



GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

**VIADUCTO VEHICULAR
EN LA CIUDAD DE ZACATECAS
ZACATECAS**

Informe preparado para

**SECRETARÍA DE
OBRAS PÚBLICAS
DEL ESTADO DE
ZACATECAS**

Ciudad de México

Octubre del 2022

RESUMEN

Se presentan los resultados del estudio de mecánica de suelos para efectuar a nivel de anteproyecto el diseño geotécnico de la cimentación del **Viaducto** vehicular que se construirá al norte de la ciudad de Zacatecas en el estado de Zacatecas.

Las características del subsuelo se investigaron mediante la ejecución de once sondeos de penetración estándar y seis sondeos selectivos. La profundidad máxima a la que se llevaron los sondeos fue de 15.03 m y 5.00 m respectivamente.

La estratigrafía del subsuelo es característica de la zona de lomeríos que se encuentra al norte de la ciudad de Zacatecas. En los sondeos de la zona central se detectó superficialmente una serie de depósitos de arcilla mezclado con arena y grava en proporciones variables, los que constituyen un material de mediana deformabilidad y mediana resistencia al esfuerzo cortante. En los extremos del viaducto los suelos superficiales son principalmente granulares y muy compactos.

Debajo de estos existe una serie de mezclas en proporciones variables de arcilla de baja plasticidad y consistencia muy dura, con arena y grava, muy compactas, materiales que son producto de la intemperización de la roca propia del lugar y que constituyen suelos de muy baja deformabilidad y muy alta resistencia al esfuerzo cortante.

En la mayoría de los sondeos los suelos de muy alta resistencia se encontraron intercalados con depósitos de roca de origen ígneo, particularmente se detectaron en los extremos del viaducto andesita de color gris verde, mientras que en la zona central (SPE – 2 y SPE – 3) se encontró brecha en una matriz arcillosa de color pardo rojizo.

Dada la variabilidad de la estratigrafía existen zonas donde la solución de cimentación puede ser mediante zapatas aisladas, sin embargo, en aquellos sitios donde los suelos superficiales son de mediana resistencia, la solución más conveniente será mediante pilas de concreto reforzado.

GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

En el Capítulo 5 se presentan a nivel de anteproyecto los resultados de los análisis de capacidad de carga y asentamientos, el valor de los módulos de reacción verticales y horizontales necesarios para el diseño estructural de las cimentaciones.

Finalmente se incluyen a nivel de anteproyecto las conclusiones del estudio y se dan las recomendaciones que deberán seguir para construir la cimentación de la estructura desde el punto de vista de mecánica de suelos, así como para construir los rellenos que requieran colocar.

CONTENIDO

	PAGINA
RESUMEN	2
CONTENIDO	4
NOMENCLATURA	7
1 INTRODUCCION	10
1.1 Descripción del sitio	10
1.2 Descripción del proyecto	10
1.3 Objetivos	11
1.4 Alcance	11
2 CAMPO	12
2.1 Inspección de la zona	12
2.2 Exploración del subsuelo	12
3 LABORATORIO	13
3.1 Pruebas índice	13
3.2 Pruebas mecánicas	14
3.2.1 Resistencia al esfuerzo cortante	14
3.2.2 Deformabilidad	14
4 ESTRATIGRAFIA	15

CONTENIDO

	PAGINA
4.1 <i>Marco geológico</i>	15
4.2 <i>Estratigrafía</i>	15
5 ESTUDIO GEOTECNICO	17
5.1 <i>Solución de cimentación</i>	17
5.2 <i>Capacidad de carga</i>	17
5.2.1 <i>Zapatas</i>	17
5.2.2 <i>Pilas</i>	18
5.3 <i>Asentamientos</i>	19
5.3.1 <i>Zapatas</i>	19
5.3.2 <i>Pilas</i>	19
5.4 <i>Módulos de reacción vertical</i>	20
5.4.1 <i>Zapatas</i>	20
5.4.2 <i>Pilas</i>	21
5.5 <i>Módulos de reacción horizontal</i>	21
5.6 <i>Regionalización sísmica</i>	22
6 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION	22
6.1 <i>Excavaciones</i>	22
6.2 <i>Zapatas</i>	23
6.3 <i>Perforación y colado de pilas</i>	23

CONTENIDO

	PAGINA
7 CONCLUSIONES	24
8 REFERENCIAS	26
9 TABLAS	27
10 FIGURAS	38
11 REPORTE FOTOGRAFICO	
12 ANEXOS	
- <i>Procedimientos de exploración y muestreo</i>	
- <i>Pruebas de laboratorio, resultados e interpretación</i>	
- <i>Perforación y colado de pilas</i>	
- <i>Materiales para terracerías, sub base y base.</i>	

NOMENCLATURA

A	contenido de arena
ABD	avance con broca drag
ABT	avance con broca triconica
A_p	área de la punta de la pila
B	semi ancho de la cimentación
c	parámetro de cohesión
Cc	coeficiente de curvatura
Cu	coeficiente de uniformidad
d	diámetro de la punta de la pila
D_{10}	diámetro tal que el 10 % de las partículas son menores que él
D_{30}	diámetro tal que el 30 % de las partículas son menores que él
D_{60}	diámetro tal que el 60 % de las partículas son menores que él
e	relación de vacíos
F	contenido de finos
FS	factor de seguridad
G	contenido de grava
Gw	grado de saturación
h	horizontal
IP	índice de plasticidad
k_h	módulo de reacción horizontal
k_v	módulo de reacción vertical
LL	límite líquido

LP	límite plástico
M_e	módulo de respuesta elástico
M_{ep}	módulo de deformación unitaria elasto plástica
N_c, N_q, N_γ	factor de capacidad de carga
NXL	barril con broca de diamante
PVSM	peso volumétrico seco máximo
Q_{pa}	capacidad de carga neta admisible por punta
q_a	capacidad de carga neta admisible
SPE	sondeo de penetración estándar
SS	sondeo selectivo
Ss	densidad de sólidos
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
TC 40	tubo cédula 40
TSP	tubo shelby hincado a presión
TSR	tubo shelby hincado a presión y rotación
Txr	prueba triaxial de resistencia
v	vertical
z	profundidad
$\alpha_1, \alpha_1', \alpha_2$	factor de forma
δ	asentamiento total
$\Delta\delta$	asentamiento diferencial
$\Delta\sigma$	incremento medio de esfuerzo
ε	deformación unitaria, expansión
ϕ	ángulo de fricción interna
γ	peso volumétrico

κ_v	factor que relaciona la deformación inmediata con la diferida
v_c	factor de confinamiento
η_h	constante relacionada con la compacidad del suelo
σ	esfuerzo efectivo
σ_c	esfuerzo de confinamiento
σ_d	esfuerzo desviador
σ_{od}	esfuerzo efectivo al nivel de apoyo de la cimentación
σ_1	esfuerzo principal mayor
σ_3	esfuerzo principal menor
ω	contenido de agua
ω_o	contenido de agua óptimo

1 INTRODUCCION

Se presentan los resultados del estudio de mecánica de suelos efectuado para diseñar a nivel de anteproyecto la cimentación del **Viaducto** vehicular, que construirá en la zona central de la Ciudad de Zacatecas, en el Estado de Zacatecas. En la figura 1 se presenta su localización.

Para diseñar la cimentación de la estructura y estudiar su comportamiento a corto y largo plazo, la SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS DEL ESTADO DE ZACATECAS solicitó al suscrito la ejecución del estudio de mecánica de suelos correspondiente. Para ello fue necesario conocer la estratigrafía del subsuelo y las propiedades de sus principales depósitos, para hacer el diseño geotécnico de la cimentación de la estructura y proporcionar las recomendaciones para su construcción.

1.1 Descripción del sitio

El trazo del Viaducto vehicular corre de oriente a poniente sobre la Avenida José López Portillo y posteriormente la Avenida Adolfo López Mateos, al norte de la ciudad de Zacatecas, y va desde los límites con el Municipio de Guadalupe hasta el entronque con la Avenida Miguel Alemán.

Su topografía asciende hacia el nor – poniente con una pendiente promedio de 4.5 %, en la figura 2 se presenta la topografía de la zona (Ref. 1).

En toda la zona en estudio existen vialidades importantes y no es posible distinguir los suelos naturales superficiales.

En el reporte fotográfico que se presenta en el capítulo 11 pueden observar varias vistas del sitio.

1.2 Descripción del proyecto

El proyecto contempla la construcción de un viaducto de 2.9 km de longitud que va de oriente a poniente sobre las avenidas José López Portillo y posteriormente la Avenida Adolfo López Mateos desde los límites con el Municipio de Guadalupe hasta el entronque con la Avenida Miguel Alemán.

La vialidad será de cuatro carriles (dos de en cada sentido), con un ancho de 16.0 m; dado que no se cuenta con mayor información de proyecto, los análisis aquí presentados deberán considerarse a nivel de anteproyecto, quedando en el entendido de que cuando se desarrolle el proyecto ejecutivo deberá ampliarse la exploración geotécnica y los análisis del comportamiento de las cimentaciones.

En la figura 1 se consigna una planta con la traza del viaducto vehicular.

1.3 *Objetivos*

Son los siguientes

- determinar la estratigrafía del subsuelo, así como sus principales características índice y propiedades mecánicas
- proponer la solución de cimentación más adecuada para la estructura y estudiar el comportamiento que tendrán
- calcular la capacidad de carga neta admisible del suelo
- calcular los asentamientos que ocurrirán
- determinar los módulos de reacción verticales y horizontales que se requieran para el diseño estructural de las cimentaciones y sus elementos de liga
- dar las recomendaciones apropiadas para la construcción de cimentaciones y rellenos.

1.4 *Alcance*

Para realizar el estudio del subsuelo se efectuaron once sondeos exploratorios llevados hasta una profundidad máxima de 15.10 m. Además, se efectuaron seis sondeos selectivos llevados a 5.00 m de profundidad máxima. En el capítulo 2 se describen brevemente los trabajos de campo.

El capítulo 3 contiene la descripción de los ensayos de laboratorio que se efectuaron con las muestras que se obtuvieron del subsuelo, y en el capítulo 4 se consigna la descripción de los materiales predominantes indicando la estratigrafía encontrada.

En el capítulo 5 se presenta la solución de cimentación que usará para la estructura, la capacidad de carga del subsuelo y una estimación de los asentamientos que ocurrirán, así como los módulos de reacción correspondientes.

Los procedimientos para efectuar las excavaciones y los rellenos se detallan en el capítulo 6 desde el punto de vista de mecánica de suelos. En el capítulo 7 se presentan las conclusiones correspondientes.

Los capítulos 8 a 11 contienen las referencias, las tablas, las figuras y el reporte fotográfico que se mencionan en el cuerpo del informe.

Finalmente en el capítulo 12 se presentan los anexos donde se describen los procedimientos de exploración y muestreo usados, los ensayos de laboratorio efectuados con las muestras del subsuelo, así como el procedimiento de perforación y colado de pilas y las características que deberán cumplir los materiales que usarán para formar los rellenos compactados.

2 CAMPO

2.1 Inspección de la zona

Consistió en varios recorridos por el sitio y sus alrededores para identificar los depósitos superficiales del suelo en su estado natural, además de buscar indicios de problemas geotécnicos.

En las visitas al predio se pudo observar lo siguiente

- a La traza del viaducto está ubicada en una zona de lomeríos.
- b Tiene una topografía que desciende hacia el sureste con cotas que van desde la + 2360 hasta la cota + 2490, es decir un desnivel de 130 m, cabe mencionar que estos son valores indicativos y deberán corroborarse con un levantamiento topográfico.
- c No existe vegetación, la zona está cubierta por vialidades.

En el reporte fotográfico que se presenta en el capítulo 11 pueden observar algunos de los puntos mencionados.

2.2 Exploración del subsuelo

Para conocer la estratigrafía y propiedades de los materiales del subsuelo se realizaron los siguientes trabajos de campo

- Once sondeos de penetración estándar (identificados de acuerdo con la tabla 1) determinando el número de golpes necesario para avanzar 60 cm en el subsuelo y extrayendo muestras representativas en cada penetración. En los depósitos muy densos ó cementados donde el número de golpes fue superior a 50 se avanzó utilizando una broca tricónica o drag.

En los suelos donde se encontró roca se usó una broca de diamante NXL para obtener muestras inalteradas de ella, cabe mencionar que tres de estos sondeos tuvieron que perforarse en más de una ocasión por la interferencia con servicios urbanos, estos sondeos reperforados también se reportan en la tabla 1 y se pueden identificar con el sufijo A, B ó C.

- Seis sondeos de muestreo inalterado selectivo llevados a una profundidad máxima de 5.0 m respecto a su brocal. Con ellos se extrajeron muestras inalteradas de los principales depósitos del subsuelo.

En la figura 3 se indica su localización y en la tabla 1 del capítulo 9 se presentan sus principales características. En las figuras 4 a 17 se consigna el perfil estratigráfico de cada uno de ellos.

Las muestras se clasificaron preliminarmente en campo, se empacaron e identificaron y se llevaron al laboratorio de mecánica de suelos de esta empresa para su clasificación definitiva y ensaye.

En el capítulo 12 se describen con detalle los procedimientos de exploración y muestreo utilizados.

En ninguno de los sondeos se encontró el nivel del agua superficial, y por la alta permeabilidad de los materiales que constituyen el subsuelo seguramente se encuentra a gran profundidad.

3 LABORATORIO

3.1 Pruebas índice

Las muestras se clasificaron en forma visual y manual en húmedo y en seco, y se determinó su contenido natural de agua.

Adicionalmente se realizaron los siguientes ensayos en muestras seleccionadas

- límites de consistencia líquido y plástico en los suelos finos
- lavado por la malla 200 en las mezclas de suelos finos con arena
- granulometría por mallas en los suelos granulares.

Sus resultados se presentan en el perfil de cada sondeo a la profundidad correspondiente.

Con base en esta información y en los resultados de la prueba de penetración estándar se formó el perfil estratigráfico de cada uno, como se indica en las figuras 4 a 17.

Con base en estos resultados se identificaron los principales depósitos que constituyen el subsuelo, clasificándolos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Todos los ensayos de laboratorio se efectuaron como se indica en la referencia 2 del capítulo 8.

3.2 *Pruebas mecánicas*

Una vez definida la estratigrafía del subsuelo se realizaron pruebas mecánicas para conocer las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad de sus principales depósitos.

Los ensayos de laboratorio se efectuaron en las mejores muestras inalteradas representativas de los estratos investigados, dada la naturaleza granular de los materiales muestreados, únicamente fue posible realizar pruebas mecánicas en una de ellas.

3.2.1 *Resistencia al esfuerzo cortante*

Se realizó una prueba multiaxial tipo consolidada no drenada con tres probetas, ensayadas a diferentes confinamientos.

En cada ensayo se obtuvieron las principales propiedades índice de cada probeta y el círculo de Mohr correspondiente. A partir de esta información se obtuvo su envolvente de resistencia al esfuerzo cortante y los parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna correspondiente.

Adicionalmente, en las muestras de roca que cumplieron con las condiciones adecuadas, se efectuaron 15 pruebas de compresión simple con las que se determinó su resistencia máxima, estas probetas fueron preparadas de acuerdo con la norma ASTM D 4543.

Finalmente, el capítulo 12 contiene la descripción y los resultados detallados de cada una de las pruebas descritas.

3.2.2 *Deformabilidad*

A partir de los resultados obtenidos de la prueba multiaxial se calculó el módulo de deformación elástico y el elasto – plástico de cada probeta, y se dibujó contra el esfuerzo de confinamiento correspondiente como se indica en la referencia 2.

A partir de los resultados obtenidos de las pruebas de compresión simple en roca se calculó el módulo de deformación elástico y el elasto – plástico de cada probeta.

En el capítulo 12 se presenta la descripción y los resultados detallados de cada una de las pruebas indicadas.

4 ESTRATIGRAFIA

4.1 Marco geológico

El viaducto vehicular se ubica en la zona norte de la Ciudad de Zacatecas y corre de oriente a poniente sobre la Avenida José López Portillo y posteriormente la Avenida Adolfo López Mateos.

La ciudad se ubica en la sierra del mismo nombre, la cual se caracteriza por lomeríos suaves de relativamente poca elevación.

Esta sierra tiene forma alargada. Su eje describe un amplio arco con orientación noreste hasta su parte meridional, a partir de la cual sigue un rumbo norte franco. La región a su vez forma parte de las estribaciones orientales de la Sierra Madre Occidental, en la vecindad con la Meseta Central.

En la zona abundan los lomeríos de formas suaves y redondeadas, con pocos contrastes topográficos. Se encuentra situada sobre rocas andesíticas de color gris verde con una distribución superficial homogénea. Solo en las partes más altas hay crestones de riolita, como en el Cerro de la Bufa y en la mesa del Cerrillo. En algunas laderas hay un sistema de diques.

La existencia de cuerpos intrusivos de gran tamaño en la Sierra de Zacatecas generó metamorfismos en rocas de origen sedimentario depositadas anteriormente, estos materiales se pueden encontrar al noroeste de la Ciudad de Zacatecas (Ref 3).

En el caso particular del viaducto se encontraron en los extremos del proyecto riolitas, mientras que en la zona central se recuperaron núcleos de conglomerado andesítico.

4.2 Estratigrafía

Utilizando los resultados de campo y laboratorio se formó la columna estratigráfica del subsuelo en cada sondeo como se consigna en las figuras 4 a 17.

La descripción estratigráfica del subsuelo que se presenta a continuación utiliza los resultados del sondeo SPE – 3 (suelo).

GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

SPE – 3 (suelo)

Elevación + 2432.87 m

DEPÓSITO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCIÓN
I	De 0.0 a 0.20	Carpeta asfáltica.
II	De 0.20 a 0.80	Arena color café oscuro y café verde, compacta, con arcilla de baja plasticidad y grava. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 40.
III	De 0.80 a 2.70	Arena color café y café oscuro, semicompacta, con arcilla de baja plasticidad y poca grava. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió de 11 a 23.
IV	De 2.70 a 3.20	Arena color café verde, semicompacta, con arcilla y grava. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 30.
V	De 3.20 a 6.80	Arena color café verde y verde amarillo, muy compacta, con arcilla y grava. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó superior a 50.
VI	De 6.80 a 7.90	Grava color gris rojo y café oscuro, muy compacta, con arcilla y arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó superior a 50.
VII	De 7.90 a 12.10	Brecha fracturado con matriz arcillosa color pardo rojizo. Su índice de calidad de la roca promedio varió de 63 a 88 %.

La elevación del brocal del sondeo fue proporcionada por el Ingeniero Topógrafo de la obra. No se encontró el nivel de aguas superficiales hasta la máxima profundidad explorada.

De la descripción anterior se pueden extraer las siguientes conclusiones

- a La estratigrafía del subsuelo es característica de la zona de lomeríos que se encuentra al norte de la ciudad de Zacatecas.
- b En la mayoría de los sondeos se encontró superficialmente la carpeta asfáltica, debajo de esta en los sondeos de la zona central se detectó una serie de depósitos de arcilla mezclado con arena y grava en proporciones variables, estos constituyen un material de mediana deformabilidad y mediana resistencia al esfuerzo cortante. En los extremos del viaducto los suelos superficiales son principalmente granulares y muy compactos.

- c Posteriormente se encontraron una serie de depósitos constituidos por mezclas de arcilla de baja plasticidad y consistencia muy dura, con arena y grava, muy compactas, mezcladas en diferentes proporciones, estos materiales son producto de la intemperización de la roca propia del lugar. Estos suelos son de muy baja deformabilidad y muy alta resistencia al esfuerzo cortante.
- d Finalmente, en la mayoría de los sondeos los suelos de muy alta resistencia se encontraron intercalados con depósitos de roca, particularmente se detectaron en los extremos del viaducto andesita de color gris verde, mientras que en la zona central (SPE – 2 y SPE – 3) se encontró brecha en una matriz arcillosa de color pardo rojizo.

5 ESTUDIO GEOTÉCNICO

5.1 Solución de cimentación

Para proponer el tipo de cimentación que deberán tener los apoyos del viaducto se evaluaron los siguientes aspectos

- condiciones estratigráficas y propiedades del subsuelo
- economía en su construcción.

Dada la variabilidad de la topografía y de la estratigrafía, es posible que en los sitios donde se encontraron suelos superficiales de alta resistencia, los apoyos se puedan resolver mediante zapatas aisladas, para el resto, la solución de cimentación más conveniente será mediante pilas de concreto reforzado apoyadas en la roca o bien en los suelos de muy alta resistencia al esfuerzo cortante. En las tablas 2 y 3 se indican las soluciones de cimentación y su profundidad de apoyo.

Es importante mencionar que se cuenta con poca información por lo que estos análisis se deben considerar a nivel de anteproyecto, en el entendido de que para el proyecto ejecutivo se deberá realizar una exploración exhaustiva.

