.

La correlación original establecida por Meyerhof (1976) entre la fricción lateral unitaria f_s y el número de golpes N , fue presentada en el Capítulo 3 del presente trabajo y está dada por:

$$f_s = \frac{N}{100} \cdot 11 \leq 5.5 \cdot \text{ton} / \text{m}^2 \dots \dots \dots (3.7)$$

La expresión anterior también se muestra en la Figura 8.6. Prácticamente todos los puntos graficados en la Figura coinciden con la línea que define la ecuación (3.7) o bien son superiores a ella. De hecho, el 100 % de los valores de la fricción lateral provenientes de gravas y 50 % de los valores de la fricción lateral originados de arenas con grava son por lo menos el doble que los obtenidos con la Ecuación (3.7).

Con fines de diseño, es por tanto razonable proponer la siguiente ecuación para determinar la fricción lateral unitaria en depósitos de grava:

$$f_s = 11 \cdot \frac{N}{50} \leq 11 \cdot \text{ton} / \text{m}^2 \dots \dots \dots (8.6)$$

Aunque esta ecuación duplica la fricción lateral propuesta inicialmente por Meyerhof, constituye el límite inferior que la fricción lateral puede tener como función del número de golpes en depósitos de grava. Por otra parte, la misma Figura 8.6 muestra que la Ecuación (3.7) es aplicable para arenas y arenas con grava.

8.4 Modificaciones sugeridas para la ecuación de Kulhawy en depósitos de grava

La aplicación del método de Kulhawy en depósitos de arena se resume en la Figura 8.8. En ella se observa que las cargas últimas por fricción calculadas son muy conservadoras comparadas con las determinadas en pruebas de extracción, siendo la diferencia desde seis hasta ocho veces. Por lo tanto, este método requiere de una corrección importante para hacerlo más aproximado.

La mayor complejidad al emplear el método de Kulhawy radica en la dificultad de determinar el valor del coeficiente de presión lateral K (como se evidencia en la base de datos presentada en la Figura 6.14) que en apariencia es el parámetro que aleja a la carga última por fricción teórica de la obtenida en pruebas de carga.

Kulhawy determina el coeficiente de presión lateral K a partir del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , como se explicó en el inciso 3.4.3 del presente trabajo. Conociendo K_0 se puede calcular el esfuerzo horizontal σ_h , que es el esfuerzo normal al plano de falla, mismo que conduce a la determinación del esfuerzo cortante actuante a lo largo del fuste y con él puede finalmente calcularse la carga última por fricción.

El razonamiento anterior, estrictamente teórico, parece muy razonable. Sin embargo, el coeficiente de presión lateral K parece alcanzar valores muy superiores a los supuestos por Kulhawy. La razón de ello puede deberse especialmente al fenómeno de dilatancia. Ya que los depósitos granulares descritos en el presente trabajo son compactos y muy compactos, al ser sometidos a un incremento de carga tienden a aumentar de volumen. Al no poder hacerlo, el esfuerzo de confinamiento al que está sometido el suelo aumenta sensiblemente, incrementándose por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo a lo largo del fuste de la pila.

Sin embargo, para poder modificar el valor del coeficiente de presión lateral K como producto del fenómeno de dilatancia es necesario conocer las propiedades esfuerzo – deformación del suelo, lo que dificulta la aplicación del método. Ya que en el presente trabajo no se contó con esos parámetros, el proponer un factor de corrección por el cual multiplicar el coeficiente de presión lateral K no es razonable.

Lo impreciso del método junto con la existencia de métodos más aproximados conducen a que el método de Kulhawy no sea recomendable para ser empleado en pilas construidas en gravas.

8.5 Evaluación de las ecuaciones de Reese y O'Neil, Meyerhof y Kulhawy para depósitos de arena

La comparación realizada entre los resultados teóricos y los obtenidos a través de las pruebas de extracción muestran que los métodos teóricos de Reese y O'Neil, Meyerhof y Kulhawy son conservadores. Sin embargo, del análisis de la Figura 8.5 se observa que la Ecuación (8.1) propuesta por Reese y O'Neil corresponde prácticamente al límite inferior que puede asumir el valor de β , por lo que el proponer una ecuación que genere menores valores de β puede provocar estar del lado de la inseguridad. Lo mismo puede decirse de la Ecuación (3.7) de Meyerhof (Figura 8.6), la que también representa el valor mínimo que puede tener la fricción lateral en depósitos de arena. Con base en lo anterior se concluye que no es factible proponer modificaciones al método de Reese y O'Neil ni al de Meyerhof en depósitos de arena. Esas ecuaciones conducirán por tanto a calcular cargas últimas por fricción que nunca superarán a las reales, quedando del lado de la seguridad. Por lo disperso de los resultados no puede señalarse el Factor de Seguridad implícito en esas ecuaciones.

La aplicación del método de Kulhawy en depósitos de arena se resume en la Figura 8.7. En ella se observa que las cargas últimas por fricción calculadas son muy conservadoras comparadas con las determinadas en pruebas de extracción, siendo la diferencia desde dos hasta seis veces. Los resultados son erráticos y no es factible atribuir tendencias. Por otra parte, en la Figura 8.9 se muestra la carga última por fricción de Kulhawy normalizada vs. la compacidad relativa de los diversos depósitos granulares. Allí se observa que una gran dispersión en los resultados correspondientes a arenas, por lo que la precisión del método de Kulhawy no está en función de la compacidad relativa del depósito.

Con base en lo arriba expuesto puede concluirse que en pilas construidas en depósitos de arena, el método de Kulhawy produce cargas últimas por fricción muy conservadoras, del orden de dos a seis veces menores que las reales.

Figura 8.1 Valores de b obtenidos a partir de pruebas de carga en gravas, arenas con grava y arenas, comparadas con las curvas de diseño de Reese y O'Neil (1988) y O'Neil (1999)

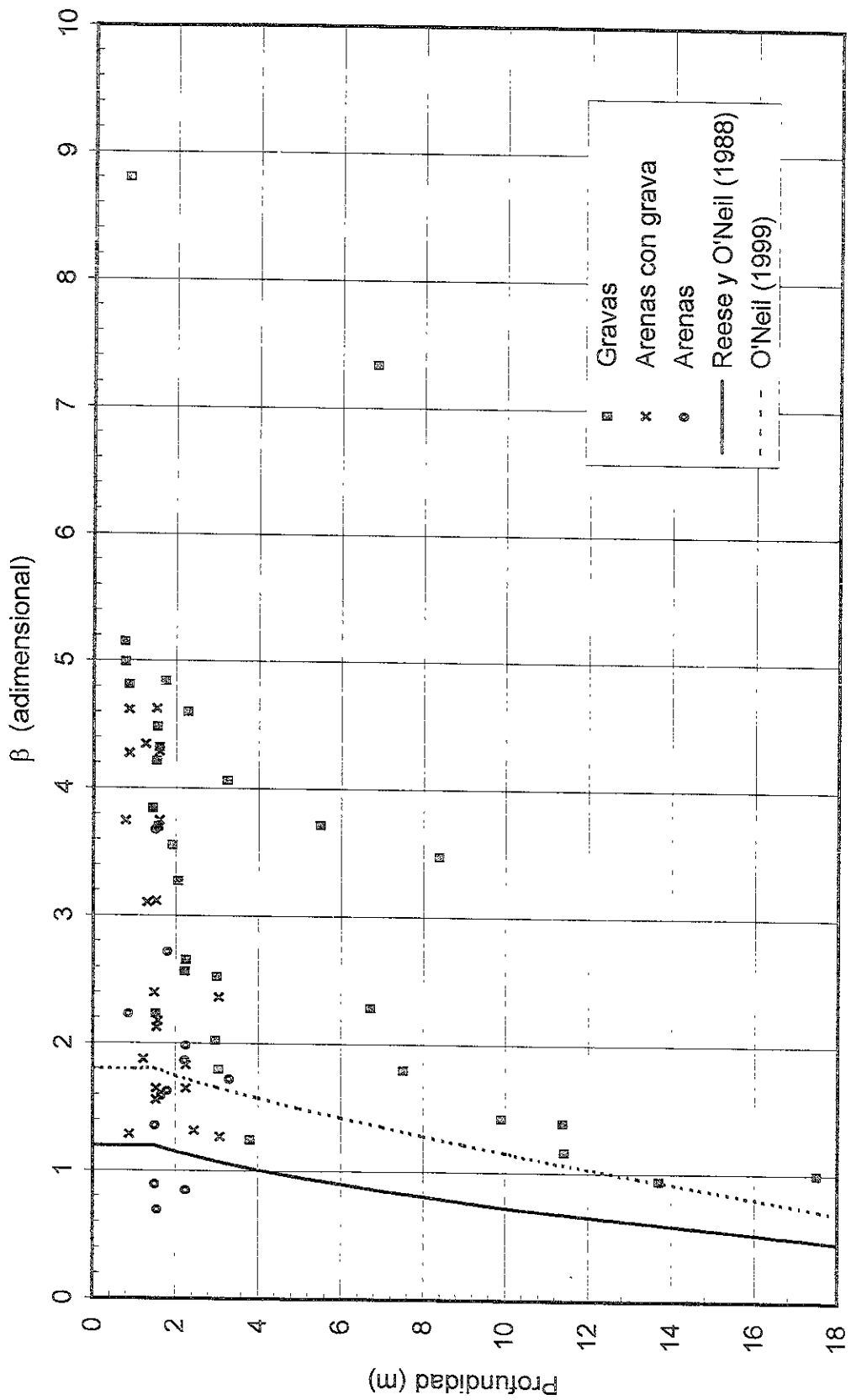


Figura 8.2 Valores de b obtenidos a partir de pruebas de carga en depósitos de grava, comparadas con las curvas de diseño de Reese y O'Neil (1988) y O'Neil (1999)