5.2 Capacidad de carga

5.2.1 Zapatas

Para cimentaciones superficiales, la capacidad de carga neta admisible del suelo se calculó con la expresión 1 (Ref 2)

$$q_a = \frac{1}{FS} \left\{ \alpha_1 c N_c + \alpha_1' \sigma_{od} N_q + \alpha_2 \gamma B N_\gamma \right\} \quad (1)$$

en donde

q_a	capacidad de carga neta admisible del suelo, en t/m^2
FS	factor de seguridad, adimensional
$\alpha_1, \alpha_1', \alpha_2$	factor de forma, adimensional
c	parámetro de cohesión, en t/m^2
N_c, N_q, N_γ	factor de capacidad de carga, adimensional
σ_{od}	esfuerzo efectivo al nivel de apoyo de la cimentación, en t/m^2
γ	peso volumétrico del suelo por debajo del nivel de apoyo, en t/m^3
B	semi ancho de la cimentación, en m.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión 1 y empleando un factor de seguridad de 3, se obtuvo la capacidad de carga neta admisible reducida por asentamientos que se indica en la tabla 2.

Para la combinación más desfavorable de cargas permanentes y accidentales este esfuerzo podrán aumentarlo hasta en un 25 %.

5.2.2 Pilas

Se calculó la capacidad de carga neta admisible de las pilas usando la expresión 2 (Ref 2)

$$Q_{pa} = \frac{1.2}{FS} \left[c N_c + \sigma_{od} (N_q - 1) \right] A_p \quad (2)$$

en donde

Q_{pa}	capacidad de carga neta admisible por punta, en t
FS	factor de seguridad, adimensional
c	parámetro de cohesión, en t/m^2
N_c, N_q	factor de capacidad de carga, adimensional

σ_{od} esfuerzo efectivo al nivel de apoyo de la pila, en t/m^2

A_p área de la punta de la pila, en m^2 .

Sustituyendo los parámetros correspondientes en la expresión 2 se obtuvo la capacidad de carga que se indica en la tabla 3.

Para la combinación más desfavorable de cargas permanentes y accidentales este esfuerzo podrán aumentarlo hasta en un 25 %.

5.3 Asentamientos

5.3.1 Zapatas

Para el cálculo de los asentamientos en zapatas se usó la expresión 3 (Ref 2)

$$\delta = v_c M_{ep} \left(1 + \kappa_v \right) \Delta \sigma \left(2 B \right) \quad (3)$$

en donde

δ asentamiento total, en cm

v_c factor de confinamiento, adimensional

M_{ep} módulo de deformación unitaria elasto plástica, en cm^2/kg

κ_v módulo que relaciona la deformación inmediata con la diferida, adimensional

$\Delta \sigma$ incremento de esfuerzo, en kg/cm^2

B semi ancho de la cimentación, en cm.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión 3 se obtuvieron los asentamientos que se indican en la tabla 2.

5.3.2 Pilas

Los asentamientos que se producirán si construyen pilas se calcularon utilizando la expresión 4 (Ref 2)

GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

$$\delta = 0.85 \sum v_c M_{ep} (1 + k_{vp}) \Delta\sigma d \quad (4)$$

en donde

- δ asentamiento total, en cm
- v_c factor de confinamiento, adimensional
- M_{ep} módulo de deformación elasto – plástica, en cm^2/kg
- k_{vp} factor que relaciona la deformación elástica inmediata con la viscosa, adimensional
- $\Delta\sigma$ incremento de esfuerzo que transmite la punta de la pila al suelo, en kg/cm^2
- d diámetro de la punta de la pila, en cm.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión 2 se obtuvieron los asentamientos que se reportan en la tabla 3.

El asentamiento diferencial entre pilas será igual a la mitad del asentamiento total que ocurra entre ellas.

Las pilas no tendrán campana en su punta. El diámetro de cada una dependerá de su diseño estructural, pero es conveniente que en ningún caso sea menor que 0.80 m.

5.4 Módulos de reacción vertical

5.4.1 Zapatas

El módulo de reacción del subsuelo se define como indica la expresión 5 (Ref 4)

$$k_v = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\delta} \quad (5)$$

en donde

- k_v módulo de reacción vertical, en kg/cm^3
- $\Delta\sigma$ incremento de esfuerzo, en kg/cm^2
- $\Delta\delta$ asentamiento diferencial, en cm.

El módulo de reacción vertical que pueden utilizar para el prediseño de la cimentación de las zapatas lo calcularán con los módulos indicados en la tabla 2.

5.4.2 Pilas

Se calculó utilizando la expresión 6 (Ref 4)

$$k_v = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\delta} \quad (6)$$

en donde

k_v módulo de reacción vertical, en kg/cm³

$\Delta\sigma$ incremento de esfuerzo, kg/cm²

$\Delta\delta$ asentamiento diferencial entre pilas, en cm.

De esta expresión se obtuvieron los módulos de reacción que se indican en la tabla 3.

El módulo de reacción vertical que pueden utilizar para el prediseño de la cimentación de las pilas lo calcularán con los módulos indicados en la tabla 3.

5.5 Módulos de reacción horizontal

Se calcularon utilizando las expresiones 7 y 8 (Ref 5)

Para suelos cohesivos

$$k_h = \frac{67 C_u}{1.5 D} \quad (7)$$

en donde

k_h módulo de reacción horizontal, en t/cm³

C_u resistencia al corte no drenada, en t/cm²

D diámetro de la pila, en cm

Para suelos no cohesivos

$$k_h = \frac{\eta_h z}{D} \quad (8)$$

en donde

- k_h módulo de reacción horizontal, en t/m³
- z profundidad, en m
- D diámetro de la pila, en m
- η_h constante relacionada con la compacidad del suelo, adimensional

Los módulos de reacción horizontal para diferentes diámetros se presentan en las tablas 4 a 8.

5.6 Regionalización sísmica

El sitio donde se construirá el proyecto está localizado en la zona B de la Carta de Regionalización Sísmica de la República Mexicana (Ref 6), como se indica en la figura 18. El subsuelo lo deben considerar tipo I.

6 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN

6.1 Excavaciones

- a Las excavaciones que se realicen en el terreno natural hasta de 2 m de altura tendrán un talud que será 1 vertical por 0.33 horizontal. Hasta 3.5 m de altura será 1 v: 0.5 h. Para más de 3.5 m de altura se requiere una revisión detallada.
- b En rellenos compactados. Hasta 2 m de altura el talud será 1 v: 0.5 h. Mayores a 2 m requieren una revisión detallada.
- c Todos los taludes requieren de un sistema de drenaje, queda claro que lo mínimo será una cuneta al pie del talud y una contracuneta en su corona con la protección superficial indicada.
- d Las excavaciones podrán realizarse con maquinaria teniendo cuidado de no producir sobrecargas en la parte alta de los cortes. También se evitará que el equipo dañe el terreno excavado, sobre todo el material de sus taludes.

6.2 Zapatas

Las zapatas se deberán apoyar a la profundidad que se indica en la tabla 2. Para construirlas deberán respetar las siguientes indicaciones

- a Trazar las zapatas en campo.
- b La excavación para las cepas las pueden efectuar con un talud 1 vertical por 0.25 horizontal en terreno natural. En caso de tener que efectuar excavaciones adyacentes a vialidades o a estructuras deberán hacer un análisis particular de cada caso.
- c Los últimos 20 cm antes de llegar al nivel de apoyo de las zapatas se retirarán con pico y pala para no dañar el suelo de apoyo.
- d El producto de la excavación de los materiales se puede reutilizar para formar rellenos compactados siempre que cumplan con las recomendaciones que presentamos en el capítulo 12.
- e Una vez terminada la excavación para cada zapata se colará una plantilla de mortero pobre o de suelo cemento al 5 % con 5 cm de espesor.
- f No se permitirá el colado de la plantilla si la excavación no se encuentra seca o si el suelo de su fondo está remoldeado.
- g Se habilitará el acero de refuerzo y colarán las zapatas con sus dados.
- h El relleno de las cepas se hará con material de banco compactado con bailarinas o lo pueden hacer con el material producto de las excavaciones que cumplan con las características mencionadas en el capítulo 12.

6.3 Perforación y colado de las pilas

Las recomendaciones para la perforación y el colado de las pilas se detallan en el capítulo 12.

Se hace notar que será necesario llevar un control meticuloso de su profundidad de apoyo para asegurar su buen comportamiento. También deben observar que para construir la mayoría de las pilas será necesario cruzar materiales granulares, por lo que puede ser necesario utilizar un ademe. Se recomienda hacer pruebas de perforación para verificar si el relleno se mantiene estable, en caso contrario será necesario usar un ademe metálico recuperable.

7 CONCLUSIONES

Son las siguientes

- a El viaducto vehicular se localiza en una zona de lomeríos de la sierra de Zacatecas. El subsuelo en general está formado por suelos de alta resistencia al esfuerzo cortante y baja deformabilidad, exceptuando los suelos superficiales de algunas zonas particularmente en la porción central del viaducto.
- b Debajo de estos suelos superficiales se encontraron una serie de depósitos constituidos por mezclas en diferentes proporciones de arcilla con arena y grava, producto de la intemperización de la roca propia del lugar. Los cuales son de muy baja deformabilidad y muy alta resistencia al esfuerzo cortante.
- c En la mayoría de los sondeos los suelos de muy alta resistencia se encontraron intercalados con depósitos de roca, particularmente se detectaron en los extremos del viaducto andesita de color gris verde, mientras que en la zona central (SPE – 2 y SPE – 3) se encontró brecha en una matriz arcillosa de color pardo rojizo.
- d De acuerdo con la estratigrafía encontrada la solución de cimentación más adecuada para las estructuras será mediante zapatas aisladas en los sitios donde se encontraron superficialmente los suelos de muy alta resistencia, para los casos donde no ocurre lo anterior, la solución más conveniente será mediante pilas de concreto reforzado.
- e En el capítulo 5 se especifica la capacidad de carga que deberán usar para diseñar la cimentación recomendada, así como los asentamientos que ocurrirán y su módulo de reacción vertical y horizontal para su diseño estructural.
- f En el capítulo 6 se presentan los lineamientos para construir la cimentación de las estructuras haciendo énfasis en las excavaciones y en los rellenos.
- g Es indispensable que durante la construcción de las cimentaciones exista una supervisión geotécnica para evaluar el material de desplante, ya que en ningún caso deberán quedar apoyadas sobre suelos sueltos.
- h Si durante la construcción de la obra se encuentran diferencias estratigráficas respecto a la descripción geotécnica que se presenta en este informe o materiales sueltos al nivel de la cimentación, se deberá dar aviso al suscrito para determinar la solución más adecuada en cada caso particular.

GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

- i Finalmente, se reitera que una vez que se tenga la posición definitiva de los apoyos del viaducto deberán complementar este estudio con sondeos adicionales que permitan determinar la profundidad de apoyo de las cimentaciones para cada caso particular.

Ciudad de México octubre del 2022

A T E N T A M E N T E

ING JORGE POUCELL MIER Y TERÁN
GEOTECNIA

8 REFERENCIAS

- 1 INEGI. Carta Topográfica. Zacatecas F1306
- 2 Zeevaert L *Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions* Van Nostrand Reinhold 1983
- 3 SMMS **VIII Reunión Nacional de Mecánica de Suelos** Tomo 1 Guanajuato Noviembre 1976
- 4 Terzaghi K and Peck R B *Soil Mechanics in Engineering Practice* John Wiley and Sons 1969
- 5 SMIG INGENIERÍA DE CIMENTACIONES PROFUNDAS Tomo 1 2017
- 6 Comisión Federal de Electricidad Instituto de Investigaciones de la Industria Eléctrica *Manual de Diseño de Obras Civiles* México 2015

9 TABLAS

- 1 Características de los sondeos
- 2 Resultados de análisis de las zapatas
- 3 Resultados de análisis de las pilas
- 4 Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE-3 (Suelo)
- 5 Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE-4A (Suelo)
- 6 Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE-5 (Suelo)
- 7 Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE-6 (Suelo)
- 8 Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE-2 (Roca)

TABLA 1

Características de los sondeos

SONDEO SPE	DESCRIPCIÓN	TIPO DE MUESTREO	PROFUNDIDAD (m)	ELEVACIÓN (m)
1 (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	15.10	+ 2469.67
2A (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	15.10	+ 2446.47
2B (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	2.40	+ 2446.47
3 (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	12.10	+ 2432.87
4A (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	14.00	+ 2412.37
4B (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	8.06	+ 2412.37
5 (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	15.00	+ 2405.27

GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

TABLA 1
(continuación)

SONDEO SPE	DESCRIPCIÓN	TIPO DE MUESTREO	PROFUNDIDAD (m)	ELEVACIÓN (m)
6 (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	12.00	+ 2394.27
7 (suelo)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	12.50	+ 2382.17
1 (roca)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	10.50	+ 2491.17
2 (roca)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	15.03	+ 2488.17
3A (roca)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	10.10	+ 2478.47
3B (roca)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	9.86	+ 2478.47
3C (roca)	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca tricónica o drag y barril con broca de diamante	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	3.20	+ 2478.47

TABLA 1

(continuación)

SONDEO SPE	DESCRIPCIÓN	TIPO DE MUESTREO	PROFUNDIDAD (m)	ELEVACIÓN (m)
SS – 2A (suelo)	Sondeo de muestreo inalterado selectivo	Inalterado con tubos de acero de 10 cm de diámetro	4.01	+ 2446.47
SS – 3 (suelo)	Sondeo de muestreo inalterado selectivo	Inalterado con tubos de acero de 10 cm de diámetro	3.00	+ 2432.87
SS – 4A (suelo)	Sondeo de muestreo inalterado selectivo	Inalterado con tubos de acero de 10 cm de diámetro	3.10	+ 2412.37
SS – 5 (suelo)	Sondeo de muestreo inalterado selectivo	Inalterado con tubos de acero de 10 cm de diámetro	3.65	+ 2405.27
SS – 6 (suelo)	Sondeo de muestreo inalterado selectivo	Inalterado con tubos de acero de 10 cm de diámetro	4.40	+ 2394.27
SS – 2 (roca)	Sondeo de muestreo inalterado selectivo	Inalterado con tubos de acero de 10 cm de diámetro	5.00	+ 2488.17

NOTA

La elevación del brocal de los sondeos fue proporcionada por el Ingeniero Topógrafo de la obra

TABLA 2

Resultados de análisis de zapatas

Sondeo	Df (m)	Capacidad de carga admisible (t/m ²)	Asentamientos (cm)	Módulo de reacción vertical (kg/cm ³)
SPE – 1 (suelo)	2.0	50	0.0065 $\Delta\sigma$ 2B	$\frac{30.70}{2B}$
SPE – 2A (suelo)	2.0	40	0.112 $\Delta\sigma$ 2B	$\frac{1.78}{2B}$
SPE – 7 (suelo)	2.0	40	0.084 $\Delta\sigma$ 2B	$\frac{2.38}{2B}$
SPE – 1 (roca)	2.0	40	0.084 $\Delta\sigma$ 2B	$\frac{2.38}{2B}$
SPE – 1 (roca)	2.0	40	0.133 $\Delta\sigma$ 2B	$\frac{1.50}{2B}$

Notas

$\Delta\sigma$ es el esfuerzo transmitido por la zapata y se sustituye en t/m²

2B corresponde con el ancho de la zapata y se sustituye en m.

TABLA 3

Resultados de análisis de pilas

Sondeo	Df (m)	Capacidad de carga admisible (t)	Asentamientos (cm)	Módulo de reacción vertical (kg/cm ³)
SPE – 3 (suelo)	9.0	250 d ²	1.14 d	$\frac{55.95}{d}$
SPE – 4A (suelo)	7.0	250 d ²	1.24 d	$\frac{51.19}{d}$
SPE – 5 (suelo)	7.0	250 d ²	1.36 d	$\frac{46.79}{d}$
SPE – 6 (suelo)	6.0	250 d ²	1.44 d	$\frac{44.33}{d}$
SPE – 2 (roca)	9.0	200 d ²	0.99 d	$\frac{51.67}{d}$

Nota

d corresponde con el diámetro de la pila y se sustituye en m.

TABLA 4

Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE – 3 (suelo)

Diámetro de pila	Z_1	Z_{i+1}	Kh
m	M	m	kg/cm ³
1.00	0.00	0.20	0.18
	0.20	0.80	0.90
	0.80	2.70	1.19
	2.70	3.20	2.01
	3.20	6.80	9.00
	6.80	7.90	13.23
	7.90	9.00	15.21
1.20	0.00	0.20	0.15
	0.20	0.80	0.75
	0.80	2.70	0.99
	2.70	3.20	1.67
	3.20	6.80	7.50
	6.80	7.90	11.03
	7.90	9.00	12.68
1.50	0.00	0.20	0.12
	0.20	0.80	0.60
	0.80	2.70	0.79
	2.70	3.20	1.34
	3.20	6.80	6.00
	6.80	7.90	8.82
	7.90	9.00	10.14

TABLA 5

Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE – 4A (suelo)

Diámetro de pila	Z_1	Z_{i+1}	Kh
m	m	m	kg/cm ³
1.00	0.00	2.10	1.89
	2.10	3.30	1.84
	3.30	3.90	6.48
	3.90	5.70	8.64
	5.70	7.00	11.43
1.20	0.00	2.10	1.58
	2.10	3.30	1.53
	3.30	3.90	5.40
	3.90	5.70	7.20
	5.70	7.00	9.53
1.50	0.00	2.10	1.26
	2.10	3.30	1.22
	3.30	3.90	4.32
	3.90	5.70	5.76
	5.70	7.00	7.62

TABLA 6

Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE – 5 (suelo)

Diámetro de pila	Z_1	Z_{i+1}	Kh
m	m	m	kg/cm ³
1.00	0.00	0.90	0.31
	0.90	1.50	0.54
	1.50	2.00	1.19
	2.00	3.30	1.80
	3.30	3.90	2.45
	3.90	6.30	9.18
	6.30	7.00	11.97
1.20	0.00	0.90	0.26
	0.90	1.50	0.45
	1.50	2.00	0.99
	2.00	3.30	1.50
	3.30	3.90	2.04
	3.90	6.30	7.65
	6.30	7.00	9.98
1.50	0.00	0.90	0.20
	0.90	1.50	0.36
	1.50	2.00	0.79
	2.00	3.30	1.20
	3.30	3.90	1.63
	3.90	6.30	6.12
	6.30	7.00	7.98

TABLA 7

Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE – 6 (suelo)

Diámetro de pila	Z_1	Z_{i+1}	Kh
m	m	m	kg/cm ³
1.00	0.00	1.40	1.26
	1.40	2.60	0.46
	2.60	3.80	0.74
	3.80	5.00	1.01
	5.00	5.20	9.18
	5.20	6.00	10.08
1.20	0.00	1.40	1.05
	1.40	2.60	0.38
	2.60	3.80	0.61
	3.80	5.00	0.84
	5.00	5.20	7.65
	5.20	6.00	8.40
1.50	0.00	1.40	0.84
	1.40	2.60	0.31
	2.60	3.80	0.49
	3.80	5.00	0.67
	5.00	5.20	6.12
	5.20	6.00	6.72

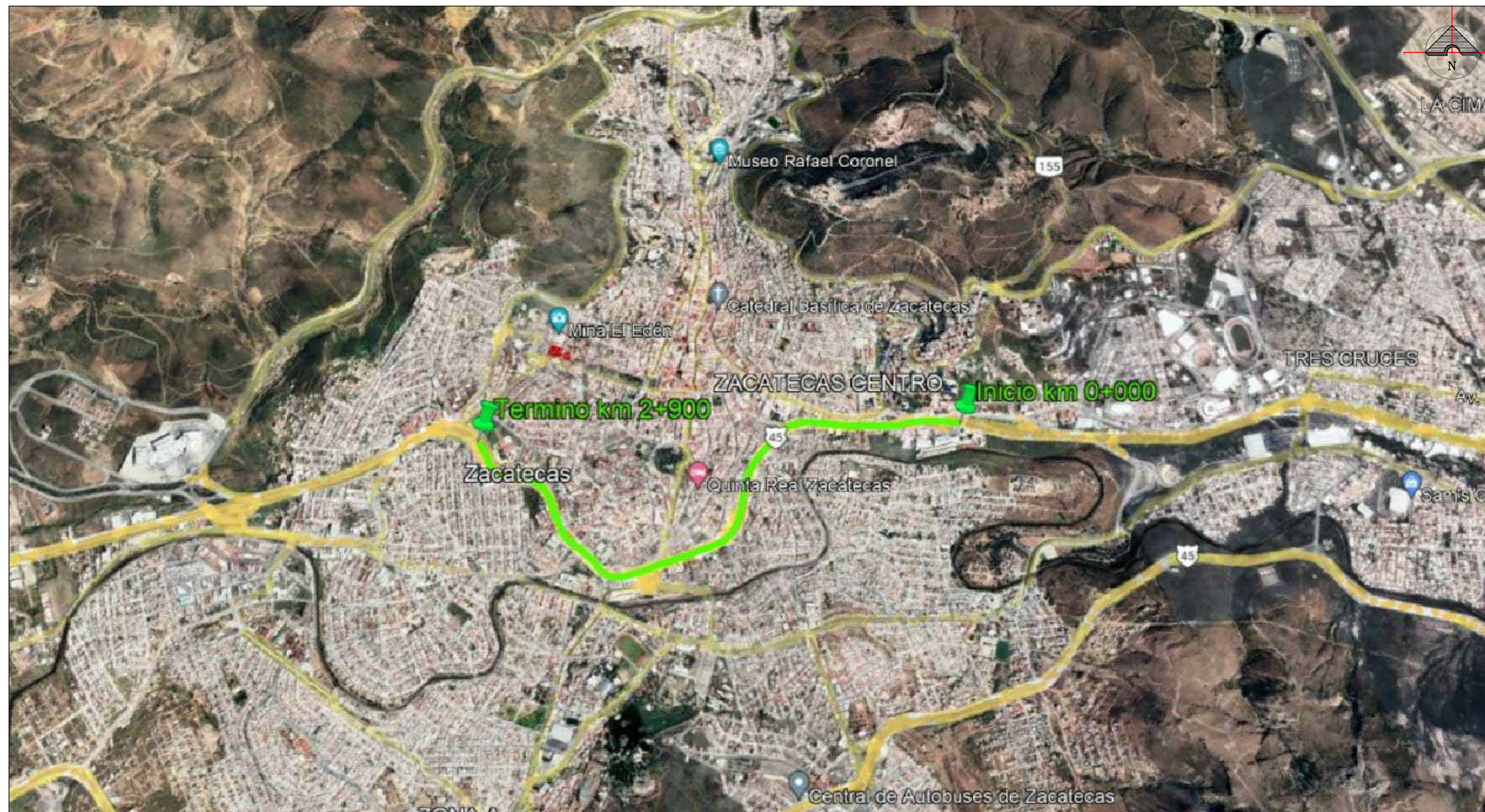
TABLA 8

Módulos de reacción horizontal en el sondeo SPE – 2 (roca)