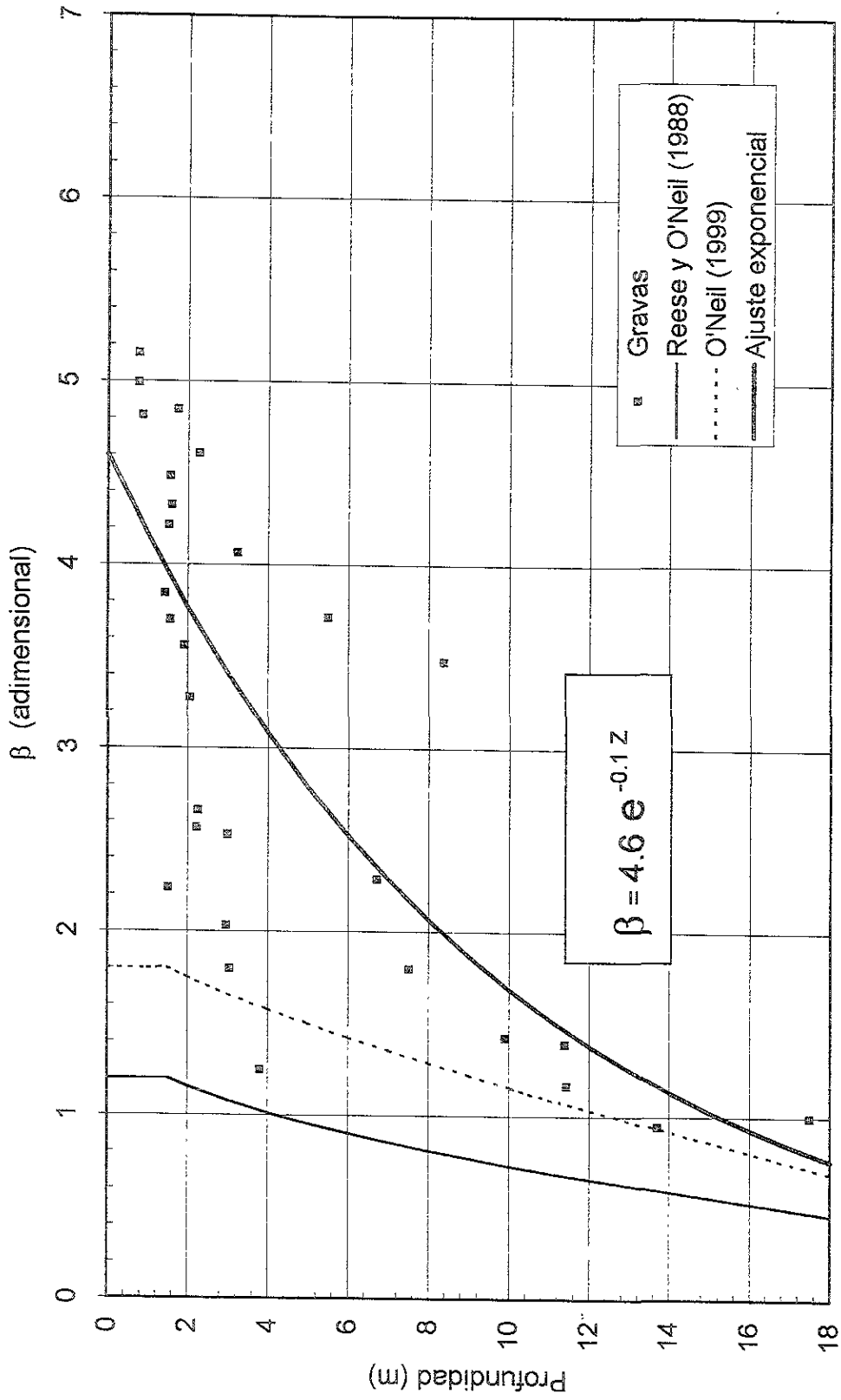


Figura 8.3 Modificación a la b de Reese y O'Neil (1988) y O'Neil (1999) mediante una nueva ecuación para b en depósitos de grava

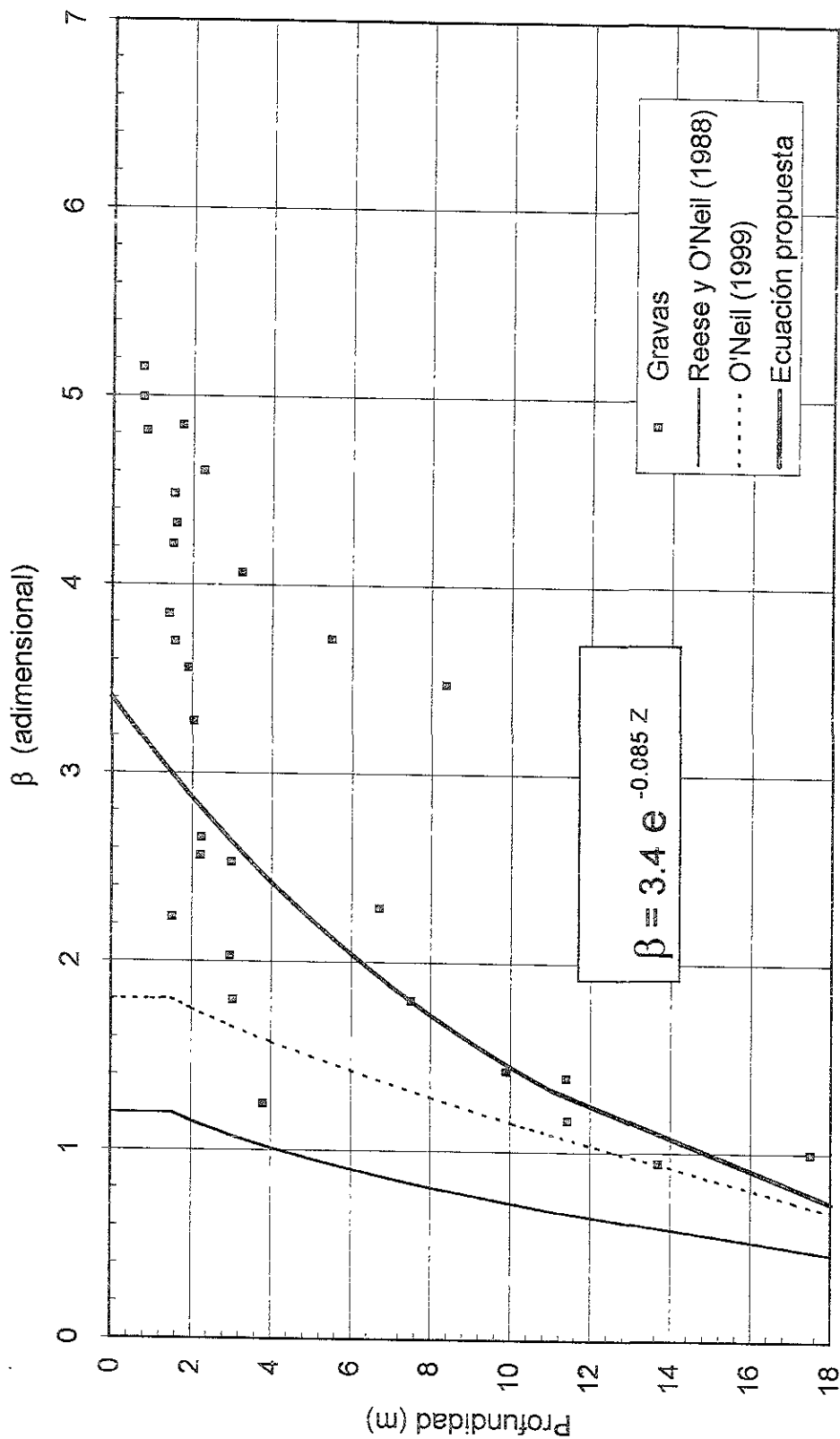


Figura 8.4 Valores de b obtenidos a partir de pruebas de carga en depósitos de arena con grava, comparadas con las curvas de diseño de Reese y O'Neil (1988) y O'Neil (1999)

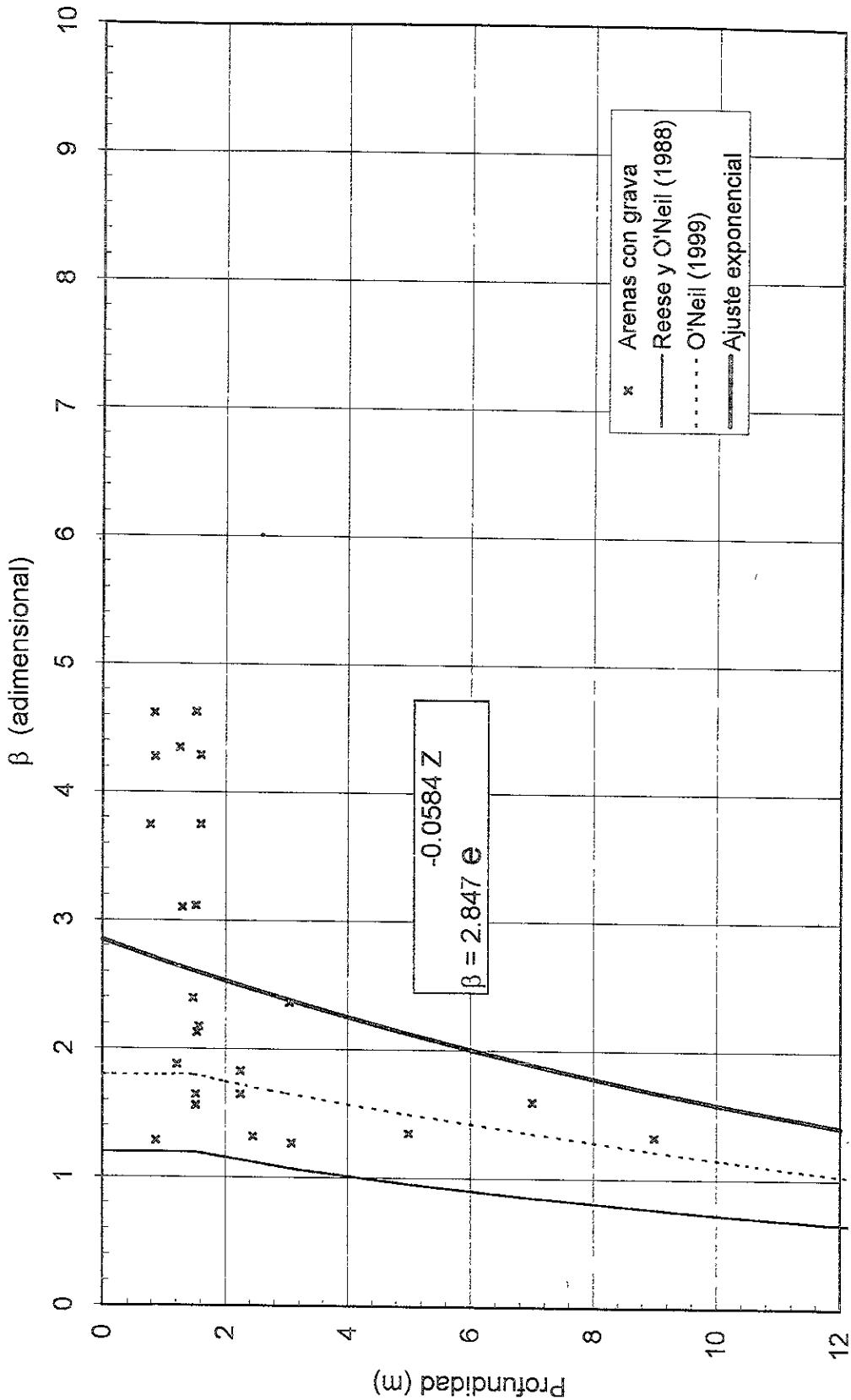


Figura 8.5 Conclusión sobre las ecuaciones para el cálculo de β en depósitos granulares

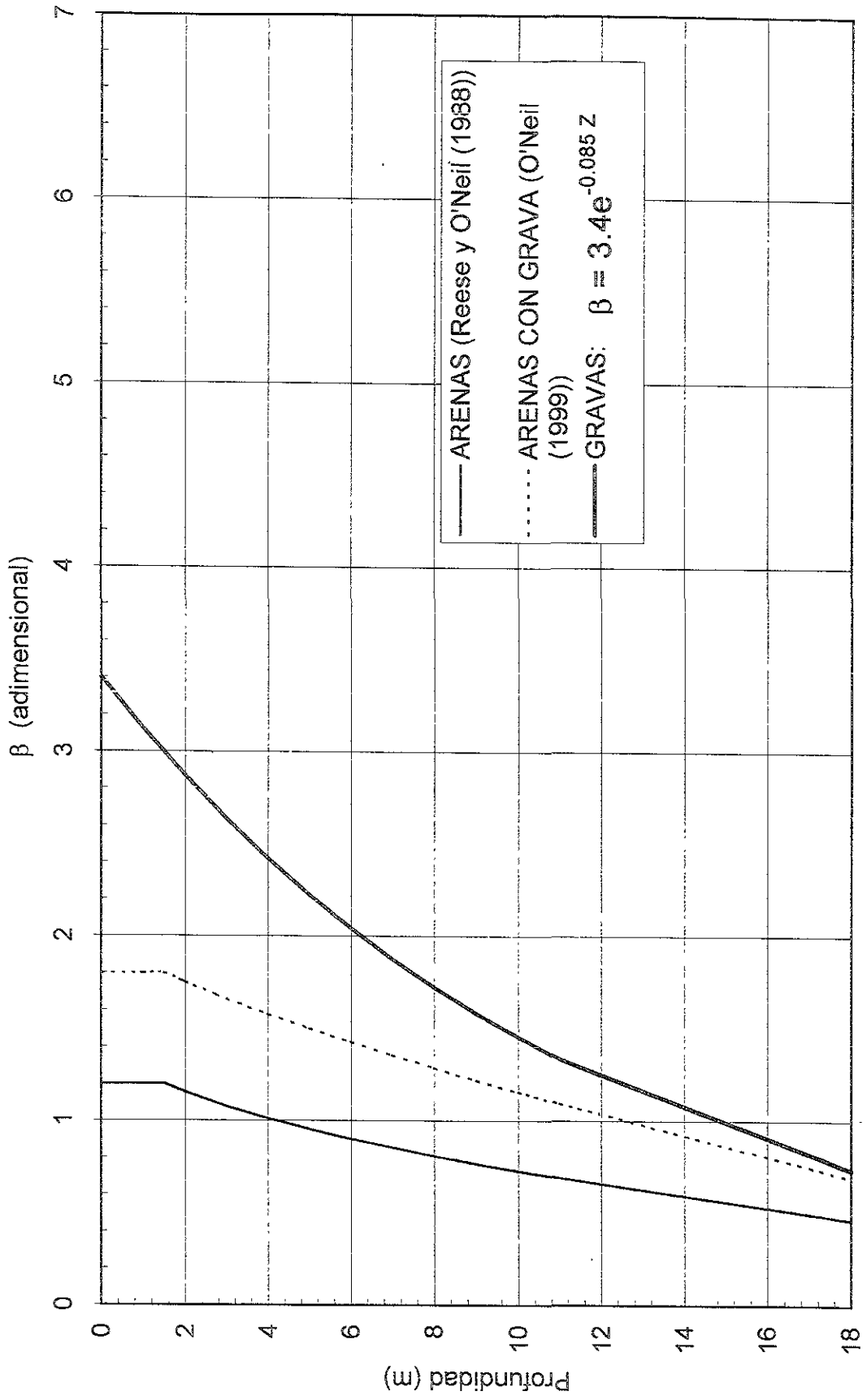


Figura 8.6 Relación entre la fricción lateral determinada en pruebas de extracción en pilas y el número de golpes obtenido en la prueba SPT

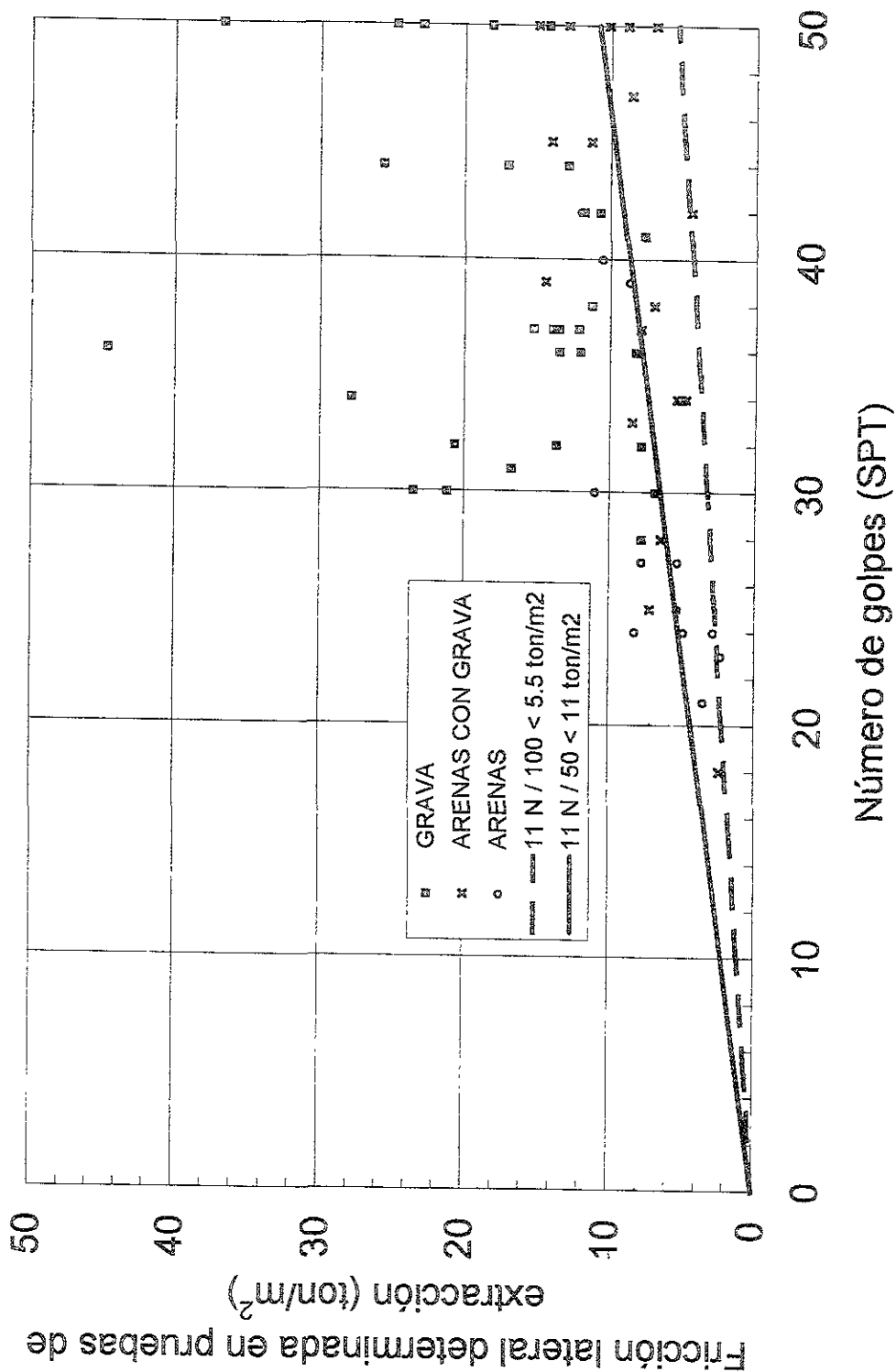
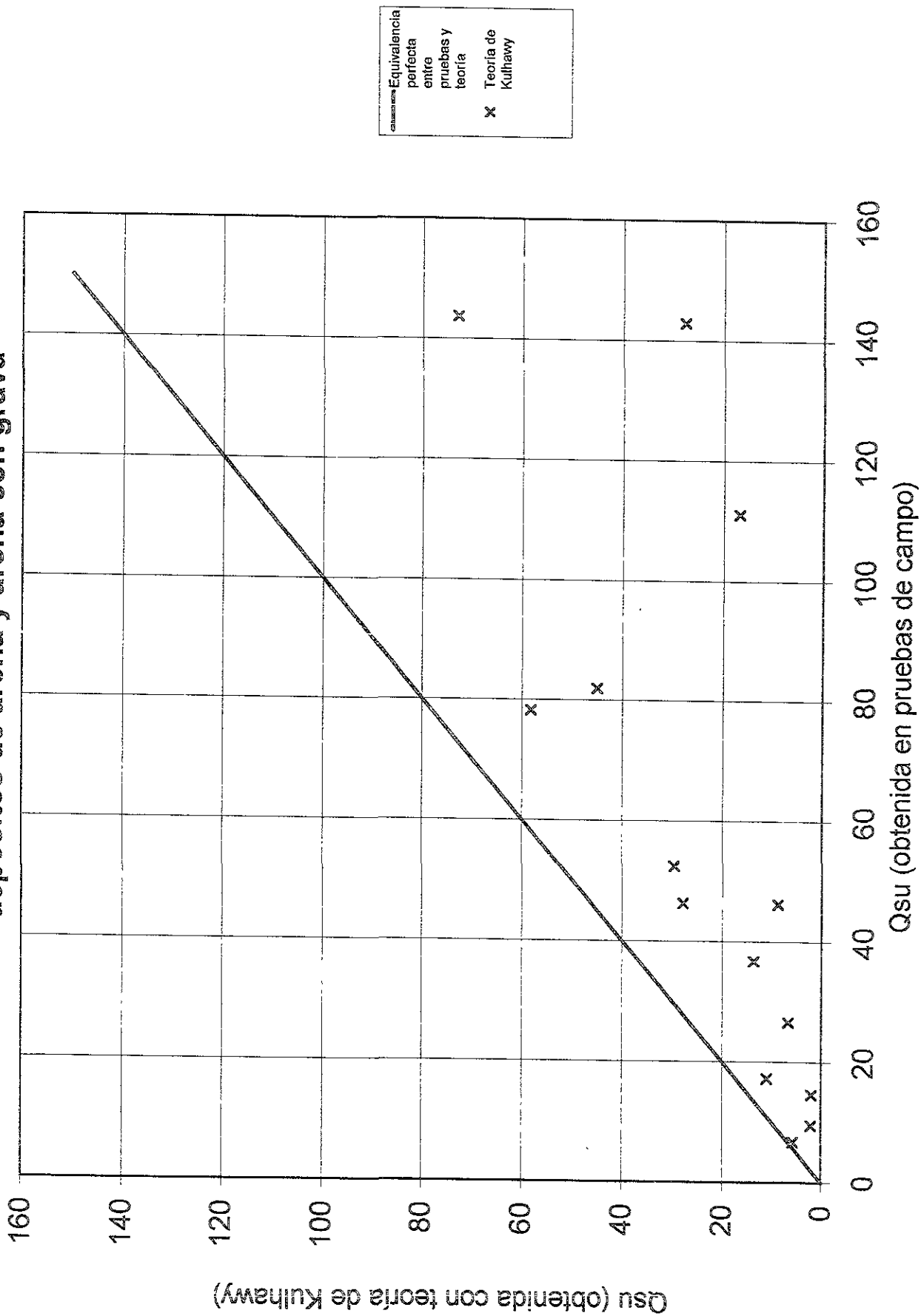