Diámetro de pila	Z_1	Z_{i+1}	Kh
m	M	m	kg/cm ³
1.00	0.00	0.80	0.98
	0.80	1.40	0.74
	1.40	2.00	3.06
	2.00	3.80	5.22
	3.80	4.40	2.79
	4.40	5.00	3.20
	5.00	6.80	10.62
	6.80	7.40	1.04
	7.40	9.00	14.76
1.20	0.00	0.80	0.82
	0.80	1.40	0.62
	1.40	2.00	2.55
	2.00	3.80	4.35
	3.80	4.40	2.32
	4.40	5.00	2.66
	5.00	6.80	8.85
	6.80	7.40	0.87
	7.40	9.00	12.30
1.50	0.00	0.80	0.66
	0.80	1.40	0.50
	1.40	2.00	2.04
	2.00	3.80	3.48
	3.80	4.40	1.86
	4.40	5.00	2.13
	5.00	6.80	7.08
	6.80	7.40	0.69
	7.40	9.00	9.84

10 FIGURAS

- 1 Localización del tramo en estudio
- 2 Topografía
- 3 Localización de los sondeos
- 4 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 1 (suelo)
- 5 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 2A (suelo) y del sondeo selectivo SS – 2A (suelo)
- 6 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 2B (suelo)
- 7 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 3 (suelo) y del sondeo selectivo SS – 3 (suelo)
- 8 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 4A (suelo) y del sondeo selectivo SS – 4A (suelo)
- 9 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 4B (suelo)
- 10 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 5 (suelo) y del sondeo selectivo SS – 5 (suelo)
- 11 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 6 (suelo) y del sondeo selectivo SS – 6 (suelo)
- 12 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 7 (suelo)
- 13 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 1 (roca)
- 14 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 2 (roca) y del sondeo selectivo SS – 2 (roca)
- 15 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 3A (roca)
- 16 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 3B (roca)
- 17 Perfil estratigráfico del sondeo de penetración estándar SPE – 3C (roca)
- 18 Regionalización sísmica.



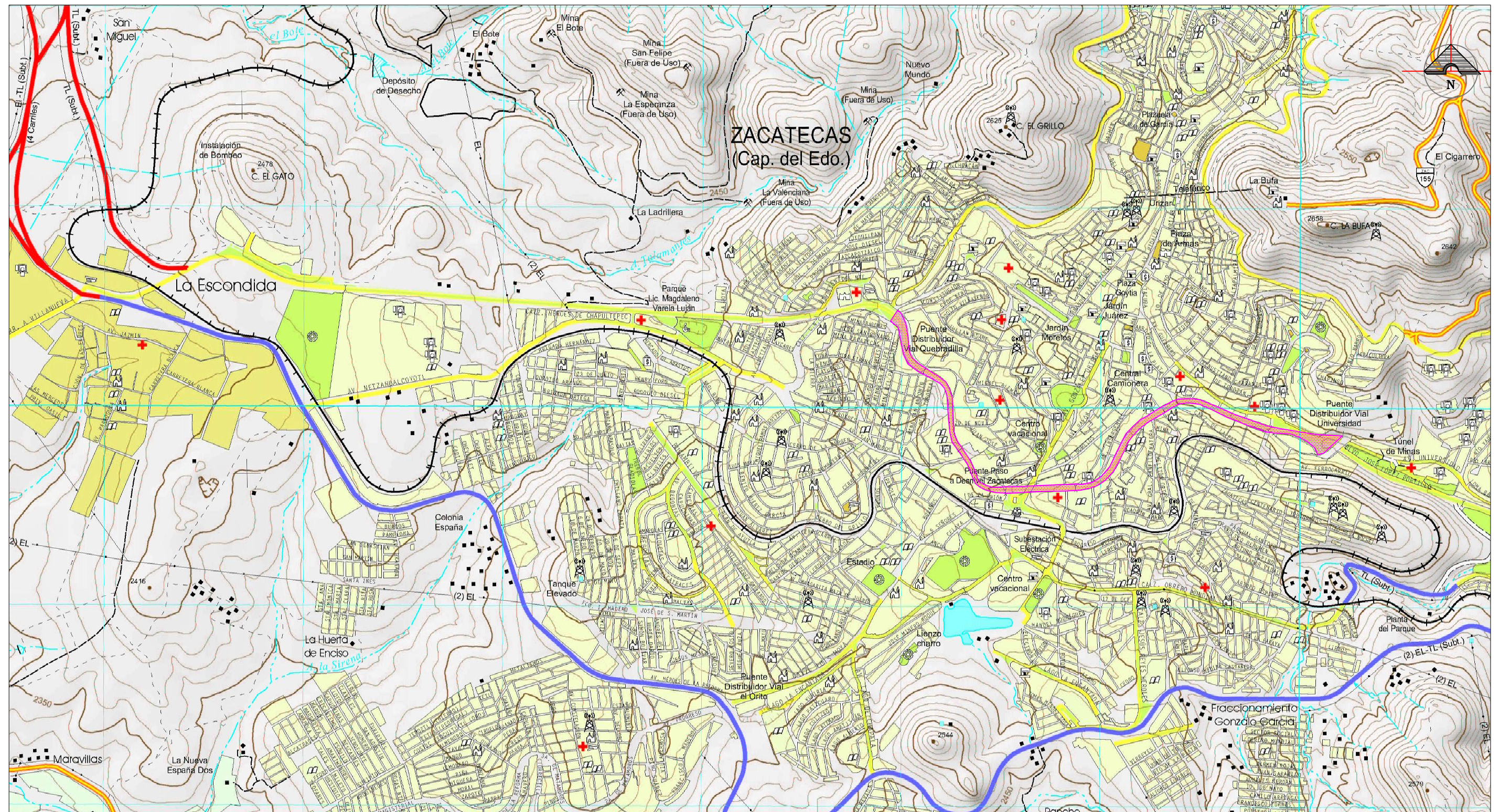
NOTA

Sin escala

LOCALIZACIÓN DEL TRAMO EN ESTUDIO

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 1



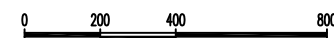
NOTAS

Escala aproximada 1 : 20 000

Plano topográfico F13B58d proporcionado por INEGI año 2016-2020

Tramo en estudio

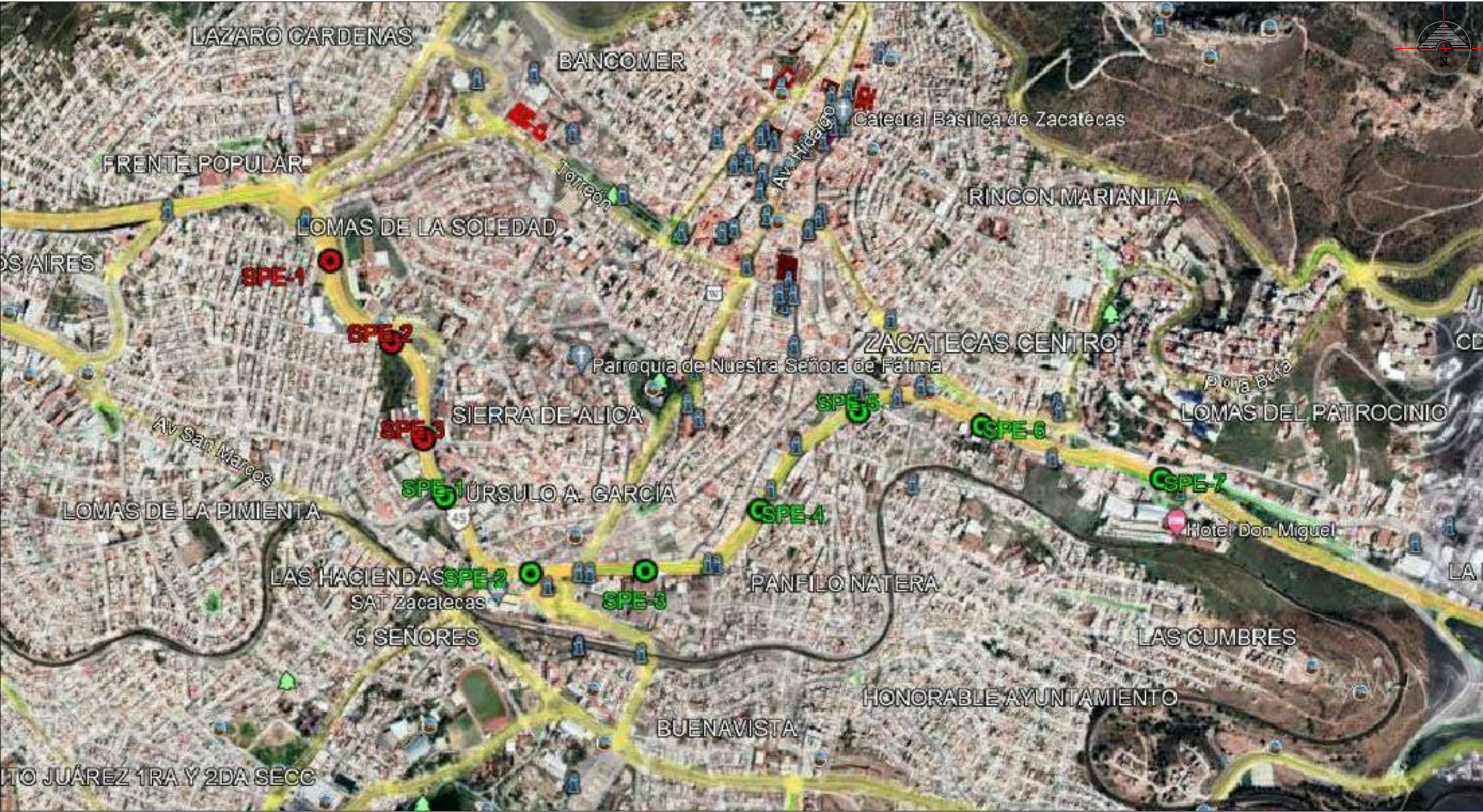
Escala gráfica en metros



TOPOGRAFÍA

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 2



NOTAS

Escala aproximada 1 : 10 000
Escala gráfica en metros 0 100 200 400

SIMBOLOGÍA

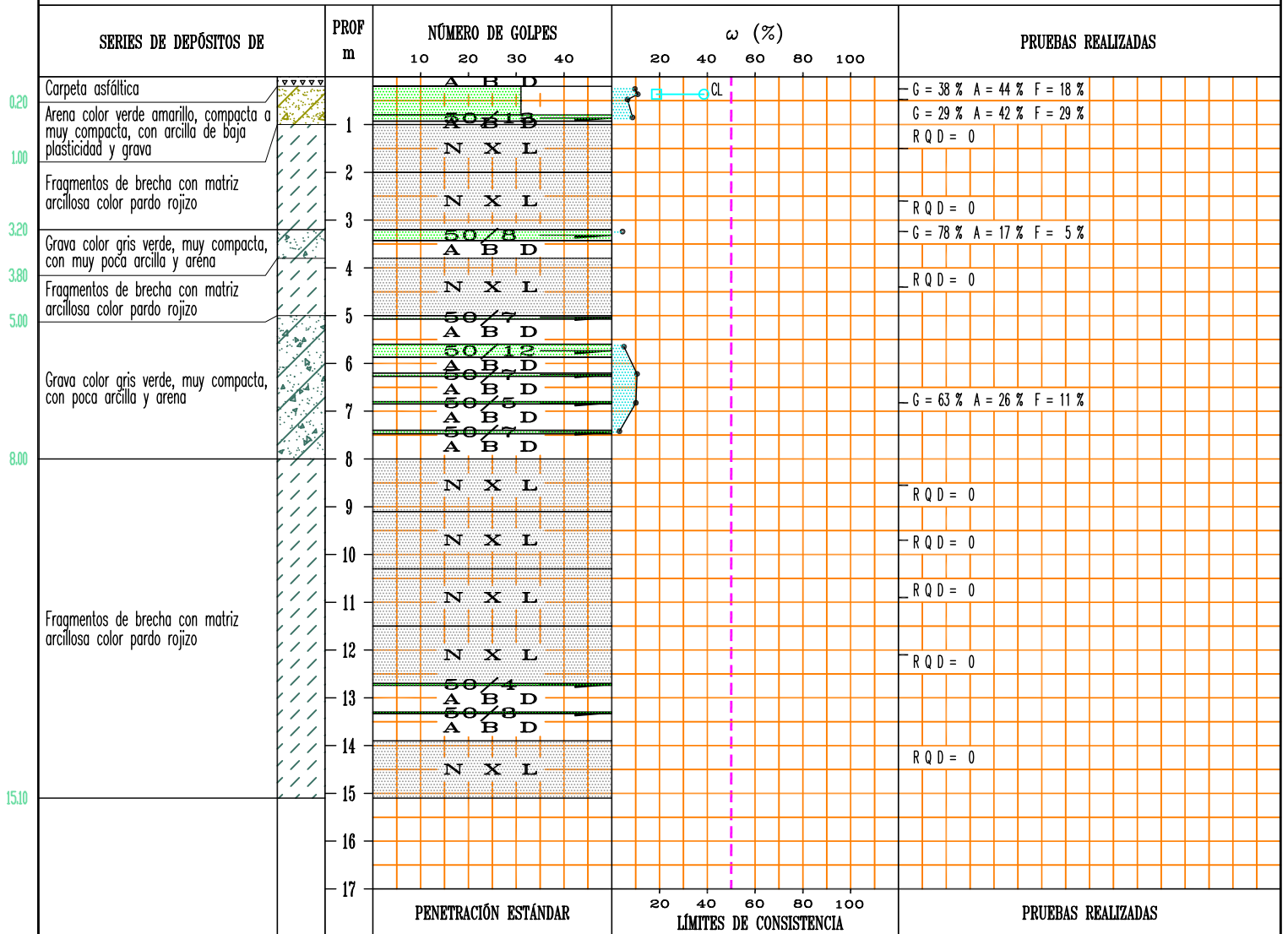
-  SPE Sondeo de penetración estándar (en roca)
-  SPE Sondeo de penetración estándar (en suelo)

LOCALIZACIÓN DE LOS SONDEOS

SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 3

Elevación + 2469.67 m



El sondeo terminó a 15.10 m de profundidad respecto a su brocal

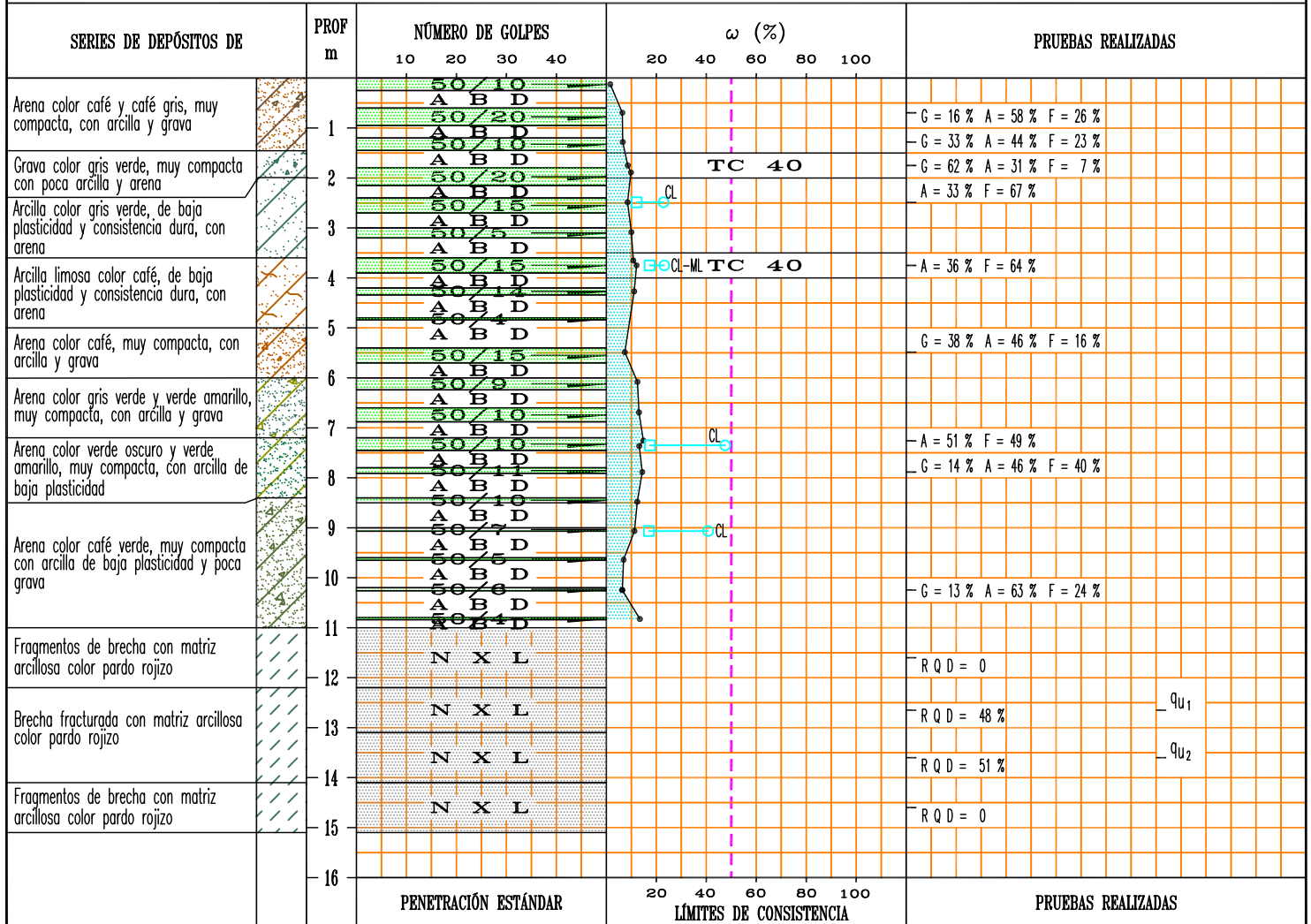
SIMBOLOGIA			
50/25	50 golpes para lograr 25 cm de penetración	N X L	barril con broca de diamante
A B D	avance con broca drag	R Q D	índice de calidad de la roca
G = 15 %	porcentaje de grava	ω	contenido de agua
A = 75 %	porcentaje de arena	○	límite líquido
F = 10 %	porcentaje de finos	□	límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-1 (suelo)

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

SONDEO SPE-2 A Y SS-2 A (suelo)

Elevación + 2446.47 m



$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} \gamma_m &= 2.64 \text{ t/m}^3 \\ M_e &= 1.73 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} &= 1.73 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u &= 200.13 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} q_{u1} \\
 & \left. \begin{aligned} \gamma_m &= 2.72 \text{ t/m}^3 \\ M_e &= 2.18 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} &= 2.18 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u &= 172.65 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} q_{u2}
 \end{aligned}$$

El sondeo terminó a 15.10 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración
 A B D avance con broca drag
 G = 15 % porcentaje de grava
 A = 75 % porcentaje de arena
 F = 10 % porcentaje de finos
 qu prueba de compresión simple

N X L barril con broca de diamante
 T C 40 tubo cédula 40
 R Q D índice de calidad de la roca
 ω contenido de agua
 $\circ$ límite líquido
 $\square$ límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE
 PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-2 A Y DEL
 SONDEO SELECTIVO SS-2 A (suelo)

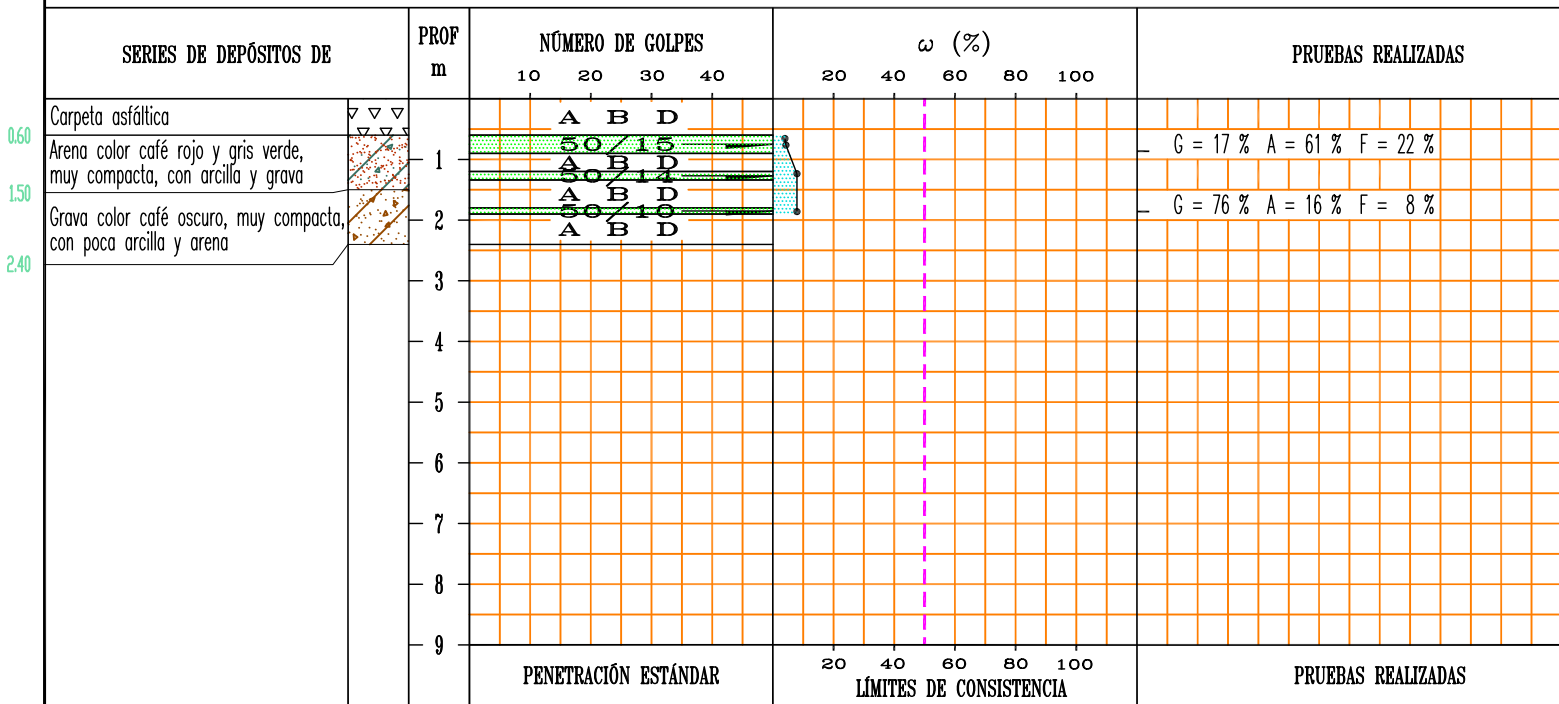
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 DEL ESTADO DE ZACATECAS

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

Fig 5

SONDEO SPE-2 B (suelo)

Elevación + 2446.47 m



El sondeo terminó a 2.40 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración

A B D avance con broca drag

G = 15 % porcentaje de grava

A = 75 % porcentaje de arena

F = 10 % porcentaje de finos

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

ω

○

□

contenido de agua

límite líquido

límite plástico

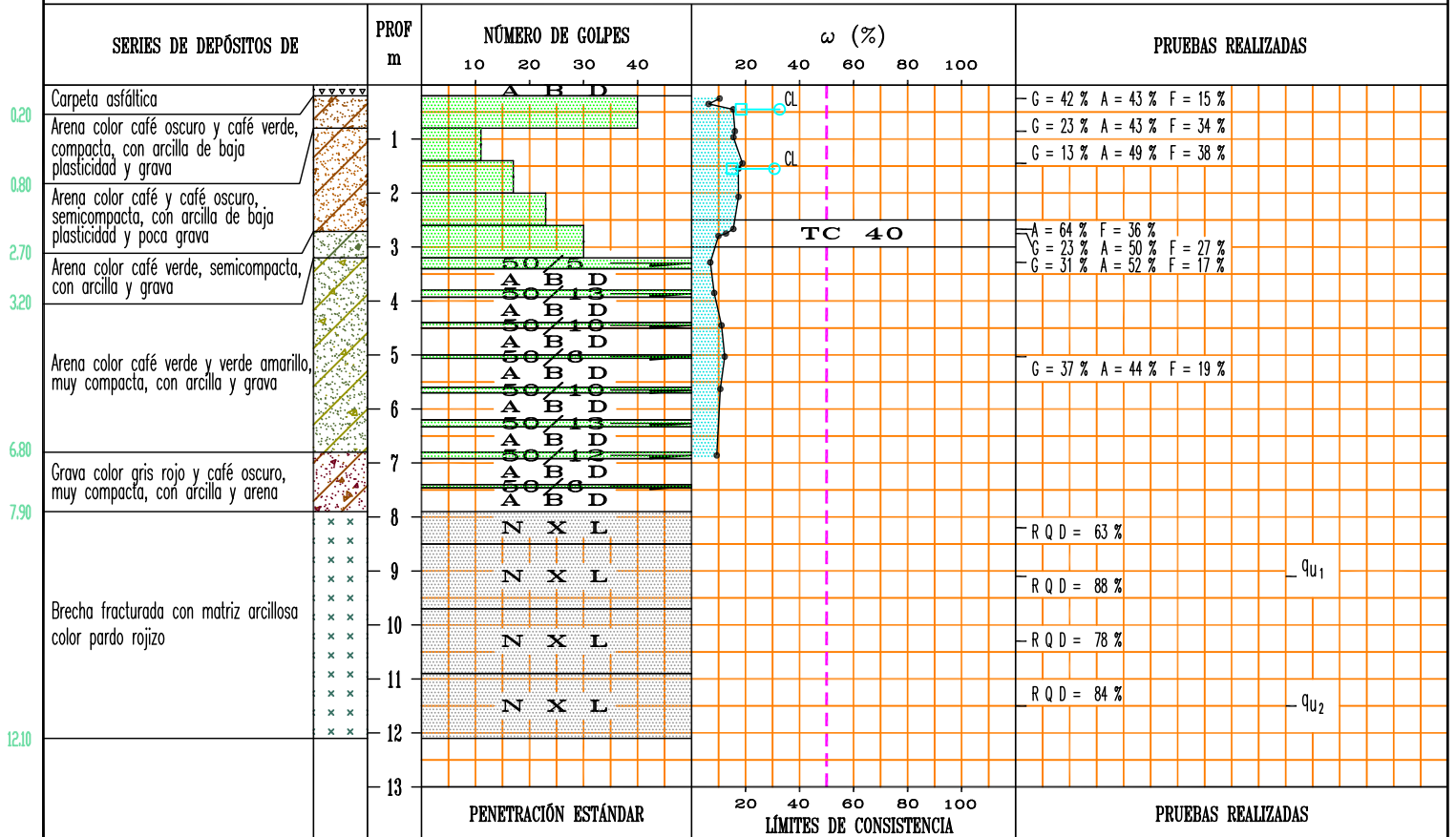
PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO
DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-2 B (Suelo)

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 6

SONDEO SPE-3 Y SS-3 (suelo)

Elevación + 2432.87 m



$$\begin{aligned}
 & \left. \begin{aligned} \gamma_m &= 2.69 \text{ t/m}^3 \\ M_e &= 2.03 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} &= 2.03 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u &= 346.99 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} q_{u1} & \left. \begin{aligned} \gamma_m &= 2.66 \text{ t/m}^3 \\ M_e &= 1.19 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} &= 1.19 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u &= 287.07 \text{ kg/cm}^2 \end{aligned} \right\} q_{u2}
 \end{aligned}$$

El sondeo terminó a 12.10 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración
A B D avance con broca drag
G = 15 % porcentaje de grava
A = 75 % porcentaje de arena
F = 10 % porcentaje de finos
qu prueba de compresión simple

N X L barril con broca de diamante
T C 40 tubo cédula 40
R Q D índice de calidad de la roca
 ω contenido de agua
○ límite líquido
□ límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE
PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-3 Y DEL
SONDEO SELECTIVO SS-3 (suelo)

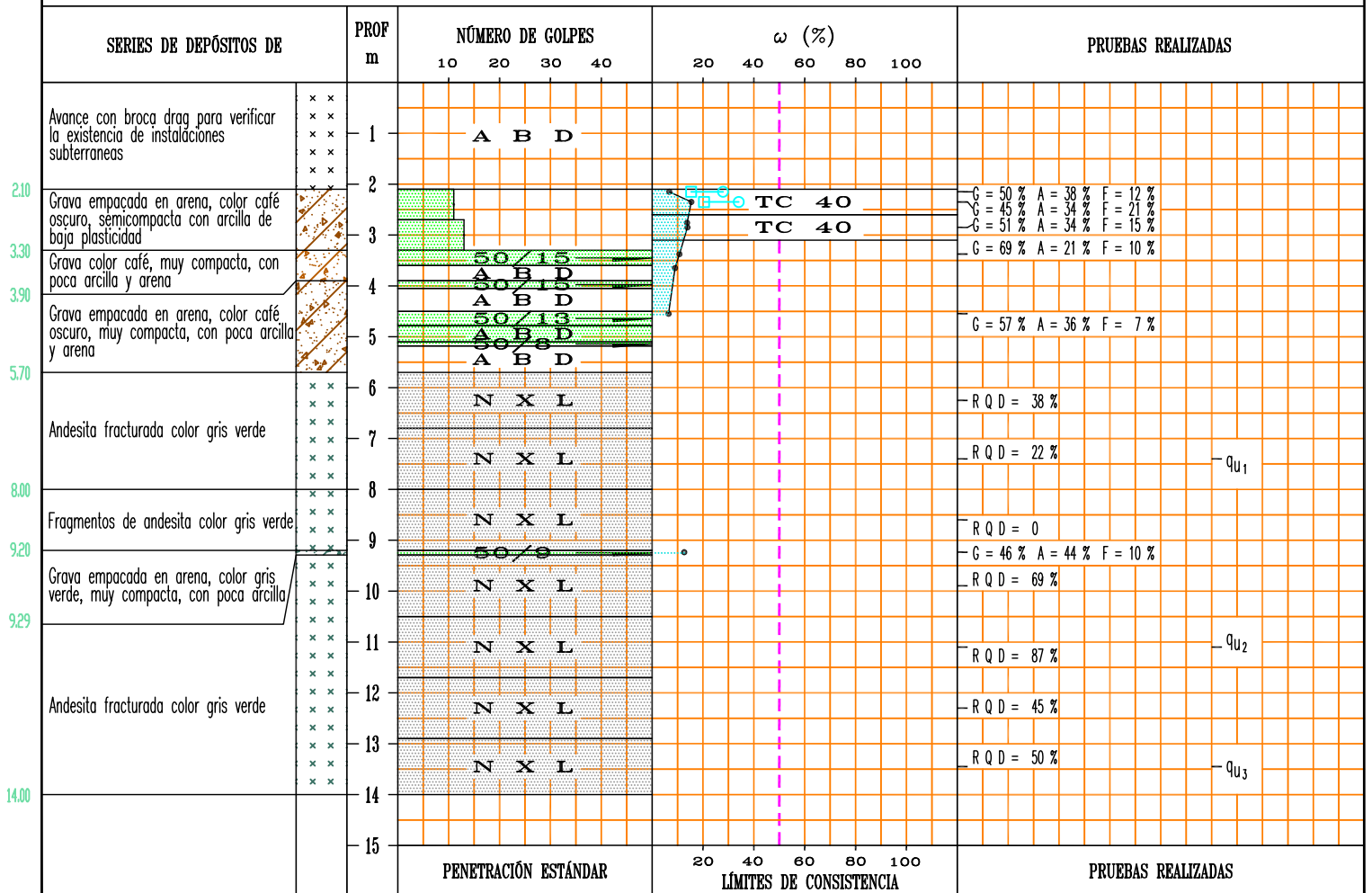
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 7

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

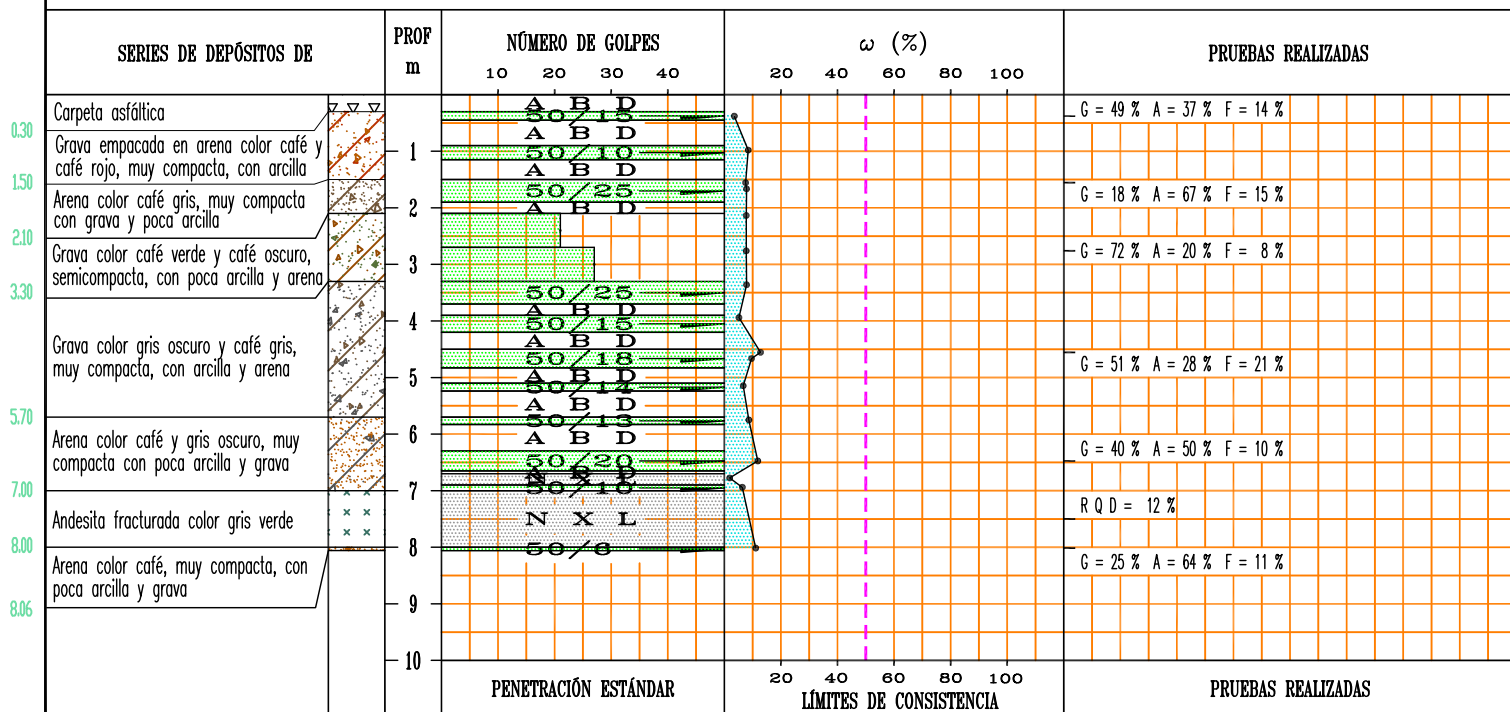
SONDEO SPE-4 A Y SS-4 A (suelo)

Elevación + 2412.37 m



SONDEO SPE-4 B (suelo)

Elevación + 2412.37 m



El sondeo terminó a 8.06 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración
 A B D avance con broca drag
 G = 15 % porcentaje de grava
 A = 75 % porcentaje de arena
 F = 10 % porcentaje de finos

N X L barril con broca de diamante
 R Q D índice de calidad de la roca
 ω contenido de agua
 ○ límite líquido
 □ límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-4 B (suelo)

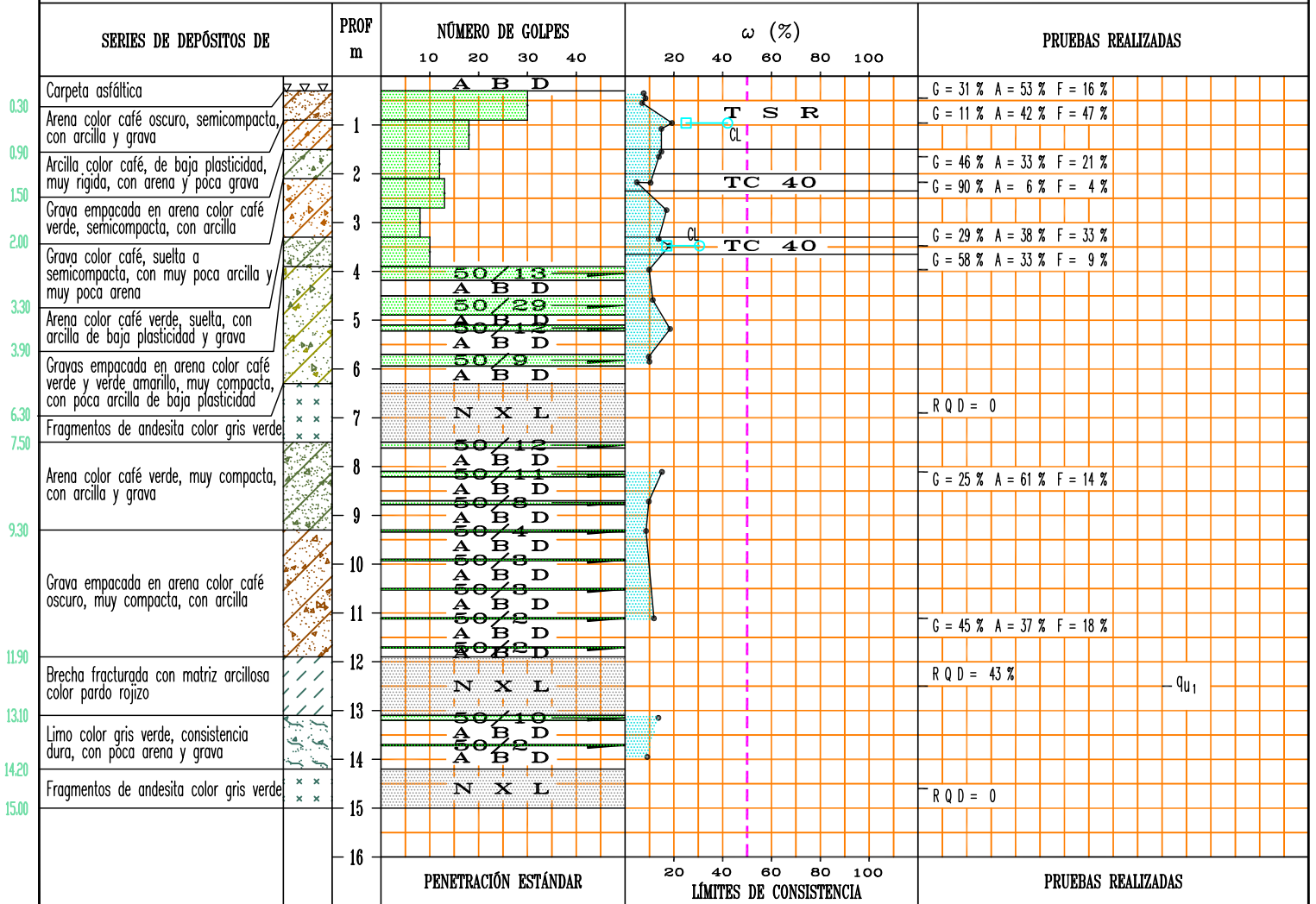
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 DEL ESTADO DE ZACATECAS

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

Fig 9

SONDEO SPE-5 Y SS-5 (suelo)

Elevación + 2405.27 m



$$\begin{cases}
 \gamma_m = 2.50 \text{ t/m}^3 \\
 M_e = 1.82 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\
 M_{ep} = 1.82 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\
 q_u = 132.52 \text{ kg/cm}^2
 \end{cases}$$

El sondeo terminó a 15.00 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración
 A B D avance con broca drag
 G = 15 % porcentaje de grava
 A = 75 % porcentaje de arena
 F = 10 % porcentaje de finos
 qu prueba de compresión simple