Figura 8.7 Relación entre la carga última por fricción Q_{su} obtenida en pruebas de campo y la determinada con la teoría de Kulhawy, para depósitos de arena y arena con grava



Equivalencia perfecta entre pruebas y teoría
 x Teoría de Kulhawy

Figura 8.8 Relación entre la carga última por fricción Q_{su} obtenida en pruebas de campo y la determinada con la teoría de Kulhawy, para depósitos de grava

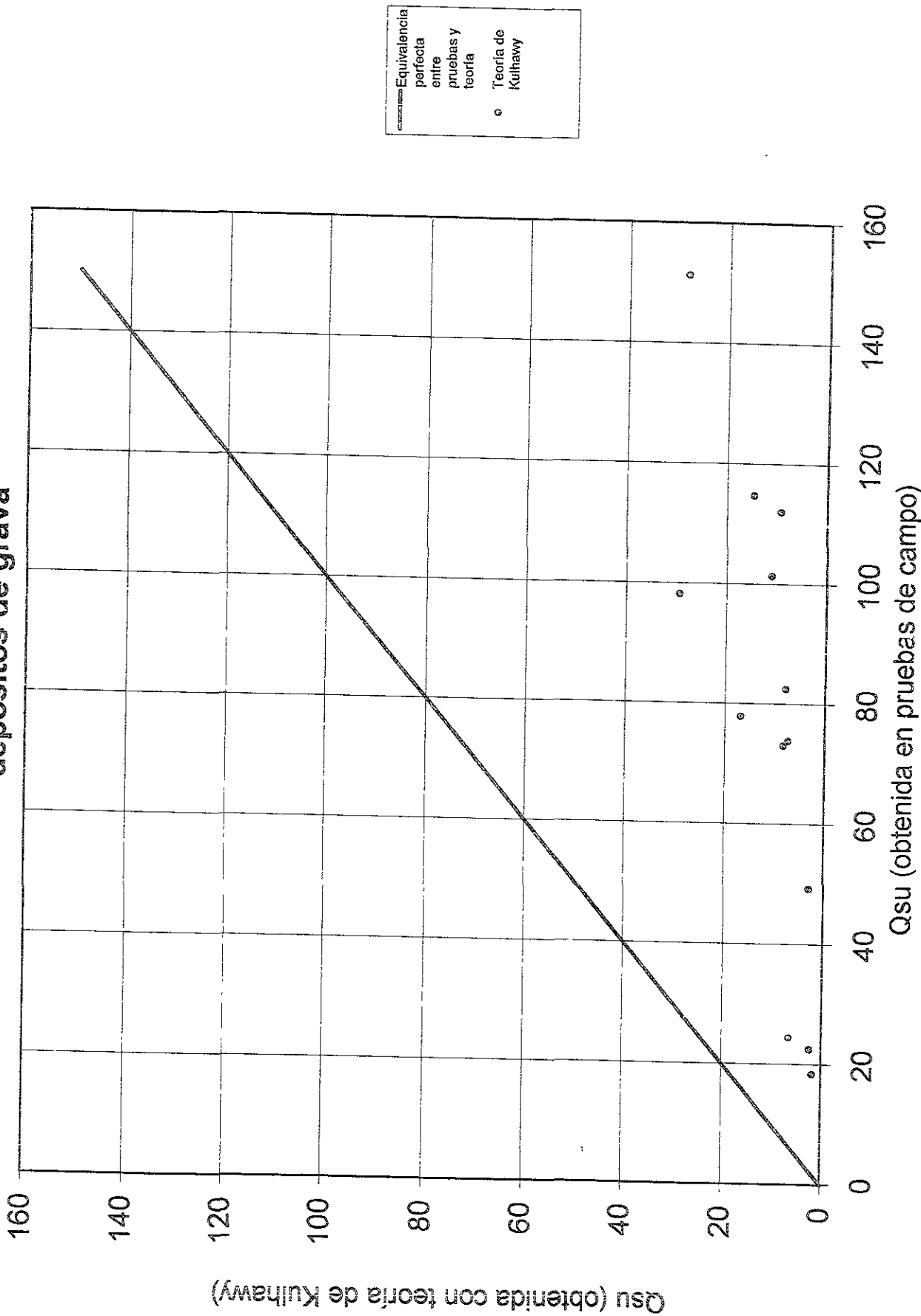
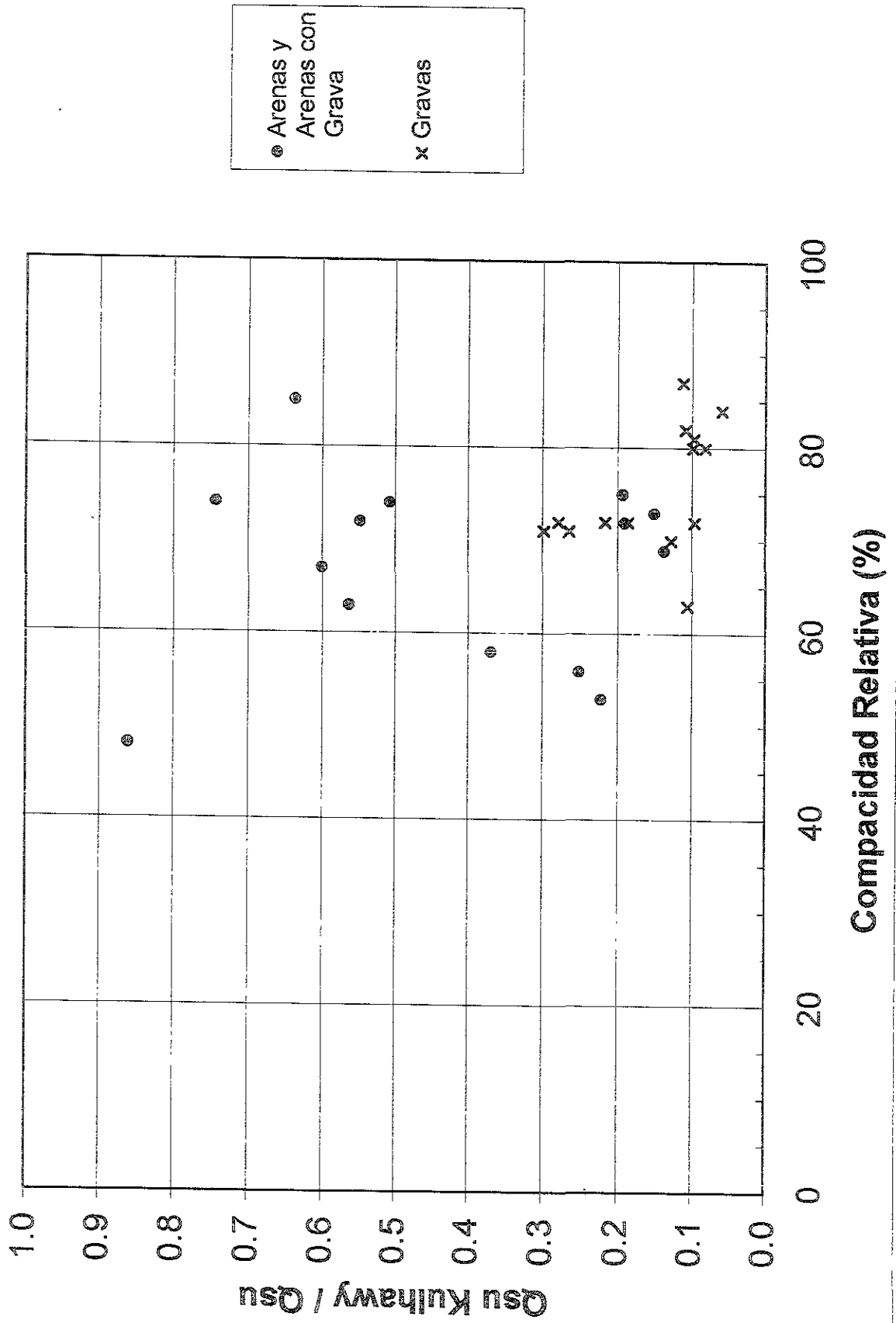


Figura 8.9 Relacion entre la carga ultima por friccion de
Kulhawy normalizada y la compacidad relativa del depósito



D E P O S I T O S D E G R A V A											
Sitio	Clasificación SUCS	Diámetro promedio (m)	Longitud de la pila o del segmento analizado (m)	Profundidad al centro del intervalo z (m)	Esfuerzo efectivo σ_z (ton/m ²)	N promedio (SPT)	Nivel freático	Carga última por fricción Qsu (ton)	Fricción lateral obtenida en prueba f_s (ton/m ²)	β obtenida en prueba	Grava (%)
American Fork, Utah	GW-GM	0.62	1.50	0.75	1.5	28	Ausente	22.6	7.74	5.16	45 a 50
	GW-GM	0.63	3.10	1.55	3	37	Ausente	82.6	13.46	4.49	45 a 50
	GW	0.66	4.12	2.06	4.1	36	Ausente	114.8	13.44	3.28	50 a 58
Kennecott, Utah	GW-GM	0.67	5.94	2.97	5.95	37	Ausente	151.2	12.09	2.03	50 a 58
	GP-GM	0.56	1.70	0.85	1.7	36	Ausente	24.5	8.19	4.82	48 a 66
	GP-GM	0.56	3.20	1.6	3.2	37	Ausente	78.0	13.86	4.33	48 a 66
Mapleton, Utah	GM	0.58	4.50	2.25	4.5	36	Ausente	98.2	11.98	2.66	56 a 62
	GP-GM	0.59	6.00	3	6	37	Ausente	168.9	15.19	2.53	56 a 62
	GW-GM	0.61	1.67	0.835	1.75	51	Ausente	49.3	15.40	8.80	55 a 70
Provo, Utah	GW-GM	0.61	3.15	1.575	3.27	53	Ausente	73.1	12.11	3.70	43 a 59
	GW-GM	0.59	3.85	1.925	3.99	50	Ausente	101.4	14.21	3.56	43 a 59
	GM	0.71	4.45	2.225	4.36	38	Ausente	111.1	11.19	2.57	40 a 46
Spanish Fork, Utah	GW-GM	0.51	1.52	0.76	1.52	41	Ausente	18.5	7.60	5.00	47 a 55
	GW-GM	0.6	3.05	1.525	3.05	44	Ausente	74.0	12.87	4.22	47 a 55
	GW-GM	0.6	3.50	1.75	3.5	44	Ausente	112.0	16.98	4.85	47 a 55
Puente F-438 Utah	GM	0.94	1.22(*)	6.71	12.13	34	Ausente	100.0	27.80	2.29	NI
	GM	0.94	1.52(*)	11.43	21.81	44	Ausente	115.0	25.62	1.17	NI
	GM	0.61	1.52(*)	6.85	11.23	42	Presente	240.0	82.39	7.34	NI
Puente F-489 Utah	GM	0.61	1.52(*)	8.38	12.83	36	Presente	130.0	44.63	3.48	NI
	GM	0.61	1.52(*)	9.91	14.43	32	Presente	60.0	20.60	1.43	NI
	GC	0.91	2.29(*)	3.25	5.63	50	Ausente	150.0	22.91	4.07	NI
Cupertino California	GP	0.91	2.29(*)	5.5	9.86	50	Ausente	240.0	36.66	3.72	NI
	GC	0.91	1.77(*)	7.51	13.72	50	Ausente	125.0	24.70	1.80	NI
	GW-SW	0.46	2.87	1.44	3.05	42	Ausente	48.6	11.73	3.85	NI
California	GW-SW	0.46	6.10	3.05	5.92	42	Ausente	93.9	10.65	1.80	NI
	GP	0.9	3.8 (*)	11.4	11.95	31	Presente	179.4	16.70	1.40	NI
	GP	0.9	6.1 (*)	13.7	14.36	32	Presente	234.6	13.60	0.95	NI
Nuevo México	GP	0.9	2.74 (*)	17.5	18.10	50	Presente	140.2	18.10	1.00	NI
	GM	0.81	1.52 (*)	0.76	1.52	30	Ausente	90.7	23.45	15.42	NI
	GM	0.81	1.52 (*)	2.29	4.58	30	Ausente	81.7	21.12	4.61	NI
Hawaii	GM	0.81	1.52 (*)	3.81	7.62	42	Ausente	370.0	95.66	12.55	NI
	GM	0.89	3.05 (*)	1.52	3.04	30	Ausente	57.6	6.80	2.24	NI
	GM	0.89	1.52 (*)	3.81	6.24	32	Ausente	33.1	7.80	1.25	NI

NOTAS:

- 1.- La carga máxima por fricción corresponde al promedio de los criterios empleados (desplazamiento máximo de 1.3 cm, pendiente - tangente y tangente doble)
- 2.- Para determinar f_s se empleó la ecuación $f_s = Qsu / (\pi (\text{Diámetro}) \text{Longitud pila})$
- 3.- Para determinar β se empleó la ecuación $\beta = f_s / \sigma_z$
- 4.- La abreviatura NI significa No Indicado en la referencia
- 5.- Los valores ashrados del número de golpes N (SPT) indican rechazo, por lo que se empleó N = 50
- 6.- (*) La longitud reportada corresponde al segmento de pila comprendido entre los medidores de deformación
- 7.- Los valores de N promedio fueron calculados en las Tablas 4.1 a 4.28

TABLA 8.2 RESUMEN DE PARAMETROS DE RESISTENCIA OBTENIDOS EN PRUEBAS DE EXTRACCION EN DEPOSITOS DE ARENA CON GRAVA

D E P O S I T O S D E A R E N A C O N G R A V A											
Sitio	Clasificación SUCS	Diámetro promedio (m)	Profundidad total (m)	Profundidad al centro del intervalo z (m)	Esfuerzo efectivo σ_z (ton/m ²)	N promedio (SPT)	Nivel freático	Carga última por fricción Qsu (ton)	Fricción lateral obtenida en prueba fs (ton/m ²)	β obtenida en prueba	Grava (%)
Big Cottonwood, Utah	SP-SM	0.52	1.75	0.88	1.82	18	Ausente	6.7	2.34	1.29	10 a 37
	SP-SM	0.55	2.96	1.48	3	25	Ausente	36.8	7.20	2.40	10 a 25
	SM	0.53	4.90	2.45	4.88	28	Ausente	52.5	6.43	1.32	10 a 25
Point of Mountain East, Utah	SM	0.54	6.16	3.08	6.17	37	Ausente	82	7.85	1.27	10 a 50
	SW-SM	0.43	1.71	0.86	1.74	51	Ausente	17.2	7.45	4.28	6 a 37
Provo, Utah	SW-SM	0.67	2.61	1.31	2.72	33	Ausente	46.4	8.45	3.11	6 a 40
	SW-SM	0.52	6.10	3.05	6.1	39	Ausente	143.7	14.42	2.36	6 a 37
	SM	0.63	1.55	0.78	1.27	34	Ausente	14.6	4.76	3.75	18 a 36
Baker, California	SM	0.67	3.15	1.58	3.20	38	Ausente	46.2	6.97	2.18	18 a 36
	SP-SM	0.67	3.08	1.54	3.23	50	Ausente	44.6	6.89	2.13	NI
	SP-SM	0.69	4.50	2.25	4.82	50	Ausente	86.1	8.82	1.83	NI
Caliente, Nevada	SP-SM	0.69	4.50	2.25	7.83	50	Ausente	126.0	12.91	1.65	NI
	SP-SM	0.66	2.52	1.26	2.60	45	Ausente	59.0	11.30	4.35	NI
	SP-SM	0.66	3.20	1.60	3.26	45	Ausente	92.8	13.99	4.29	NI
SCE California	SP-SM	0.66	3.20	1.60	5.77	25	Ausente	143.5	21.63	3.75	NI
	SM	0.51	3.05	1.53	3.26	34	Ausente	26.3	5.38	1.55	NI
	SM	0.51	3.05	1.53	3.24	34	Ausente	24.7	5.06	1.56	NI
	SM	0.51	3.05	1.53	3.24	50	Ausente	49.4	10.11	3.12	NI
	SM	0.51	3.05	1.53	3.23	50	Ausente	73.1	14.96	4.63	NI
	SM	1.28	2.44	1.22	2.35	42	Ausente	43.3	4.41	1.88	NI
	SP	1.28	1.70	0.85	1.84	47	Ausente	58.1	8.50	4.62	NI

NOTAS:

- 1.- La carga máxima por fricción corresponde al promedio de los criterios empleados (desplazamiento máximo de 1.3 cm, pendiente - tangente y tangente doble)
- 2.- Para determinar fs se empleó la ecuación $f_s = Q_{su} / (\pi (\text{Diámetro}) \text{Longitud pila})$
- 3.- Para determinar β se empleó la ecuación $\beta = f_s / \sigma_z$
- 4.- La abreviatura NI significa No Indicado en la referencia
- 5.- Los valores ashuados del número de golpes N (SPT) indican rechazo, por lo que se empleó N = 50
- 6.- Los valores de N promedio fueron calculados en las Tablas 4.1 a 4.28