N X L barril con broca de diamante
 R Q D índice de calidad de la roca
 T C 40 tubo cédula 40
 T S R tubo Shelby hincado a presión y a rotación
 ω contenido de agua
 ○ límite líquido
 □ límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE
 PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-5 Y DEL
 SONDEO SELECTIVO SS-5 (suelo)

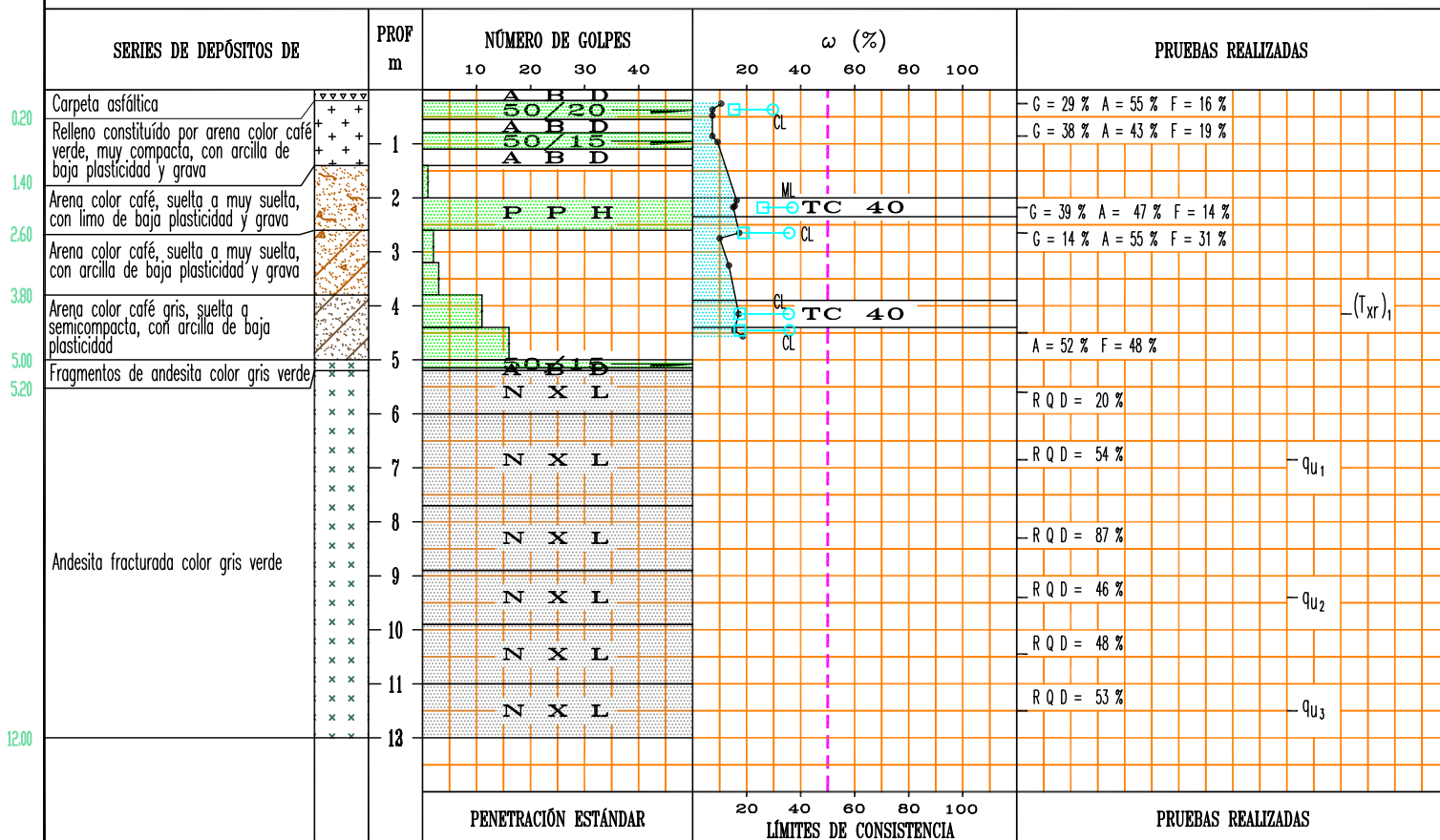
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 10

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

SONDEO SPE-6 Y SS-6 (suelo)

Elevación + 2394.27 m



$$\begin{aligned}
 & \left\{ \begin{array}{l} \gamma_m = 2.91 \text{ t/m}^3 \\ M_e = 1.01 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} = 1.01 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u = 796.31 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. q_{u1} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_m = 3.11 \text{ t/m}^3 \\ M_e = 9.25 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} = 9.55 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u = 968.98 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. q_{u2} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_m = 2.90 \text{ t/m}^3 \\ M_e = 1.40 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} = 1.40 \times 10^{-6} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u = 463.88 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. q_{u3} \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_m = 1.99 \text{ t/m}^3 \\ S_g = 2.66 \\ c = 3.07 \text{ t/m}^2 \\ \phi = 41^\circ \end{array} \right. T_{rr1}
 \end{aligned}$$

El sondeo terminó a 12.00 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25	50 golpes para lograr 25 cm de penetración	N X L	barril con broca de diamante
A B D	avance con broca drag	P P H	peso propio de herramienta
G = 15 %	porcentaje de grava	T C 40	tubo cédula 40
A = 75 %	porcentaje de arena	R Q D	índice de calidad de la roca
F = 10 %	porcentaje de finos	(Tr)	prueba triaxial de resistencia
qu	prueba de compresión simple	ω	contenido de agua
		$\circ$	límite líquido
		$\square$	límite plástico

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE
PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-6 Y DEL
SONDEO SELECTIVO SS-6 (suelo)

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 11

SONDEO SPE-7 (suelo)

Elevación + 2382.17 m

SERIES DE DEPÓSITOS DE	PROF m	NÚMERO DE GOLPES				ω (%)					PRUEBAS REALIZADAS
		10	20	30	40	20	40	60	80	100	
0.20 Carpeta asfáltica		A B D									G = 41 % A = 48 % F = 11 %
2.00 Arenas color gris, muy compacta, con arcilla de baja plasticidad y grava	1	50/28									G = 23 % A = 54 % F = 23 %
		A B D									G = 20 % A = 48 % F = 32 %
		50/20									
3.00 Grava empacada en arena color verde amarillento, muy compacta, con poca arcilla	2	A B D									G = 58 % A = 36 % F = 6 %
		50/12									
		A B D									
5.00 Grava empacada en arena color gris claro, muy compacta, con arcilla	3	A B D									G = 45 % A = 31 % F = 24 %
		50/8									
		A B D									
6.20 Arenas color gris verde, muy compacta, con arcilla de baja plasticidad y grava	4	A B D									
		50/8									
		A B D									
7.50 Andesita fracturada color gris claro	5	A B D									G = 34 % A = 49 % F = 17 %
		50/10									
		A B D									
8.50 Fragmentos de andesita color gris verde	6	A B D									
		50/1									
		A B D									
9.70 Andesita fracturada color gris claro	7	N X L									R Q D = 54 %
		N X L									
		N X L									
10.70 Fragmentos de andesita color gris verde	8	N X L									R Q D = 0
		N X L									
		50/8									
12.50 Andesita fracturada color gris claro	9	N X L									R Q D = 65 % q_{u1}
		N X L									
		N X L									
	10	N X L									R Q D = 0
		N X L									
		N X L									
	11	N X L									R Q D = 61 %
		N X L									
		N X L									
	12	N X L									R Q D = 75 % q_{u2}
		N X L									
		N X L									
	13										
		PENETRACIÓN ESTÁNDAR				LÍMITES DE CONSISTENCIA					PRUEBAS REALIZADAS

$$\begin{aligned}
 &\left\{ \begin{array}{l} \gamma_m = 2.80 \text{ t/m}^3 \\ M_e = 2.13 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} = 2.08 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u = 324.70 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right. \quad \left\{ \begin{array}{l} \gamma_m = 2.80 \text{ t/m}^3 \\ M_e = 1.73 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ M_{ep} = 1.73 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/\text{kg} \\ q_u = 343.79 \text{ kg/cm}^2 \end{array} \right.
 \end{aligned}$$

El sondeo terminó a 12.50 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración

A B D avance con broca drag

G = 15 % porcentaje de grava

A = 75 % porcentaje de arena

F = 10 % porcentaje de finos

qu prueba de compresión simple

N X L

R Q D

ω

○

□

barril con broca de diamante

índice de calidad de la roca

contenido de agua

límite líquido

límite plástico

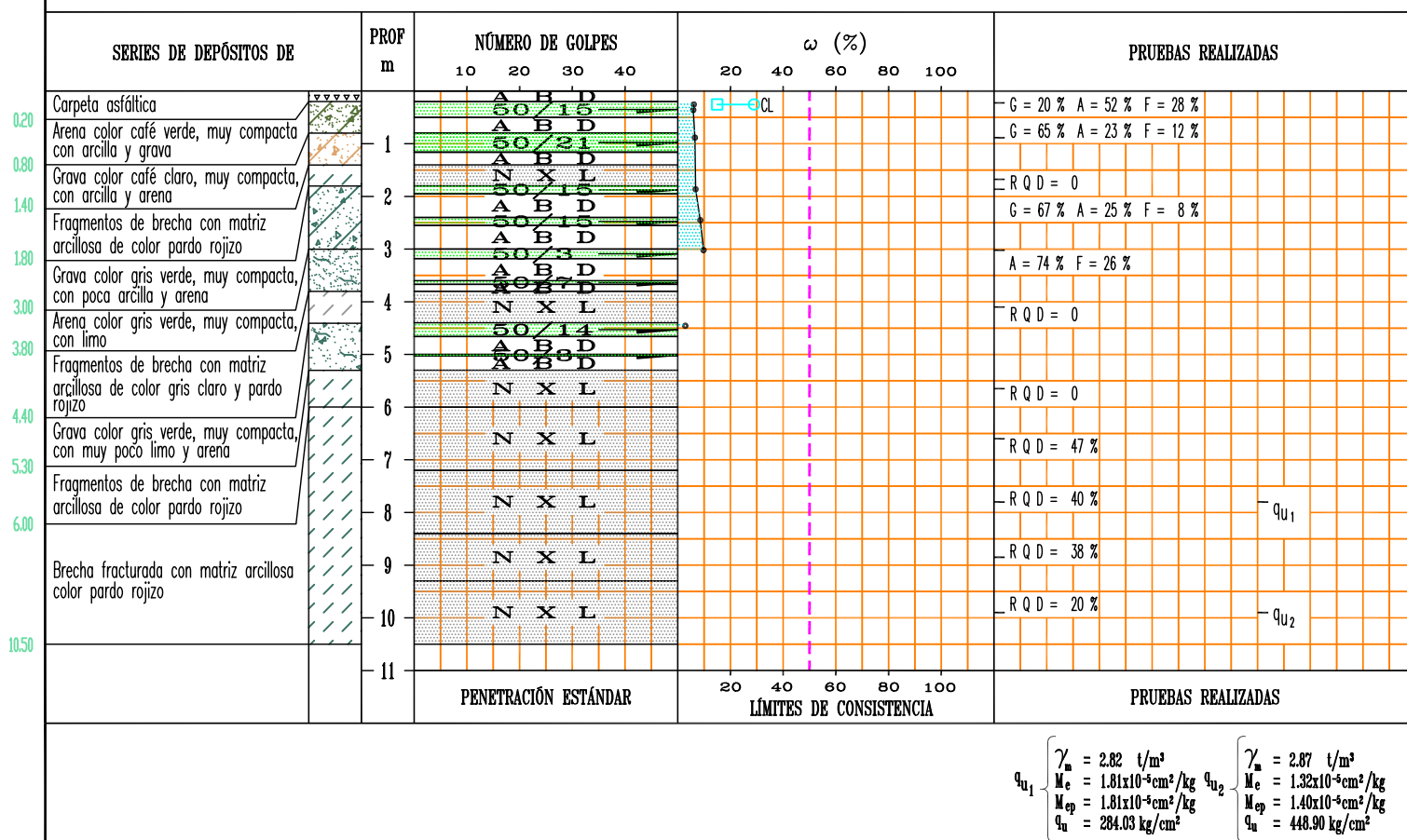
PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-7 (suelo)

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

Fig 12

SONDEO SPE-1 (roca)
Elevación + 2491.17 m



El sondeo terminó a 10.50 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración
A B D avance con broca drag
G = 15 % porcentaje de grava
A = 75 % porcentaje de arena
F = 10 % porcentaje de finos
 q_u prueba de compresión simple

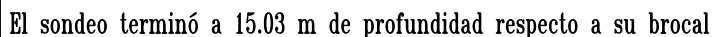
N X L barril con broca de diamante
R Q D índice de calidad de la roca
 ω contenido de agua
○ límite líquido
□ límite plástico

**PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO
DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-1 (roca)**

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

Elevación + 2488.17 m



50/25	50 golpes para lograr 25 cm de penetración
A B D	avance con broca drag
G = 15 %	porcentaje de grava
A = 75 %	porcentaje de arena
F = 10 %	porcentaje de finos

N X L	barril con broca de diamante
T C 40	tubo cédula 40
R Q D	índice de calidad de la roca
ω	contenido de agua
	límite líquido
	límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-2 Y DEL SONDEO SELECTIVO SS-2 (roca)

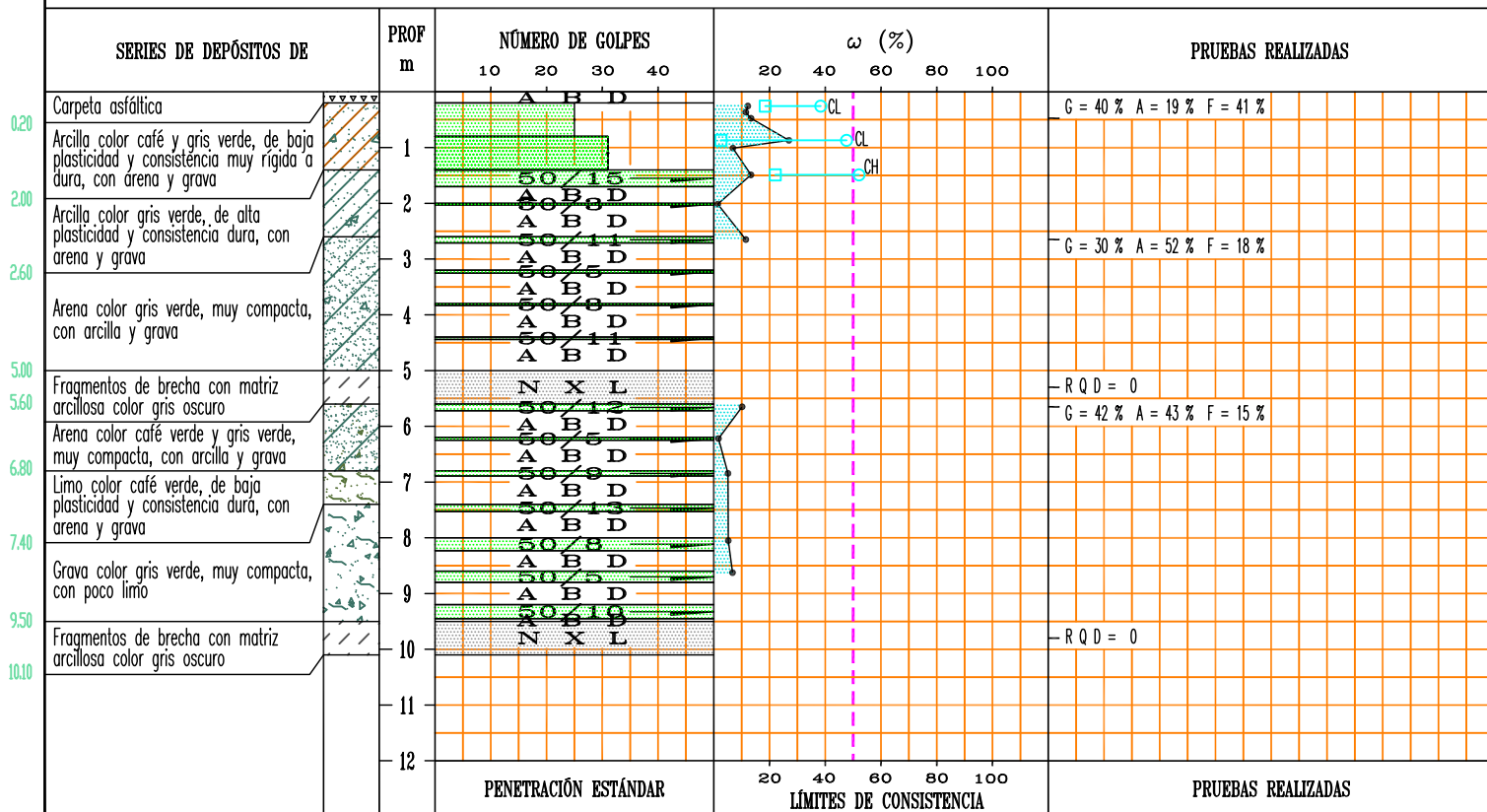
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 14

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

SONDEO SPE-3 A (roca)

Elevación + 2478.47 m



El sondeo terminó a 10.10 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración

A B D avance con broca drag

G = 15 % porcentaje de grava

A = 75 % porcentaje de arena

F = 10 % porcentaje de finos

N X L

R Q D

ω

○

□

barril con broca de diamante

índice de calidad de la roca

contenido de agua

límite líquido

límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO
DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-3 A (roca)

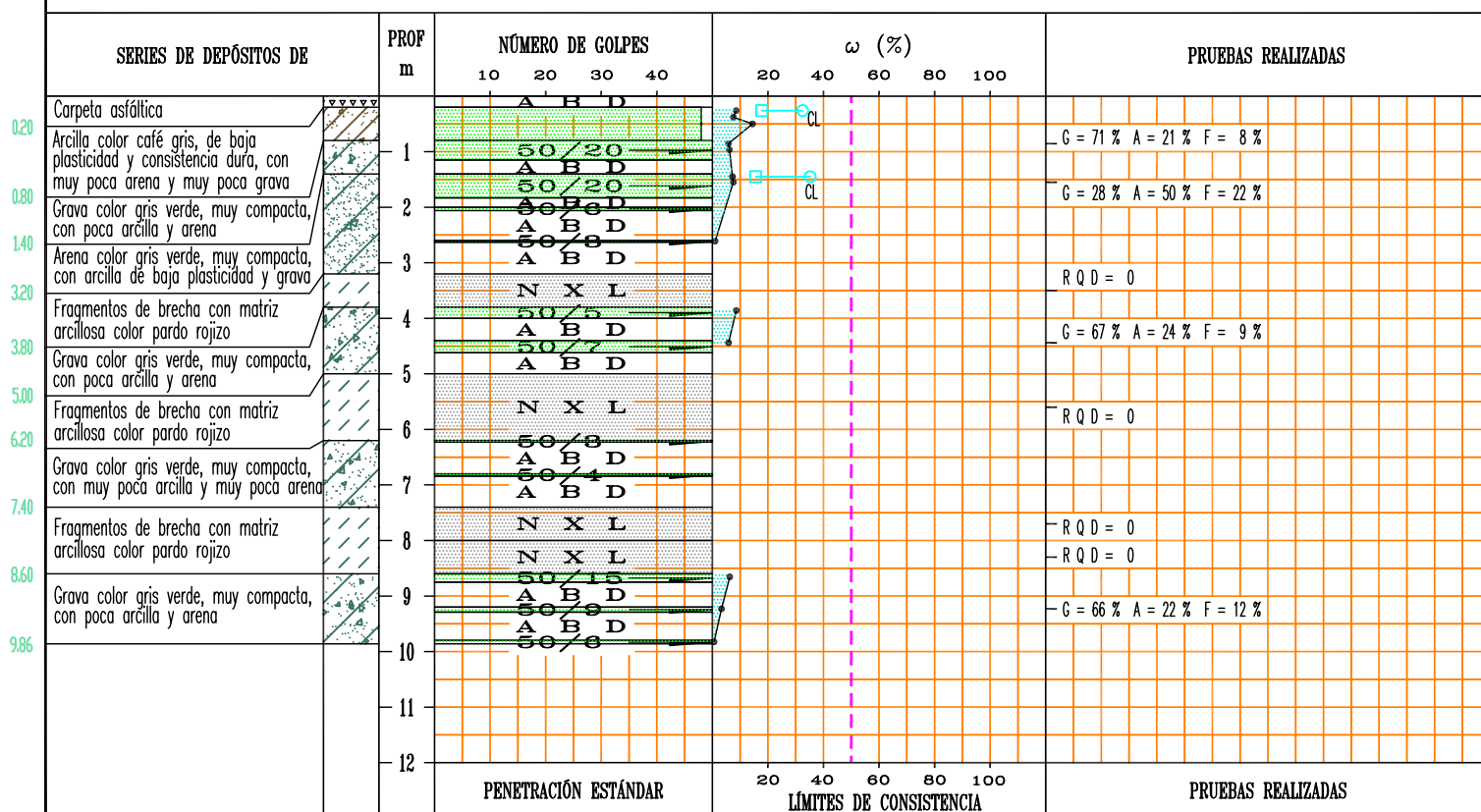
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