TABLA 8.3 RESUMEN DE PARAMETROS DE RESISTENCIA OBTENIDOS EN PRUEBAS DE EXTRACCION EN DEPOSITOS DE ARENA

Sitio	Clasificación SUCS	Diámetro promedio (m)	Profundidad total (m)	Profundidad al centro del intervalo z (m)	Esfuerzo efectivo σ_z (ton/m ²)	N promedio (SPT)	Nivel freático	Carga última por fricción Qsu (ton)	Fricción lateral obtenida en prueba fs (ton/m ²)	β obtenida en prueba	Grava (%)
P of Mtn. East Utah	SW-SM	0.65	4.45	2.225	4.61	39	Ausente	78.3	8.62	1.87	6 a 10
P.of Mtn. West, Utah	SW	0.51	1.7	0.85	1.56	21	Ausente	9.5	3.49	2.24	3 a 5
	SP	0.53	3.3	1.65	3.04	24	Ausente	26.6	4.84	1.59	3 a 5
Provo, Utah	SM	0.66	6.6	3.3	6.10	40	Ausente	144.1	10.53	1.73	6 a 16
	SM	0.46	4.5	2.25	3.89	27	Ausente	50.4	7.75	1.39	NI
	SM	0.46	3	1.5	3.25	42	Ausente	51.8	11.94	3.68	NI
	SM	0.46	3.6	1.8	3.23	27	Ausente	27.4	5.27	1.63	NI
	SM	0.46	3.6	1.8	4.04	30	Ausente	57.1	10.98	2.72	NI
SCE California	SP	0.46	3	1.5	2.51	23	Presente	9.8	2.26	0.90	NI
	SC	0.47	4.5	2.25	9.62	24	Ausente	54.3	8.18	0.85	NI
	SM	0.48	3.1	1.55	4.00	24	Ausente	13.1	2.80	0.70	NI
	SM	0.48	3	1.5	3.88	25	Ausente	23.9	5.27	1.36	NI

NOTAS:

- 1.- La carga máxima por fricción corresponde al promedio de los criterios empleados (desplazamiento máximo de 1.3 cm, pendiente - tangente y tangente doble)
- 2.- Para determinar fs se empleó la ecuación $f_s = Q_{su} / (\pi \text{ (Diámetro) Longitud pila})$
- 3.- Para determinar β se empleó la ecuación $\beta = f_s / \sigma_z$
- 4.- La abreviatura NI significa No indicado en la referencia
- 5.- Los valores ashuados del número de golpes N (SPT) indican rechazo, por lo que se empleó N = 50
- 6.- Los valores de N promedio fueron calculados en las Tablas 4.1 a 4.28

TABLA 8.4 CARGA ÚLTIMA POR FRICCIÓN DE KULHAWY NORMALIZADA Y COMPACIDAD RELATIVA DEL DEPÓSITO GRANULAR

DEPOSITOS DE ARENA Y ARENAS CON GRAVA									
Sitio de Prueba	Longitud real de la pila (m)	Carga Última por Fricción Q_{su} según el Método de Interpretación de la Prueba de Carga (ton)		Valor Promedio de la Carga Última por Fricción \bar{Q}_{su} (ton)	Valor Teórico según Kulhawy (ton)	$\frac{Q_{su} \text{ Kulhawy}}{\bar{Q}_{su}}$	Compacidad Relativa Promedio del Depósito \bar{D}_r (%)	Carga Última por Fricción Q_{su} según el Método de Interpretación de la Prueba de Carga (ton)	
		Tangente Doble	Pendiente - Tangente					Desplazamiento Máximo 1 3 cm	Valor Promedio de la Carga Última por Fricción \bar{Q}_{su} (ton)
Provo	1.3	13.5	14.8	15.5	14.6	2.0	0.14	69	
	3.2	44.5	45.8	48.4	46.2	8.8	0.19	72	
	4.4	110.3	104.5	118.6	111.1	16.7	0.15	73	
	6.1	128.4	132	168.4	142.9	27.6	0.19	75	
Point of Mountain East	1.7	17	17	17.8	17.3	11.0	0.64	85	
	2.7	41.3	45.5	52.3	46.4	27.8	0.60	67	
	4.5	70.9	76.7	87.2	78.3	58.2	0.74	74	
	6.1	136.7	150.8	143.7	143.7	72.9	0.51	74	
Point of Mountain West	1.7	8.5	9.2	10.7	9.5	2.1	0.22	53	
	3.3	25.1	25.3	29.5	26.6	6.7	0.25	56	
	1.8	7	6.7	6.5	6.7	5.8	0.86	48	
Big Cottonwood	3	33.7	36.7	40	36.8	13.6	0.37	58	
	4.9	50.8	51	55.8	52.5	29.6	0.56	63	
	6.2	74	81.7	90.4	82.0	45.0	0.55	72	
DEPOSITOS DE GRAVA									
Spanish Fork	1.5	17.8	17.1	20.7	18.5	1.8	0.10	81	
	3	61.4	70.8	89.7	74.0	7.3	0.10	80	
	3.5	106.2	102.9	127.1	112.1	9.2	0.08	80	
American Fork	1.5	21.5	21.3	25	22.6	2.4	0.11	63	
	3	76.3	77.5	94	82.6	7.9	0.10	72	
	4.1	98.8	105	140.5	114.8	14.6	0.13	70	
	5.9	138.8	136.9	178.1	151.3	28.1	0.19	72	
Kennecott	1.7	22.8	20.7	30.1	24.5	6.5	0.26	71	
	3.2	63.4	77.9	92.7	78.0	16.9	0.22	72	
	4.5	74.5	88.9	131.2	98.2	29.3	0.30	71	
	6	146.7	144.8	215.1	168.9	47.1	0.28	72	
Mapleton	1.7	44.9	48.1	55	49.3	2.9	0.06	84	
	3.1	70	69.4	80	73.1	8.2	0.11	87	
	3.8	81.5	96.3	126.4	101.4	11.0	0.11	82	

NOTA La Compacidad Relativa Promedio del Depósito fue tomada de las Tablas 4.1 a la 4.28, Capítulo 4.

9.- CONCLUSIONES

9.1 Evaluación de los métodos de Reese y O'Neil, Meyerhof y Kulhawy con base en los resultados obtenidos en pruebas de extracción

9.1.1 Evaluación de los métodos teóricos en depósitos de arena y arenas con grava

1.- Los tres métodos teóricos analizados subestiman la carga última por fricción de pilas construidas en depósitos de arena y arena con grava.

2.- La subestimación en el valor de la carga última por fricción aumenta mientras mayor sea el contenido de grava en el depósito.

3.- Dentro de los tres métodos teóricos analizados, no existe ninguno que consistentemente ofrezca los mayores valores ni los menores valores en la carga última por fricción.

4.- Se emplearon tres criterios para interpretar las curvas carga – desplazamiento obtenidas a partir de pruebas de extracción. El valor de la carga última por fricción que se obtuvo fue distinto para cada criterio de interpretación.

5.- A partir de los resultados resumidos en la Tabla 6.1 pueden extraerse las siguientes conclusiones:

(a) En el 86 % de las pruebas analizadas, el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm* arrojó el máximo valor de la carga última por fricción.

(b) Aplicando el *criterio de la tangente doble* se obtuvo el menor valor de la carga última por fricción en el 66 % de las pruebas interpretadas, por lo que puede considerarse como el método más conservador de los empleados. En promedio, la carga última por fricción determinada con este criterio es 15 % inferior a la determinada con el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm*

- (c) El *criterio de la pendiente – tangente* generó el menor valor de la carga última por fricción en el 30 % de las pruebas interpretadas. En promedio, la carga última por fricción determinada con este criterio es 10 % inferior a la determinada con el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm* y 5 % superior a la obtenida empleando el *criterio de la tangente doble*. Con base en lo anterior, el *criterio de la pendiente – tangente* puede considerarse como un criterio que determina valores intermedios en la carga última por fricción en depósitos de arena y arena con grava y por ello se le empleó como base de comparación con los métodos teóricos.
- (d) El método teórico que en promedio registró valores de la carga última por fricción más cercanos a los obtenidos en campo fue el de Reese y O’Neil, el cual generó cargas últimas por fricción iguales al 60 % de las determinadas experimentalmente con el *criterio de la pendiente – tangente*. Además, el método de Reese y O’Neil obtuvo la mayor carga última por fricción en el 42 % de los casos, principalmente al tratarse de depósitos homogéneos, como se describe en la conclusión 8.
- (e) Con el método de Meyerhof se determinaron cargas últimas por fricción 50 % inferiores a las determinadas con el *criterio de la pendiente – tangente*. El método de Meyerhof obtuvo la mayor carga última por fricción en el 29 % de los casos, principalmente los depósitos donde el número de golpes registraba valores altos, es decir, depósitos de arena densa.
- (f) Con el método de Kulhawy se obtuvieron cargas últimas por fricción iguales al 40 % de las determinadas experimentalmente con el *criterio de la pendiente – tangente*. El método de Kulhawy proporcionó la mayor carga última por fricción en el 29 % de los casos, principalmente en depósitos donde existió precarga en su historia geológica.

6.- Con base en lo mencionado en los incisos (d), (e) y (f), la carga última por fricción Q_{su} puede expresarse de la siguiente manera:

Sea $Q_{su} = 100$ ton obtenida en prueba de carga, entonces

Q_{su} Reese y O’Neil = 60 ton

Q_{su} Meyerhof = 50 ton

Q_{su} Kulhawy = 40 ton

7.- La longitud de la pila influye en la precisión de los métodos teóricos. El método de Meyerhof es el que mejores resultados proporciona para pilas cortas, con menos de 2 m de longitud. Por el contrario, el método de Reese y O’Neil genera los mejores resultados para pilas con más de 4 m de longitud.