Fig 15

SONDEO SPE-3 B (roca)

Elevación + 2478.47 m



El sondeo terminó a 9.86 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración
 A B D avance con broca drag
 G = 15 % porcentaje de grava
 A = 75 % porcentaje de arena
 F = 10 % porcentaje de finos

N X L barril con broca de diamante
 R Q D índice de calidad de la roca
 ω contenido de agua
 CL límite líquido
 PL límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-3 B (roca)

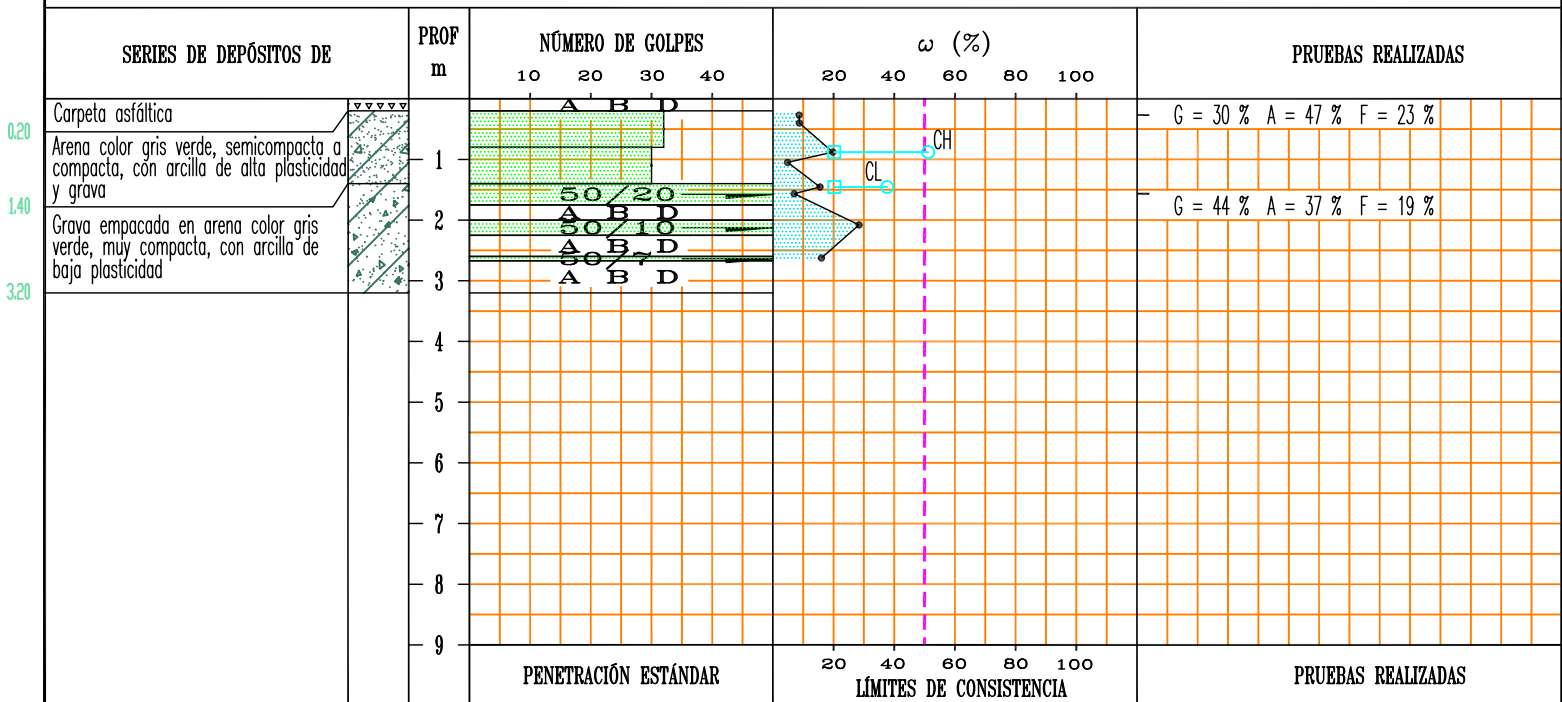
SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
 DEL ESTADO DE ZACATECAS

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

Fig 16

SONDEO SPE-3 C (roca)

Elevación + 2478.47 m



El sondeo terminó a 3.20 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

50/25 50 golpes para lograr 25 cm de penetración

A B D avance con broca drag

G = 15 % porcentaje de grava

A = 75 % porcentaje de arena

F = 10 % porcentaje de finos

NOTA: La elevación del brocal del sondeo la proporcionó el Ingeniero Topógrafo de la obra

N X L

ω

○

□

barril con broca de diamante

contenido de agua

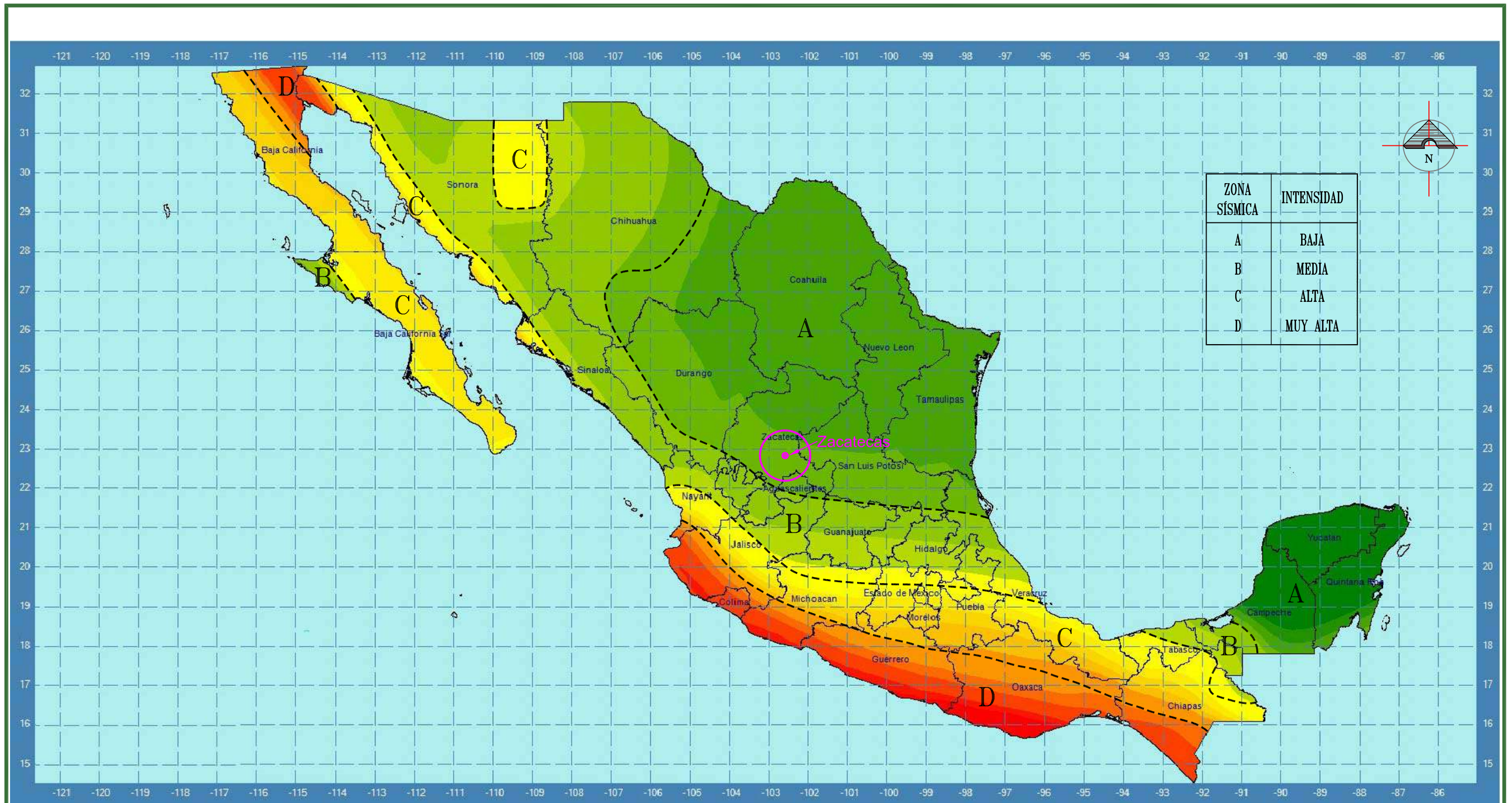
límite líquido

límite plástico

PERFIL ESTRATIGRÁFICO DEL SONDEO
DE PENETRACIÓN ESTÁNDAR SPE-3 C (roca)

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 17



NOTA
Mapa fuera de escala

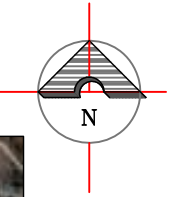
Plano tomado del Manual de Diseño de Obras Civiles CFE 2015

REGIONALIZACIÓN SÍSMICA
DE LA REPÚBLICA MEXICANA
SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

Fig 18

11 REPORTE FOTOGRAFICO

- 1 Vista aérea
- 2 Muestra obtenida en el sondeo de penetración estándar SPE – 1 (en roca)
- 3 Otra muestra obtenida en el sondeo de penetración estándar SPE – 1 (en roca)
- 4 Ubicación del sondeo de penetración estándar SPE – 2 (en roca)
- 5 Muestra obtenida en el sondeo de penetración SPE – 2 (en roca)
- 6 Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 3A (en roca)
- 7 Otra vista de la ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 3A (en roca) 123467
- 8 Muestra obtenida en el sondeo de penetración SPE – 3B (en roca)
- 9 Ubicación del sondeo de penetración estándar SPE – 4
- 10 Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 4
- 11 Otra vista de la ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 4
- 12 Ubicación del sondeo de penetración estándar SPE – 5
- 13 Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 5
- 14 Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 7
- 15 Otra vista de la ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 7
- 16 Muestra obtenida en el sondeo de penetración SPE – 7



Vista aérea

NOTAS

Escala aproximada 1 : 10 000

 Tramo en estudio

SECRETARIA DE OBRAS PUBLICAS
DEL ESTADO DE ZACATECAS

FOTO 1



Muestra obtenida en el sondeo de penetración estándar SPE-1 (en roca)



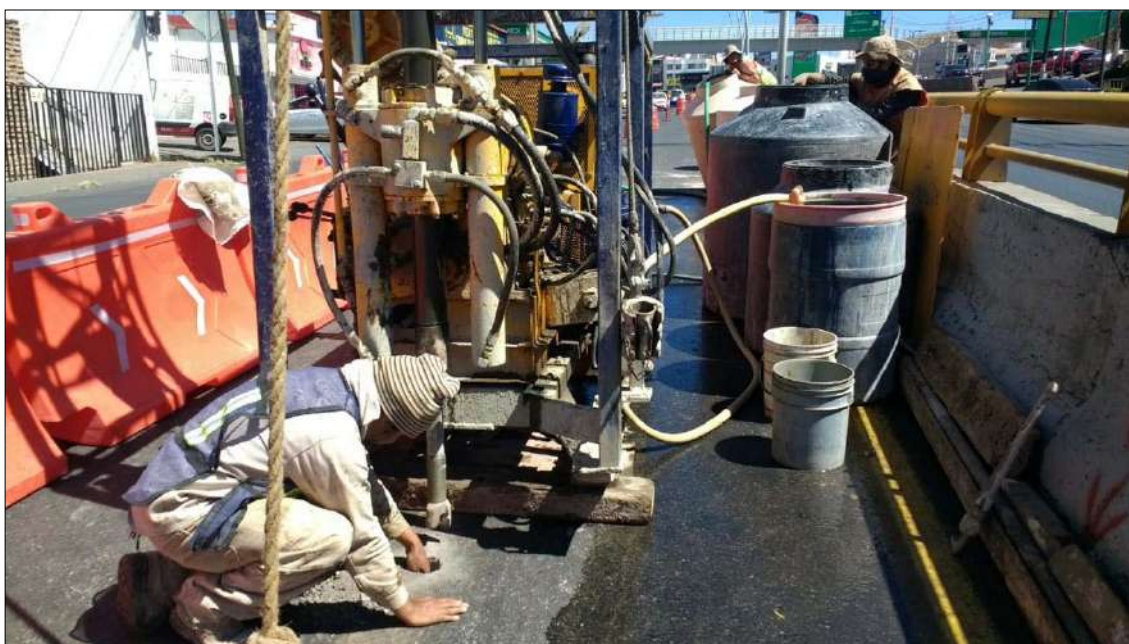
Otra muestra obtenida en el sondeo de penetración estándar SPE-1 (en roca)



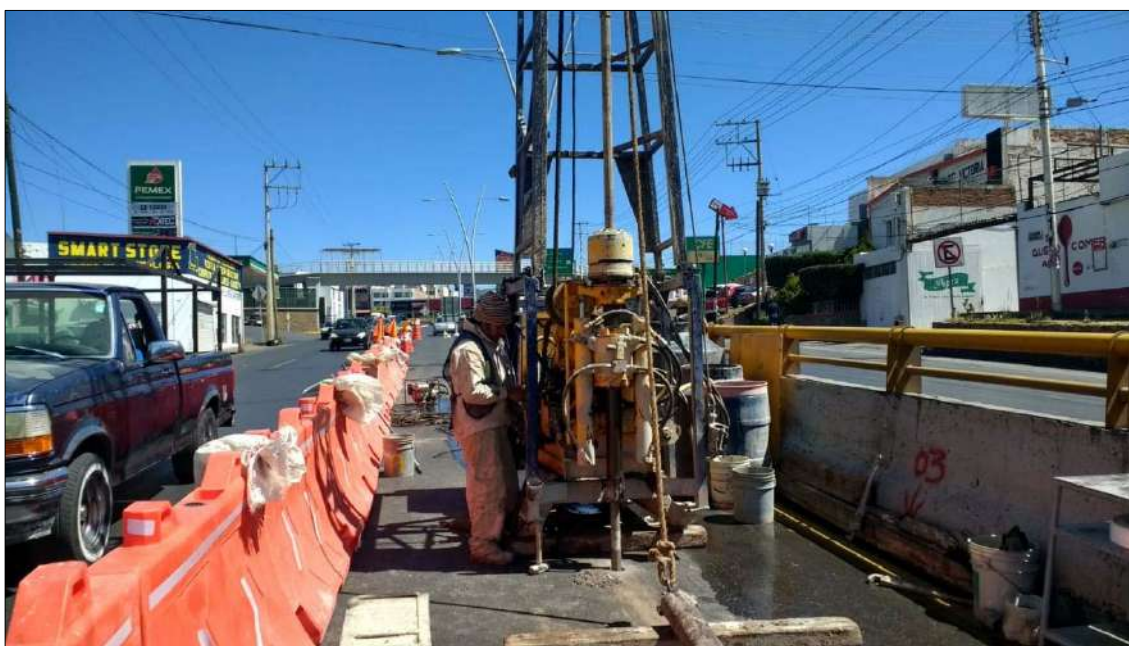
Ubicación del sondeo de penetración estándar SPE-2 (en roca)



Muestra obtenida en el sondeo de penetración estándar SPE-2 (en roca)



Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE-3A (en roca)



Otra vista de la ejecución del sondeo de penetración estándar SPE-3A (en roca)



Muestra obtenida en el sondeo de penetración estándar SPE-3B (en roca)



Ubicación del sondeo de penetración estándar SPE-4



Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE-4



Otra vista de la ejecución del sondeo de penetración estándar SPE-4



Ubicación del sondeo de penetración estándar SPE-5



Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE-5



Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE-7



Otra vista de la ejecución del sondeo de penetración estándar SPE-7



Muestra obtenida en el sondeo de penetración estándar SPE-7



12 ANEXOS

- *Procedimientos de exploración y muestreo*
- *Pruebas de laboratorio, resultados e interpretación*
- *Perforación y colado de pilas*
- *Materiales para terracerías, sub base y base*



GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION Y MUESTREO

- 1 *Prueba de penetración estándar*
- 2 *Barril con broca de diamante*
- 3 *Tubo cédula 40*
- 4 *Referencias*

1 Prueba de penetración estándar

La prueba de penetración estándar se efectúa de acuerdo con la norma ASTM D 1586 que indica que debe hacerse hincando en el suelo un tubo estándar de 3.5 cm de diámetro interior, 5.08 cm de diámetro exterior y 60 cm de longitud, por medio de la energía que le transmite la caída libre de un martinete de 63.5 kg de peso al dejarlo caer desde una altura de 76 cm.

El muestreador tiene en su parte inferior una zapata con filo para cortar el suelo en el que se hinca y en la parte superior un cople para enroscarlo a las barras de perforación.

Durante la ejecución de la prueba se cuenta el número de golpes (N) necesario para hincar la herramienta estándar en el suelo.

Para efectuar la prueba se limpia de caídos el fondo de la perforación con una cuchara o inyectando agua en ocasiones mezclada con bentonita, se coloca el muestreador en el fondo de la perforación y se hinca 15 cm en el suelo contando el número de golpes necesario para hacerlo penetrar. Este procedimiento se repite en los 30 cm siguientes y finalmente se hincan los 15 cm restantes.

Si por la dureza de los materiales encontrados no es posible realizar la penetración de los 30 cm centrales, se retira el penetrómetro y se completa el avance de 60 cm utilizando una broca tricónica o una broca drag. En estos casos el resultado obtenido de la prueba de penetración estándar se indica mediante un quebrado, en el cual el numerador es el número N y el denominador es el avance logrado.

El avance con broca tricónica y con broca drag se indica en el perfil estratigráfico correspondiente mediante las letras ABT o ABD, respectivamente.

Con este procedimiento de exploración y muestreo se logran dos finalidades de gran importancia que son

- a obtener muestras alteradas representativas de los materiales del subsuelo, y
- b el resultado de la prueba de penetración estándar.

Con las muestras que se obtienen de la ejecución de esta prueba de campo se determinan las características índice del subsuelo. Las muestras se identifican en campo, se protegen de la evaporación y se envían al laboratorio para obtener sus características índice y su clasificación detallada.



GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

La descripción de las herramientas que se utilizan en la prueba, el modo de realizarla y la interpretación de sus resultados se han estudiado ampliamente en Mecánica de Suelos y están descritos en cualquier publicación de la especialidad por lo que no se repetirán aquí.

La variación del número de golpes con la profundidad se presenta en forma gráfica en el perfil estratigráfico correspondiente.

2 Barril con broca de diamante

El barril NXL está formado por dos tubos concéntricos de acero. El tubo exterior o barril tiene una zapata de carburo de tungsteno con incrustaciones de diamante en su extremo inferior. En su extremo superior tiene una cabeza que sirve para sujetarlo a la tubería de perforación y para permitir que el tubo interior se acople a la cabeza, permitiendo que gire el barril sin que lo haga el tubo muestreador.

Para extraer una muestra de roca se limpia de caídos el fondo de la perforación inyectando agua en ocasiones mezclada con bentonita, se coloca el muestreador en el fondo de la perforación aplicando presión, velocidad y rotación constantes hasta que penetre en la roca, y se gira para cortar la muestra en el extremo inferior del tubo muestreador.

Al introducir el barril en la perforación su zapata corta el material que interesa muestrear y entra en el tubo interior. Las muestras que se obtienen se identifican en el perfil del sondeo con las iniciales NXL.

3 Tubo cédula 40

La obtención de muestras inalteradas se realizó hincando a golpes un tubo cédula 40 en los materiales densos del subsuelo.

El tubo es de 10 cm de diámetro interno, 30 cm de longitud y está biselado en su parte inferior para facilitar el corte del suelo. La penetración del tubo se logra mediante un cabezal de unión ubicado en su parte superior, que sirve para acoplarlo con las barras que transmiten la energía de hincado.

Para extraer una muestra de suelo se limpia de caídos el fondo de la perforación con una cuchara o inyectando agua en ocasiones mezclada con bentonita, se coloca el muestreador y se hinca hasta que penetre 25 cm en el suelo, posteriormente se gira para cortar el suelo en el extremo inferior del tubo y se retira el muestreador.

Las muestras obtenidas con este procedimiento se identificaron en el perfil del sondeo con las iniciales TC 40.



GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

Las muestras se identifican en campo, se protegen de la evaporación y se envían al laboratorio para obtener sus características índice y propiedades mecánicas.

4 Referencias

- 1 *Secretaría General de Obras del Departamento del Distrito Federal*
Manual de Exploración Geotécnica México D F 1988
- 2 *ASTM American Society for Testing and Materials* 1988
- 3 *Terzaghi K and Peck R B* **Soil Mechanics in Engineering Practice**
John Wiley and Sons 1969



GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

PRUEBAS DE LABORATORIO, RESULTADOS E INTERPRETACION

- 1 *Pruebas índice*
- 2 *Pruebas mecánicas*
 - 2.1 *Resistencia al esfuerzo cortante*
 - 2.2 *Deformabilidad*
- 3 *Referencias*
- 4 *Figuras*



GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

1 Pruebas índice

Todas las muestras se clasificaron en forma visual y manual en húmedo y en seco, y se determinó su contenido natural de agua.

Adicionalmente se realizaron los siguientes ensayos en muestras seleccionadas

- a límites de consistencia líquido y plástico en los suelos finos
- b lavado por la malla 200 en las mezclas de suelos finos con arena
- c granulometría por mallas en los suelos granulares.

Estas pruebas se realizaron en forma sistemática y sus resultados se consignan en el perfil de cada sondeo y de cada pozo, dibujándolos a la profundidad a la que corresponde cada muestra ensayada.

Deben observar que los resultados de las pruebas de granulometría por mallas se presentan en forma condensada en cada perfil, indicando el porcentaje de grava (G), arena (A) y suelos finos (F) que tuvo cada muestra analizada. En las figuras 1 a 21 se presentan las curvas granulométricas obtenidas.

Las pruebas de laboratorio se realizaron como se indica en la referencia 1.

Teniendo en cuenta sus resultados se identificaron los principales depósitos que constituyen el subsuelo, clasificándolos conforme al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (SUCS).

Con esta información se formó el perfil estratigráfico de cada sondeo, según se presentan en el informe.

2 Pruebas mecánicas

Una vez conocida la estratigrafía del subsuelo, se efectuaron las pruebas mecánicas necesarias para determinar las propiedades de resistencia al esfuerzo cortante y deformabilidad de los principales depósitos del subsuelo. Para ello se utilizaron las mejores muestras inalteradas que se obtuvieron.

Todas las pruebas mecánicas se realizaron de acuerdo con las referencias 1 y 2.

2.1 Resistencia al esfuerzo cortante

En las muestras de roca que cumplieron con las condiciones adecuadas, se efectuaron 15 pruebas de compresión simple con las que se determinó su resistencia máxima, estas probetas fueron preparadas de acuerdo con la norma ASTM D 4543. En las figuras 22 a 36 se presentan las curvas esfuerzo – deformación unitaria de cada probeta.

Adicionalmente, se hizo una prueba multi – triaxial de resistencia en los principales depósitos del subsuelo, para conocer su ley de resistencia al esfuerzo cortante mediante sus parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna. En la figura 37 se presentan las curvas esfuerzo – deformación unitaria de cada probeta, el parámetro de cohesión y el ángulo de fricción interna obtenidos, así como sus principales características índice.

2.2 Deformabilidad

A partir de la prueba de resistencia descrita se calculó la variación de los módulos de deformación elástica M_e y elasto – plástica M_{ep} contra el esfuerzo de confinamiento, según se consignan en la figura 38. Estos parámetros se calcularon como se indica en la referencia 2.

3 Referencias

- 1 SRH Dirección de Proyectos Departamento de Ingeniería Experimental **Manual de Mecánica de Suelos** Quinta Edición México 1970
- 2 Zeevaert L **Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions** Van Nostrand Reinhold New York 1983
- 3 Zeevaert L **Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils** Symposium on Consolidation Behavior of Soils ASTM STP 892 Philadelphia 1986

3 Figuras

- 1 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 1 (suelo)
- 2 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 2A y SS – 2A (suelo)
- 3 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 2A y SS – 2A (suelo)



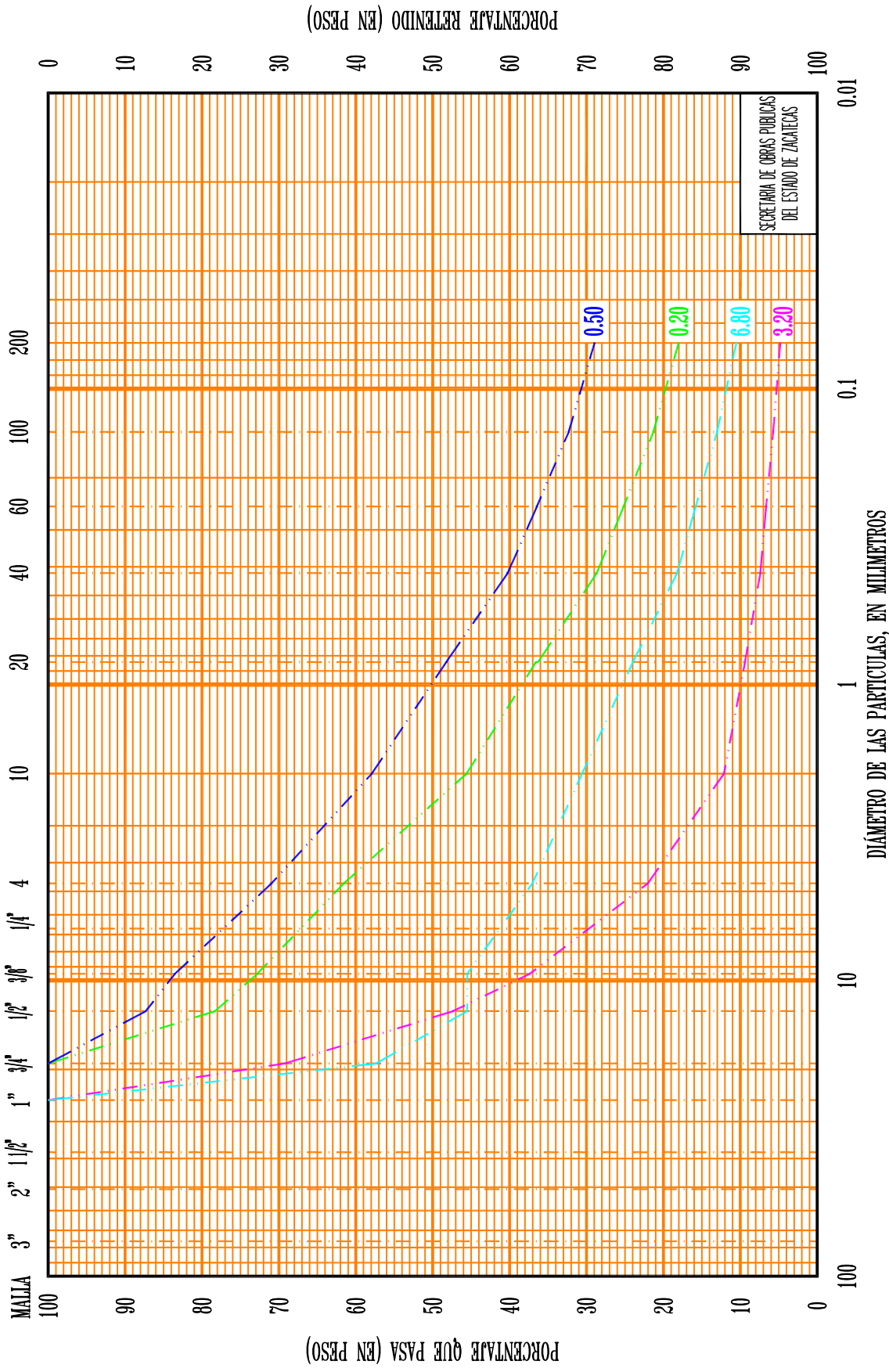
GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

- 4 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 2B y SS – 2B (suelo)
- 5 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 3 (suelo)
- 6 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 3 (suelo)
- 7 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 4A (suelo)
- 8 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 4A (suelo)
- 9 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 4B (suelo)
- 10 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 4B (suelo)
- 11 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 5 (suelo)
- 12 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 5 (suelo)
- 13 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 6 (suelo)
- 14 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 7 (suelo)
- 15 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 7 (suelo)
- 16 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 1 (roca)
- 17 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 2 (roca)
- 18 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 2 (roca)
- 19 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 3A (roca)
- 20 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 3B (roca)
- 21 Curvas de distribución granulométrica del suelo del sondeo SPE – 3C (roca)
- 22 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 2A (suelo)
- 23 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 2A (suelo)
- 24 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 3 (suelo)



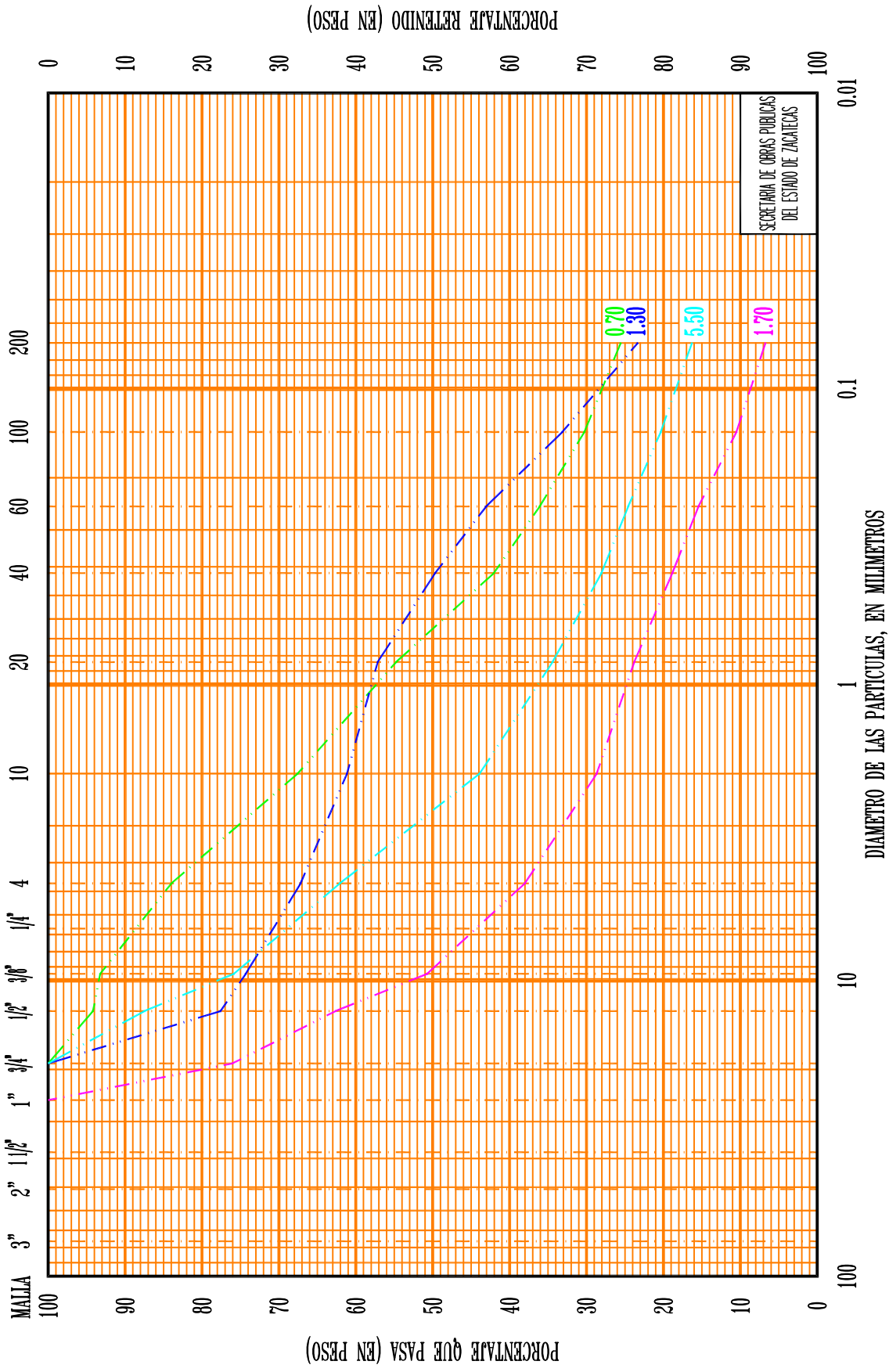
GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

- 25 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 3 (suelo)
- 26 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 4A (suelo)
- 27 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 4A (suelo)
- 28 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 4A (suelo)
- 29 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 5 (suelo)
- 30 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 6 (suelo)
- 31 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 6 (suelo)
- 32 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 6 (suelo)
- 33 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 7 (suelo)
- 34 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 7 (suelo)
- 35 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 1 (roca)
- 36 Prueba de compresión no confinada del sondeo SPE – 1 (roca)
- 37 Prueba multi triaxial de resistencia (Txr)₁ del sondeo SS – 6 (suelo)
- 38 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba multi – triaxial (Txr)₁ del sondeo SPE – 6 (suelo)



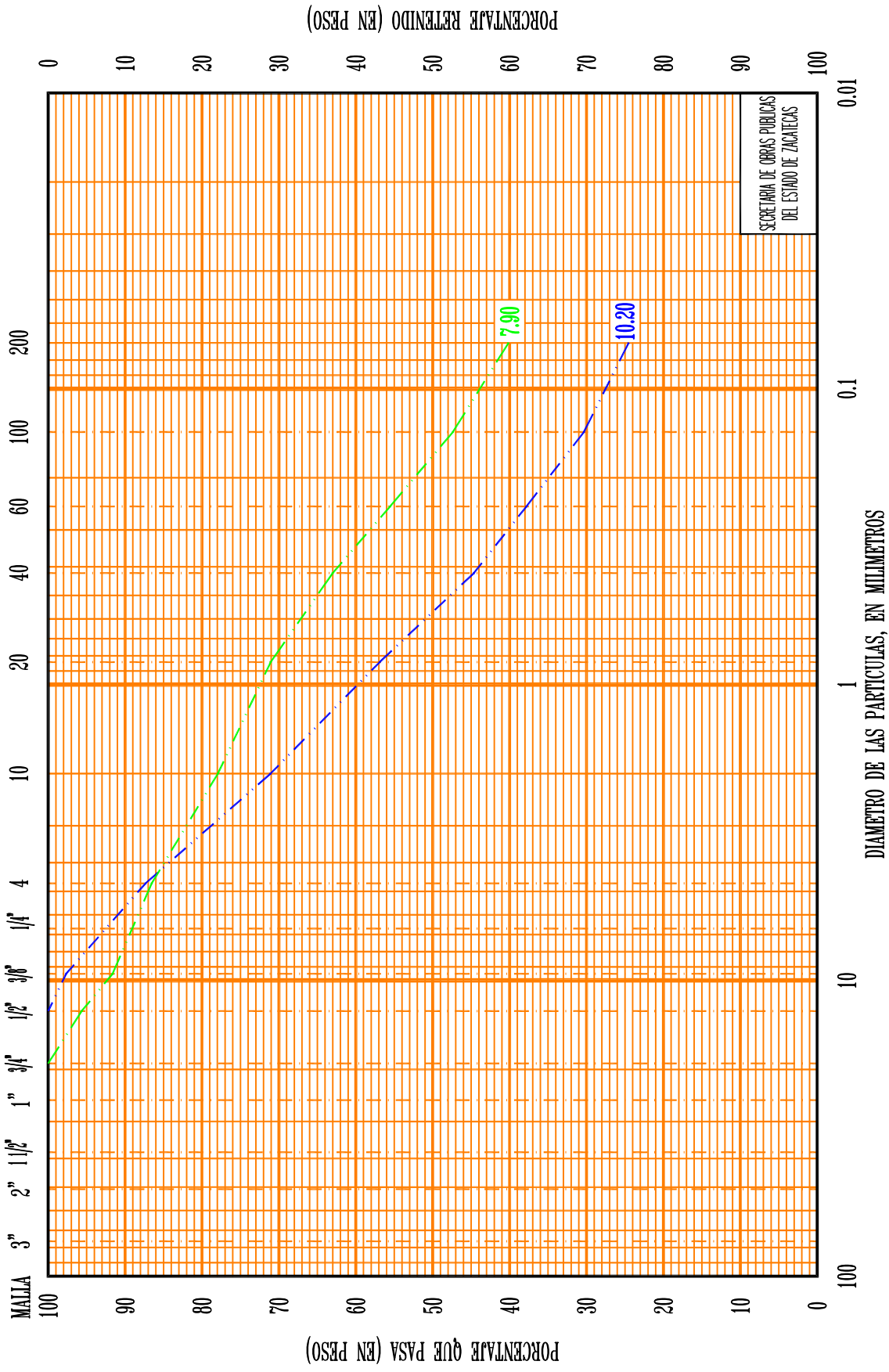
SONDEO (en roca)	PROF m	SIMBOLO	DÍAMETRO DE LAS PARTICULAS, EN MILÍMETROS										Cu	Cc	GRUPO SUCS
			ω	LL	LP	IP	G	A	F	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
SPE-1	0.20	— · · · —	10	Material poco plástico			38	44	18	—	0.47	4.37	—	—	SC
SPE-1	0.50	— · · · —	7	Material poco plástico			29	42	29	—	0.09	2.30	—	—	SC
SPE-1	3.20	— · · · —	5	Material poco plástico			78	17	5	1.01873	6.83	16.08	15.79	2.84	GW-GC
SPE-1	6.80	— · · · —	10	Material poco plástico			63	26	11	—	1.86	19.44	—	—	GP-GC