8.- Tomando como base las conclusiones anteriores puede establecerse que de los tres métodos teóricos analizados para arenas y arenas con grava, el de Reese y O’Neil es el que mejor resultados ofrece para calcular la carga última por fricción cuando:

- (a) La densidad relativa del depósito es aproximadamente constante con la profundidad.
 (b) La distribución granulométrica del depósito es constante con la profundidad.
 (c) Las pilas tienen más de 4 m de longitud.

9.- Por otra parte, el de Meyerhof es el método que mejores resultados brinda cuando:

- (a) La densidad relativa del depósito tiene fuertes variaciones.
- (b) El tamaño del grano varía sensiblemente a través del depósito.
- (c) Las pilas tienen menos de 2 m de longitud.

10.- El método de Kulhawy es el menos aproximado de los tres analizados. Solo se recomienda su aplicación cuando el depósito haya sufrido precarga en su historia geológica y que ésta pueda ser estimada de manera correcta.

11.- Tanto el método de Reese y O'Neil, como el de Meyerhof y el de Kulhawy pueden describirse como conservadores, para depósitos de arenas y arenas con grava. Esta consideración habrá de tomarse en cuenta al seleccionar el factor de seguridad con el que se diseñen las pilas si se emplean los métodos teóricos aquí analizados, ya que queda claro que dichos métodos teóricos tienen un factor de seguridad implícito.

12.- Con base en lo señalado en este inciso se concluye que el método de Reese y O'Neil y el método de Meyerhof son lo suficientemente aproximados para ser empleados para calcular la carga última por fricción de pilas construidas en depósitos de arena y arena con grava, por lo que en el inciso 9.2 no se proponen modificaciones a sus ecuaciones. En algunos casos, el método de Kulhawy resultó demasiado conservador, por lo que como conclusión puede establecerse que ante la existencia de otros métodos más aproximados, la aplicación del método de Kulhawy no es recomendable en depósitos de arena y arenas con grava.

13.- Se aplicó la teoría de Proporcionalidad Natural (Juárez Badillo, 1997) a las pruebas de extracción expuestas en el presente trabajo, obteniendo los siguientes resultados:

- (a) Las curvas carga – desplazamiento teóricas coinciden notablemente con las curvas obtenidas experimentalmente a partir de las pruebas de extracción.
- (b) Las curvas carga – desplazamiento teóricas representan fielmente el comportamiento de las pilas, tanto en depósitos de arena como en depósitos de grava.
- (c) Los parámetros aplicados en la teoría de Proporcionalidad Natural son obtenidos a partir de los resultados de las pruebas experimentales, por lo que esa teoría es una buena herramienta para verificar tendencias en el comportamiento carga – desplazamiento de un depósito, así como para conocer la totalidad de la curva carga – desplazamiento (incluyendo ciclos de carga y descarga) en pruebas que se hayan suspendido por falta de capacidad del marco de carga, por ejemplo.

9.1.2 Evaluación de los métodos teóricos en depósitos de grava

1.- Los tres métodos teóricos analizados subestiman sensiblemente la carga última por fricción de pilas construidas en depósitos de grava.

2.- La subestimación en el valor de la carga última por fricción aumenta mientras mayor sea el contenido de grava en el depósito.

3.- Dentro de los tres métodos teóricos analizados, no existe ninguno que consistentemente ofrezca los mayores valores ni los menores valores en la carga última por fricción.

4.- Se emplearon tres criterios para interpretar las curvas carga – desplazamiento obtenidas a partir de pruebas de extracción. El valor de la carga última por fricción que se obtuvo fue sensiblemente distinto para cada criterio de interpretación.

5.- A partir de los resultados resumidos en la Tabla 6.2 pueden extraerse las siguientes conclusiones:

(a) En el 100 % de las pruebas analizadas, el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm* siempre arrojó el máximo valor de la carga última por fricción.

(b) Aplicando el *criterio de la tangente doble* se obtuvo el menor valor de la carga última por fricción en el 50 % de las pruebas interpretadas. En promedio, la carga última por fricción determinada con este criterio es 28 % inferior a la determinada con el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm*, por lo que puede considerarse como el método empleado más conservador.

(c) El *criterio de la pendiente – tangente* generó el menor valor de la carga última por fricción en el 50 % de las pruebas interpretadas. En promedio, la carga última por fricción determinada con este criterio es 23 % inferior a la determinada con el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm* y 5 % superior a la obtenida empleando el *criterio de la tangente doble*. Con base en lo anterior, el *criterio de la pendiente – tangente* puede considerarse como un criterio que determina valores ligeramente inferiores al promedio en la carga última por fricción en depósitos de grava y por ello se le empleó como base de comparación con los métodos teóricos.

(d) Tanto el método de Reese y O’Neil y el de Meyerhof registran en promedio resultados muy parecidos entre sí; ambas generaron cargas últimas por fricción iguales al 40 % de las determinadas experimentalmente con el *criterio de la pendiente – tangente*.

(e) El método de Reese y O’Neil obtuvo la mayor carga última por fricción en el 29 % de los casos, mientras que el método de Meyerhof obtuvo la mayor carga última por fricción en el 71 % de los casos. Con el método de Kulhawy se obtuvieron cargas últimas por fricción iguales al 20 % de las determinadas experimentalmente con el *criterio de la pendiente – tangente*. El método de Kulhawy no proporcionó la mayor carga última por fricción en ningún caso.

6.- Con base en lo mencionado en los incisos (d) y (e), la carga última por fricción Q_{su} puede expresarse de la siguiente manera:

Sea $Q_{su} = 100$ ton obtenida en prueba de carga, entonces

$Q_{su \text{ Reese y O'Neil}} = 40$ ton

$Q_{su \text{ Meyerhof}} = 40$ ton

$Q_{su \text{ Kulhawy}} = 20$ ton

7.- Las conclusiones 7, 8, 9 y 10 del inciso 9.1.1 también aplican para depósitos de grava, es decir:

- (a) La longitud de la pila influye en la precisión de los métodos teóricos. El método de Meyerhof es el que mejores resultados proporciona para pilas cortas, con menos de 2 m de longitud. Por el contrario, el método de Reese y O'Neil genera los mejores resultados para pilas con más de 4 m de longitud.
- (b) Tomando como base las conclusiones anteriores puede establecerse que de los tres métodos teóricos analizados para depósitos de grava, el de Reese y O'Neil es el que mejores resultados ofrece para calcular la carga última por fricción cuando:
- ❖ La densidad relativa del depósito es aproximadamente constante con la profundidad.
 - ❖ La distribución granulométrica del depósito es constante con la profundidad.
 - ❖ Las pilas tienen más de 4 m de longitud.
- (c) Por otra parte, el de Meyerhof es el método que mejores resultados brinda cuando:
- ❖ La densidad relativa del depósito tiene fuertes variaciones.
 - ❖ El tamaño del grano varía sensiblemente a través del depósito.
 - ❖ Las pilas tienen menos de 2 m de longitud.
- (d) El método de Kulhawy es el menos aproximado de los tres analizados. La razón de ello está en el valor del coeficiente de presión lateral K , mismo que alcanza valores muy superiores a los supuestos por Kulhawy en suelos granulares muy compactos, donde puede generarse el fenómeno de dilatancia.

8.- Tanto el método de Reese y O'Neil, como el de Meyerhof pueden describirse como muy conservadores para depósitos de grava, por lo que en el inciso 9.2 se proponen modificaciones a sus ecuaciones. El método de Kulhawy resulta antieconómico por ser tan conservador. Lo impreciso del método junto con la existencia de métodos más aproximados conducen a que el método de Kulhawy no sea recomendable para ser empleado en pilas construidas en gravas.

9.2 Modificaciones propuestas a los métodos de Reese y O'Neil, Meyerhof y Kulhawy para pilas construidas en depósitos de grava

9.2.1 Modificaciones propuestas al método de Reese y O'Neil

Para diseñar pilas en depósitos de grava, en el presente trabajo se propone la siguiente ecuación:

$$\beta = 3.4 \cdot e^{-0.085 \cdot Z} \dots\dots\dots (8.4)$$

donde $\beta \geq 0.25$ y z es la profundidad en metros. El valor de β no es necesario limitarlo a un rango "menor que" puesto que la misma ecuación implícitamente lo hace.

La Ecuación (8.4) se graficó con respecto a la profundidad en la Figura 8.3 y de su análisis se desprenden las siguientes conclusiones:

- (a) El factor de seguridad con el que se diseñen las pilas no deberá ser menor que dos. Si $FS = 2$, todas las β que forman la muestra estadística aquí usada serán mayores que los teóricos, estando por tanto del lado de la seguridad.
- (b) El valor de β obtenido con la Ecuación (8.4) es sensiblemente mayor al determinado con la ecuación de Reese y O'Neil, por lo que permitirá obtener capacidades de carga por fricción mayores, sin sacrificar seguridad, lo que permite obtener soluciones a mejor costo.

9.2.2 Modificaciones propuestas al método de Meyerhof

La correlación original establecida por Meyerhof (1976) entre la fricción lateral unitaria f_s y el número de golpes N , fue presentada en el Capítulo 3 del presente trabajo y está dada por:

$$f_s = \frac{N}{100} \cdot 10.8 \leq 5.5 \cdot \text{ton}/m^2 \dots\dots\dots (3.7)$$

La expresión anterior también se muestra en la Figura 8.6. Prácticamente todos los puntos graficados en la Figura coinciden con la línea que define la ecuación (3.7) o bien son superiores a ella. De hecho, el 100 % de los valores de la fricción lateral provenientes de gravas y 50 % de los valores de la fricción lateral originados de arenas con grava son por lo menos el doble que los obtenidos con la Ecuación (3.7).

Con fines de diseño, es por tanto razonable proponer la siguiente ecuación para determinar la fricción lateral unitaria en depósitos de grava:

$$f_s = 11 \cdot \frac{N}{50} \leq 11 \cdot \text{ton}/m^2 \dots\dots\dots (8.6)$$

Aunque esta ecuación **duplica** la fricción lateral propuesta inicialmente por Meyerhof, constituye el límite inferior que la fricción lateral puede tener como función del

número de golpes en depósitos de grava. Por otra parte, la misma Figura 8.6 muestra que la Ecuación (3.7) es aplicable para arenas y arenas con grava.

9.2.3 Modificaciones propuestas al método de Kulhawy

La mayor complejidad al emplear el método de Kulhawy radica en la dificultad de determinar el valor del coeficiente de presión lateral K (como se evidencia en la base de datos presentada en la Figura 6.14) que en apariencia es el parámetro que aleja a la carga última por fricción teórica de la obtenida en pruebas de carga.

Kulhawy determina el coeficiente de presión lateral K a partir del coeficiente de empuje de tierras en reposo K_0 , como se explicó en el inciso 3.4.3 del presente trabajo. Conociendo K_0 se puede calcular el esfuerzo horizontal σ_h , que es el esfuerzo normal al plano de falla, mismo que conduce a la determinación del esfuerzo cortante actuante a lo largo del fuste y con él puede finalmente calcularse la carga última por fricción.

El razonamiento anterior, estrictamente teórico, parece muy razonable. Sin embargo, el coeficiente de presión lateral K parece alcanzar valores muy superiores a los supuestos por Kulhawy. La razón de ello puede deberse especialmente al fenómeno de dilatancia. Ya que los depósitos granulares descritos en el presente trabajo son compactos y muy compactos, al ser sometidos a un incremento de carga tienden a aumentar de volumen. Al no poder hacerlo, el esfuerzo de confinamiento al que está sometido el suelo aumenta sensiblemente, incrementándose por lo tanto la resistencia al esfuerzo cortante en el suelo a lo largo del fuste de la pila.

Sin embargo, para poder modificar el valor del coeficiente de presión lateral K como producto del fenómeno de dilatancia es necesario conocer las propiedades esfuerzo – deformación del suelo, lo que dificulta la aplicación del método. Ya que en el presente trabajo no se contó con esos parámetros, el proponer un factor de corrección por el cual multiplicar el coeficiente de presión lateral K no es razonable.

Lo impreciso del método junto con la existencia de métodos más aproximados conducen a que el método de Kulhawy no sea recomendable para ser empleado en pilas construidas en gravas.

El método de Kulhawy se basa en la teoría clásica de la mecánica de suelos y no es factible aplicarle una corrección que esté fuera de ese contexto. Por lo tanto, **no se realizó otra propuesta para acercar al método de Kulhawy con los resultados obtenidos en las pruebas de carga.** Puede considerarse al método de Kulhawy como un valor mínimo contra el que se puede comparar la carga de trabajo impuesta por la estructura, la que ya lleva implícita un factor de seguridad.

9.3 Influencia que el criterio empleado para la interpretación de las pruebas de extracción ejerce sobre los resultados

1.- El criterio empleado para interpretar la curva carga – desplazamiento en pruebas de extracción ejerce una fuerte influencia en el valor experimental de la carga última por fricción, como fue señalado en el inciso 9.1 de estas conclusiones.

2.- La carga última por fricción calculada con el *criterio del desplazamiento máximo de 1.3 cm* y la calculada con el *criterio de la tangente doble* difiere 33 % en promedio para arenas y 55 % en promedio para gravas. Es entre estos dos métodos donde ocurre la mayor disparidad de resultados. El *criterio de la pendiente – tangente* ofrece resultados intermedios.

3.- Además de los tres criterios de interpretación de pruebas aquí expuestos, se intentó graficar la curva carga – desplazamiento en escala doblemente logarítmica (Zeevaert, 1973). Bajo este criterio, la curva carga – desplazamiento desarrolla dos tramos rectos, cuya intersección define la carga última por fricción. Sin embargo, al aplicarlo para las curvas carga – desplazamiento que sustentan al presente trabajo, no todas las curvas mostraron el segundo tramo recto, distinguiéndose apenas un quiebre al final del primer tramo recto. Debido a ello, no fue posible aplicar ese criterio de interpretación. Puede decirse que según ese criterio, las pruebas de extracción fueron suspendidas cuando apenas se alcanzaba la carga última de fricción.

9.4 Propuestas para acrecentar la precisión del método de Meyerhof

1.- Un punto que es importante cuidar es la correlación empleada para determinar el ángulo de fricción interna a partir del número de golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar. Las correlaciones de Peck (1974) son reconocidas por sus resultados satisfactorios, aunque las correlaciones son para (a) arenas medianas a gruesas de grano anguloso a redondeado, así como para (b) arenas finas y arenas limosas. Por lo tanto, al aplicar la primer correlación a depósitos de grava o grava con arena se obtendrían ángulos de fricción demasiado conservadores.

2.- Meyerhof intenta determinar el ángulo de fricción interna del depósito granular a partir del número de golpes obtenido en la Prueba de Penetración Estándar (SPT). Por lo tanto, las fuentes de error que aquejan a la prueba SPT se transfieren al método de Meyerhof.

3.- Por lo tanto, para disminuir las fuentes de error señaladas en los puntos 1 y 2 anteriores y acrecentar por tanto la precisión del método de Meyerhof es importante disminuir los errores que provienen del uso de la Prueba de Penetración Estándar. Una manera de conseguir lo anterior es aplicando el siguiente procedimiento (adaptado de Zeevaert, 1994):

(a) Para tener un conocimiento general de la estratigrafía se realiza un sondeo SPT, recuperando muestras alteradas.

- (b) En el laboratorio se reconstituyen probetas a diferentes relaciones de vacíos, que son ensayadas en la cámara triaxial en condiciones drenadas, determinándose el ángulo de fricción interna del suelo.
- (c) Se grafica al ángulo de fricción interna del suelo como función de la relación de vacíos.
- (d) Siempre que la profundidad lo permita, se excava un pozo a cielo abierto, determinando directamente la relación de vacíos *natural* del suelo para diferentes profundidades.
- (e) Conociendo la relación de vacíos *natural*, se determina el ángulo de fricción interna del suelo a partir de la gráfica ϕ vs e .
- (f) Se repite el mismo procedimiento para cada estrato granular cuya densidad relativa difiera sensiblemente de la del promedio.
- (g) Una vez conocido ϕ , puede determinarse K_0 y $\tan \phi$ con más precisión para ser empleados en el método de Kulhawy, o bien obtener el número de golpes de la prueba SPT a partir del conocimiento de ϕ , para usarse en el método de Meyerhof.

REFERENCIAS

- Baker B., Field, C., y Thorn, W. (1993). Uplift Capacity of Drilled Shafts. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. McLean, Virginia.
- Chua, P. Y Aspar, K. (1993). Load tests in New Mexico. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. McLean, Virginia.
- Davisson, M. T. (1972). High Capacity Piles. *Proceedings, Foundation Engineering Congress*. ASCE, Evanston, Illinois.
- Golder (2000). *Field Load Testing of Drilled Piles*. Informe realizado para la *American Association of State and Highway Transportation Officials*. Utah, E.U.A.
- Holtz y Kovacs (1981). *Introduction to Geotechnical Engineering*. Prentice Hall. Nueva York.
- Jacky, J. (1944). The Coefficient of Earth Pressure at Rest. *Journal of the Society of Hungarian Architects and Engineers*. Vol. 78, No. 22.
- Konstantinidis et. al, (1987). Uplift Capacity of Drilled Piers in Desert Soils. *Foundations for Transmission Line Towers, Geotechnical Special Publication No. 8*. ASCE, Nueva York.
- Kulhawy, F.H. y Hirany, A. (1989). Interpretation of Load Tests on Drilled Shafts, Part 2: Axial Uplift. *Proceedings, Foundation Engineering Congress, Vol 2*, ASCE, Evanston, Illinois.
- Kulhawy, F.H. y Staas, R. (1989). Transmission Line Structure Foundations for Uplift – Compression Loading. Report EL-2870, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Kulhawy, F.H. (1991). Drilled Shaft Foundations. *Foundation Engineering Handbook*. Editado por H.Y. Fang. Van Nostrand Reinhold, Nueva York.
- Meyerhof, G.G. (1976). Bearing Capacity and Settlement of Pile Foundations. *Journal of the Geotechnical Engineering Division*, ASCE, Vol. 102, No. GT3.

- Mikesell, M.(1993). Uplift Load Testing in Piles. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. McLean, Virginia.
- Juárez Badillo, E. (1985). General Volumetric Constitutive Equation for Geomaterials. Special Volume on *Constitutive Laws of Soils, XI International Conference on Soils Mechanics and Foundation Engineering*, San Francisco.
- Mitchell, James K. (1976). *Fundamentals of Soil Behavior*. John Wiley & Sons. Nueva York.
- O'Neil, Michael W. (1999). *Drilled Shafts*. ADSC International Association for Foundation Drilling. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. Mc Lean, Virginia.
- Parsons – Brinkerhoff-Hirota Associates (1991). Drilled Shaft Test Program Report for Interstate Route H-3.
- Peck, R. B., W.E. Hansen y T.H. Thurnburn (1973). *Ingeniería de Cimentaciones*. Editorial Limusa. México.
- Price, R., Rollins, K.M. y Keane, E. (1993). Comparison of Measured and Computed Drilled Shaft Capacities Based on Utah Load Tests. Transportation Research Record, No. 1336. Washington D.C.
- Reese, Lymon C. y O'Neil, Michael W. (1988). *Drilled Shafts: Construction Procedures and Design Methods*. ADSC International Association for Foundation Drilling. U.S. Department of Transportation. Federal Highway Administration. McLean, Virginia.
- Stas, C.V. y Kulhawy, F.H. (1984). Critical Evaluation of Design Methods for Foundations Under Axial Uplift and Compression Loading. Report EL-3771, Electric Power Research Institute, Palo Alto, California.
- Terzaghi, K. y Peck, R.B. (1967). *Soil Mechanics in Engineering Practice*. John Wiley and Sons. Nueva York.
- Tucker, K.D. (1987). Uplift Capacity of Drilled Shafts and Driven Piles in Granular Materials. *Foundations for Transmission Line Towers, Geotechnical Special Publication No. 8*, ASCE, Nueva York.
- Zeevaert, L. (1973). *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions*. Van Nostrand – Reinhold. Nueva York.
- Zeevaert, L. (1994). Las Anclas en Suelos Granulares Cementados con Arcilla. Revista de la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos. México.