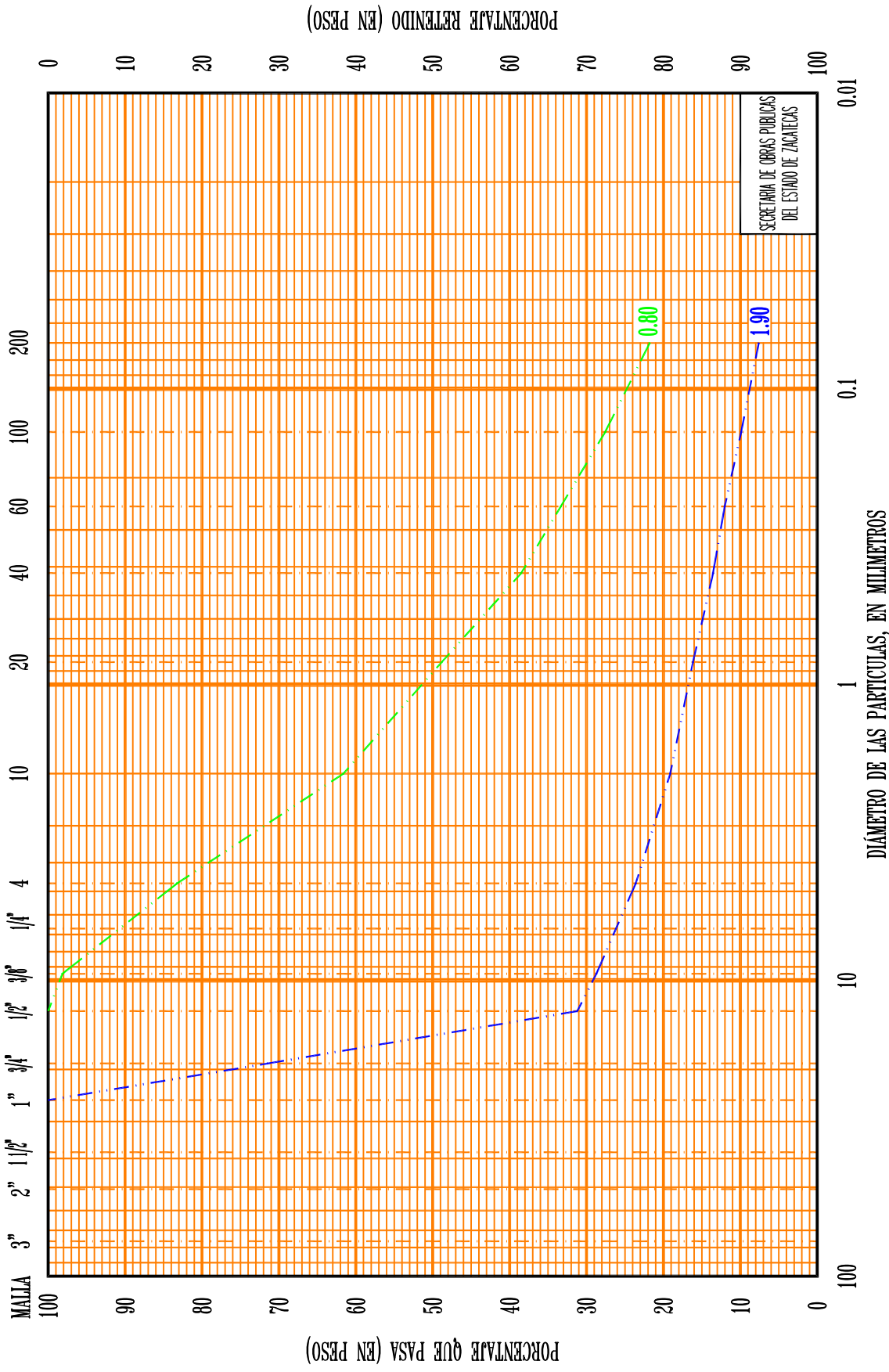
Fig 1

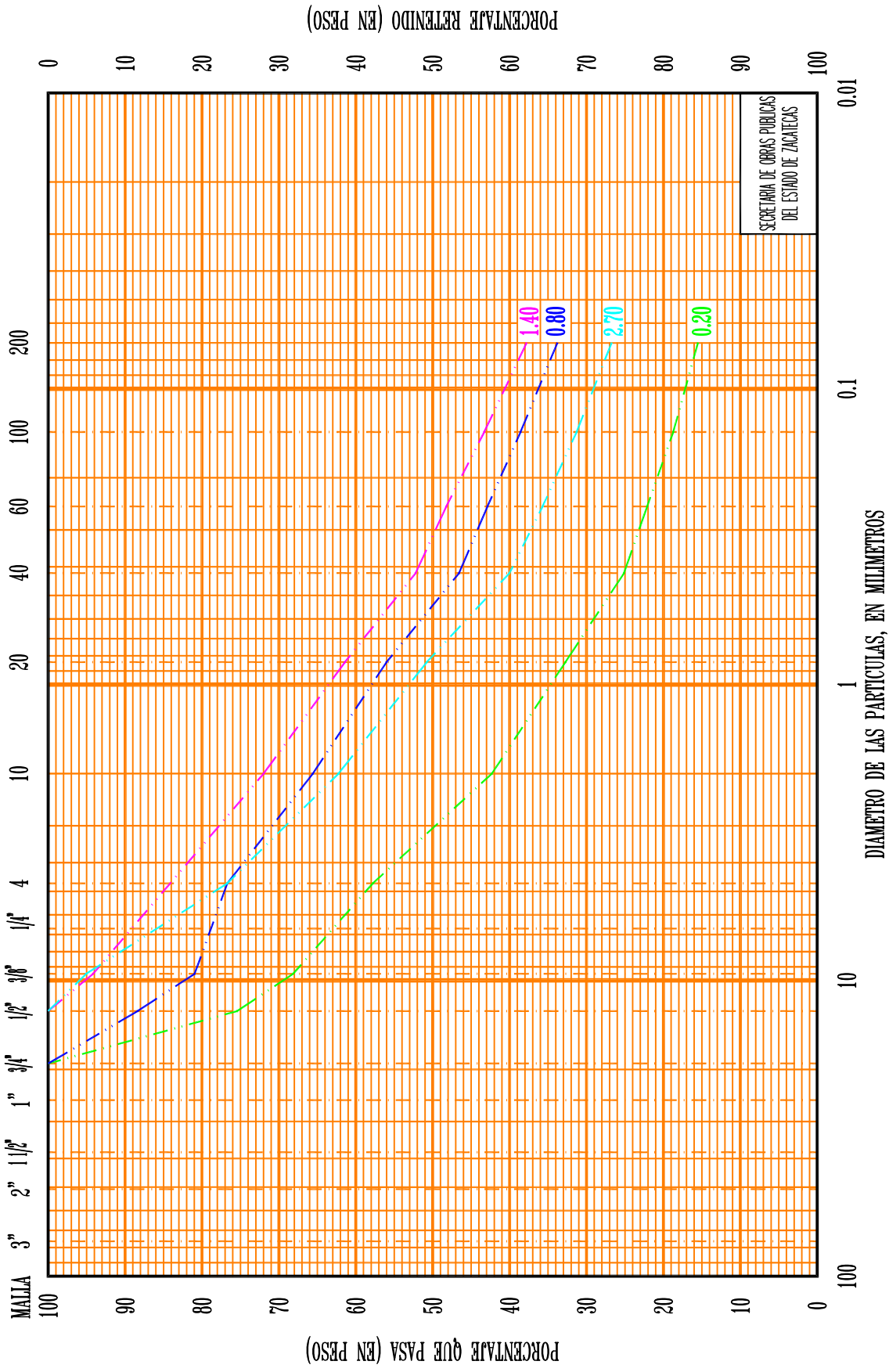


SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	%						F	D ₁₀	mm		Cu	Cc	GRUPO SUCS
				LL	LP	IP	G	A				D ₃₀	D ₆₀			
SPE-2 A	0.70	— · — · —	6	Material poco plástico			16	58	26		—	0.14	1.20	—	—	SC
SPE-2 A	1.30	- - - - -	7	Material poco plástico			33	44	23		—	0.12	1.56	—	—	SC
SS-2 A	1.70	· · · · ·	9	Material poco plástico			62	31	7	0.135598	0.135598	2.26	11.92	87.87	3.17	GP-GC
SPE-2 A	5.50	- · - · -	7	Material poco plástico			38	46	16		—	0.52	4.31	—	—	SC

Fig 2

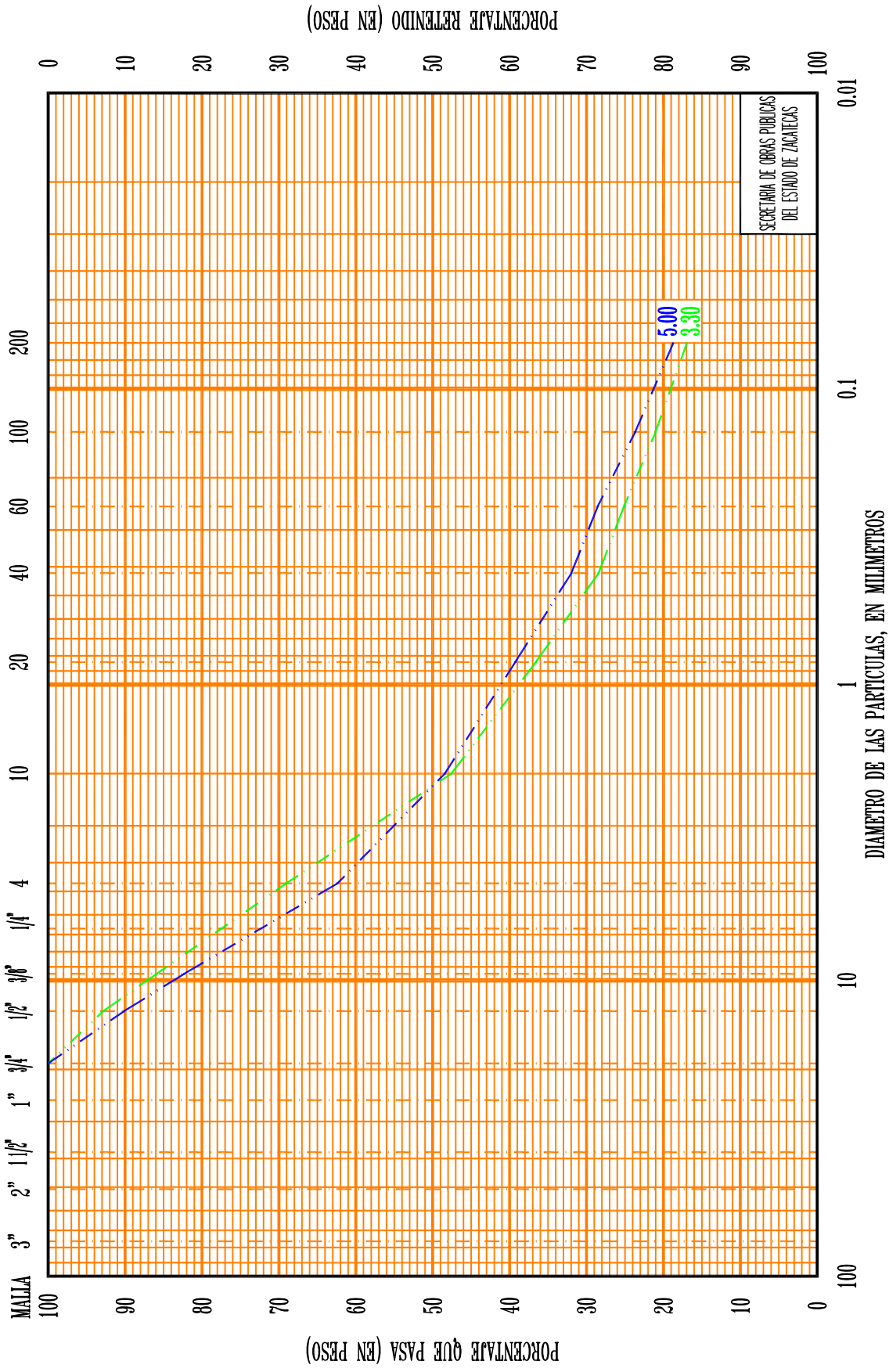






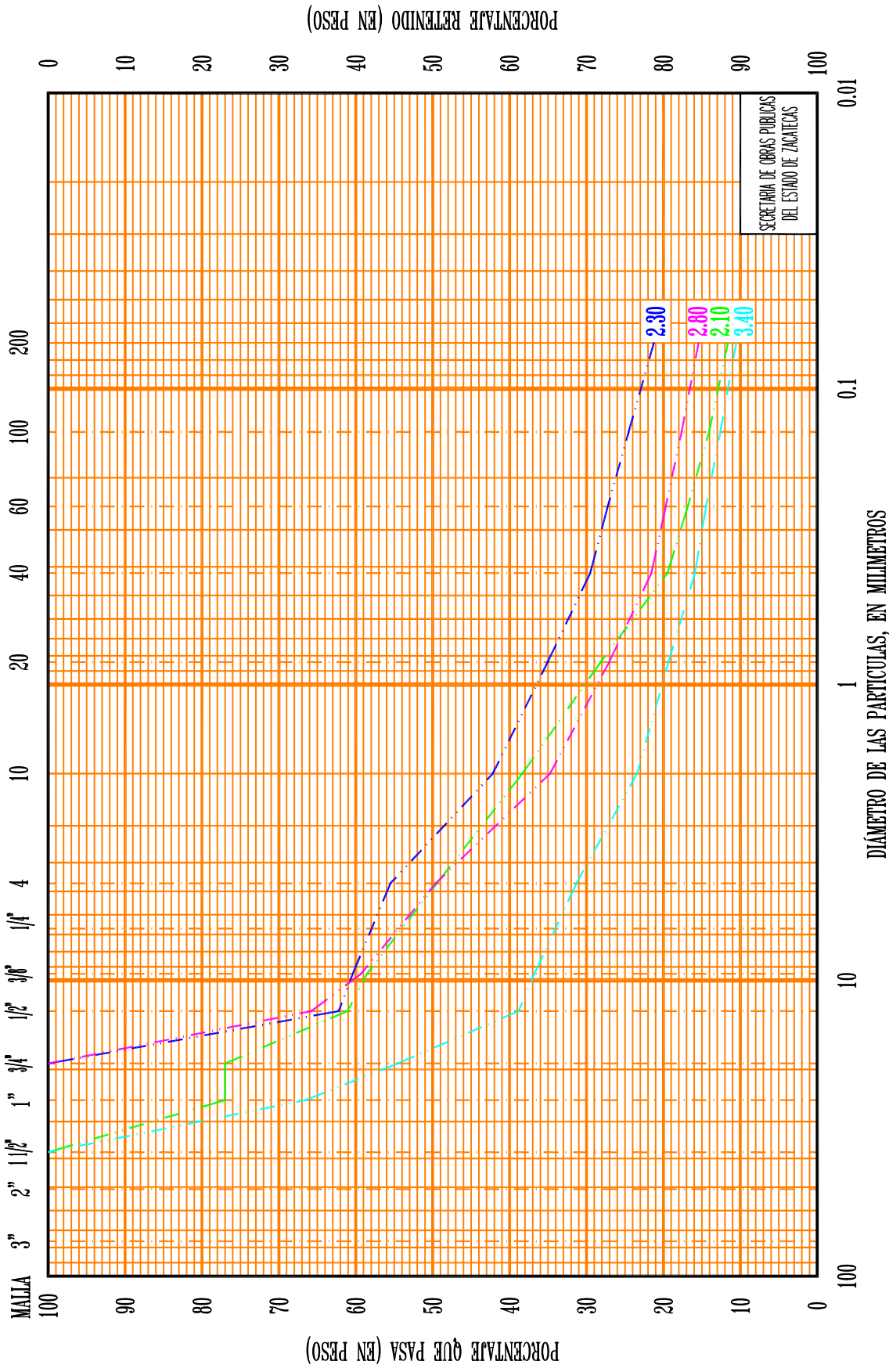
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	DIAMETRO DE LAS PARTICULAS, EN MILIMETROS										Cu	Cc	GRUPO SUCS
			ϕ	LL	LP	IP	G	A	F	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
			%												
SPE-3	0.20	— · — · —	10	Material poco plástico			42	43	15	—	0.65	5.52	—	—	SC
SPE-3	0.80	- - - - -	16	Material poco plástico			23	43	34	—	—	1.21	—	—	SC
SPE-3	1.40	- · - · - · -	19	Material poco plástico			13	49	38	—	—	0.75	—	—	SC
SS-3	2.70	- - - - -	—	Material poco plástico			—	—	—	—	—	—	—	—	SC

Fig 5



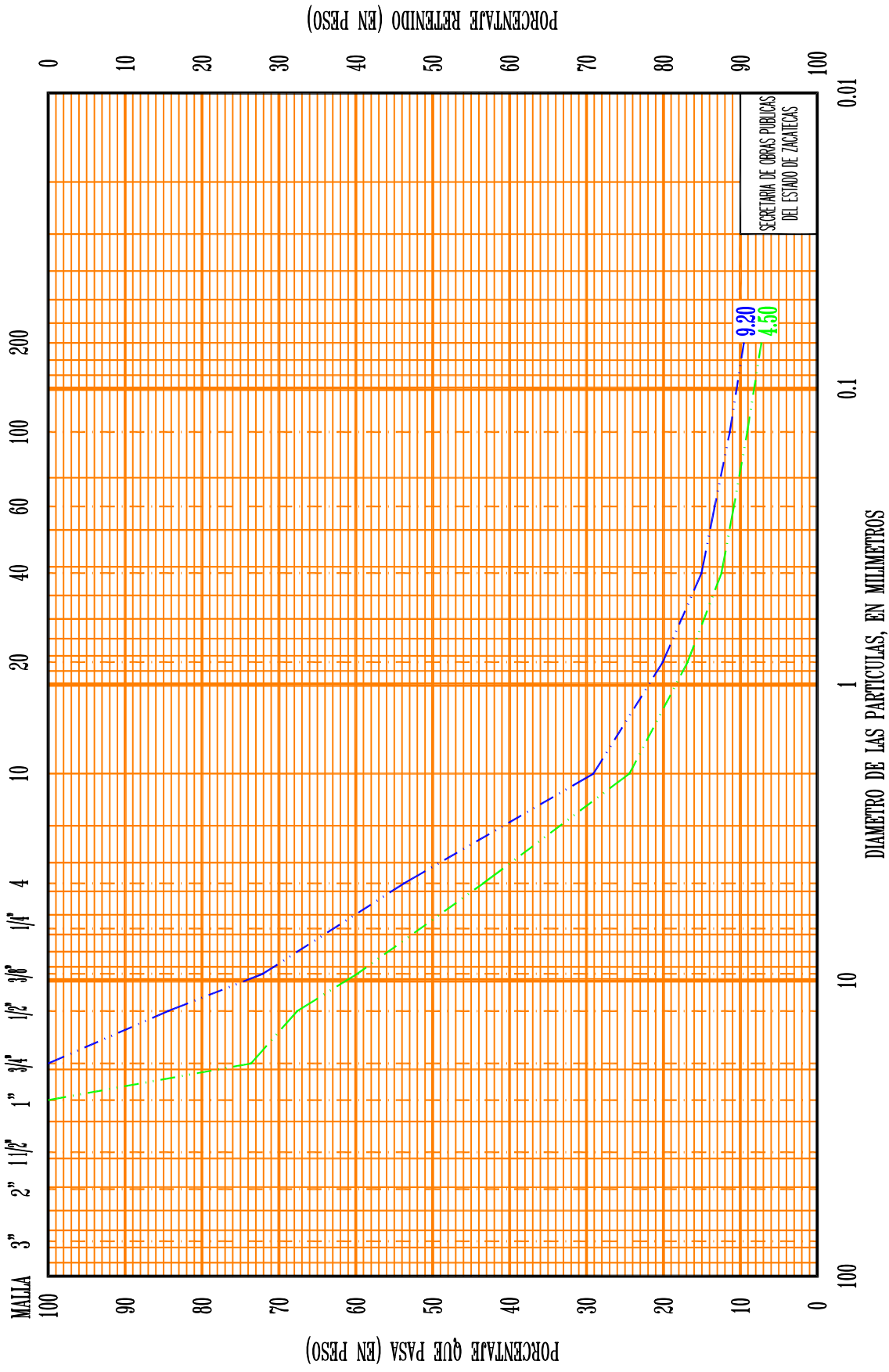
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	mm			Cu	Cc	GRUPO SUCS
						%				D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
SPE-3	3.30	— — — —	7	Material poco plástico			31	52	17	—	0.48	3.30	—	—	SC
SPE-3	5.00	— — — —	12	Material poco plástico			37	44	19	—	0.31	4.10	—	—	SC

Fig 6



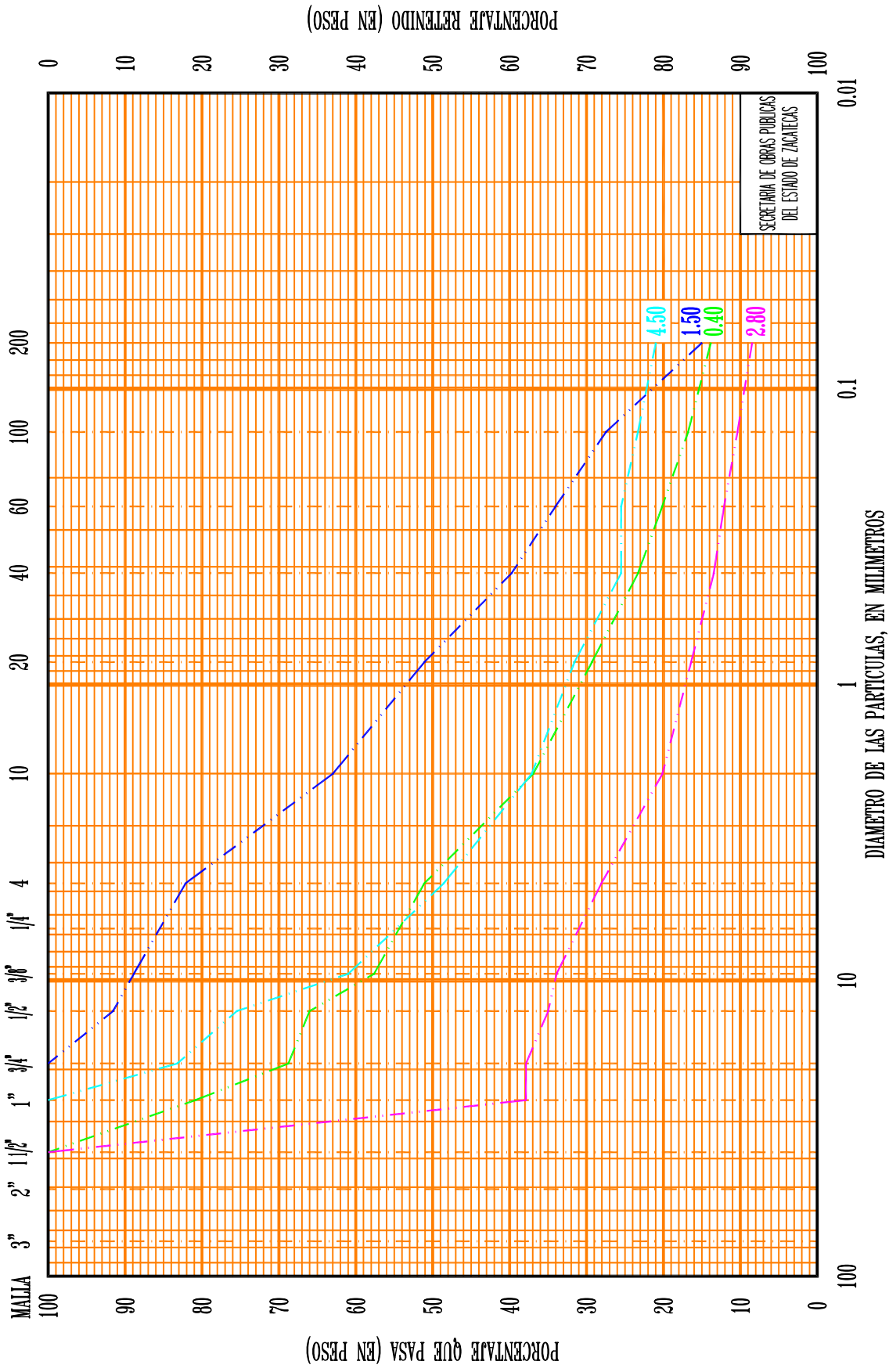
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	%						F	mm			Cu	Cc	GRUPO SUCS
				LL	LP	IP	G	A			D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
SPE-4 A	2.10	— · — · —	7	28	15	13	50	38	12	12	—	0.98	11.24	—	—	SP-SC
SS-4 A	2.30	- - - - -	15	34	20	14	45	34	21	21	—	0.45	9.00	—	—	GC
SS-4 A	2.80	· · · · ·	14	Material poco plástico	Material poco plástico	Material poco plástico	51	34	15	15	—	1.17	9.81	—	—	GC
SPE-4 A	3.40	- - - - -	11	Material poco plástico	Material poco plástico	Material poco plástico	69	21	10	10	—	4.12	21.74	—	—	GP-GC

Fig 7



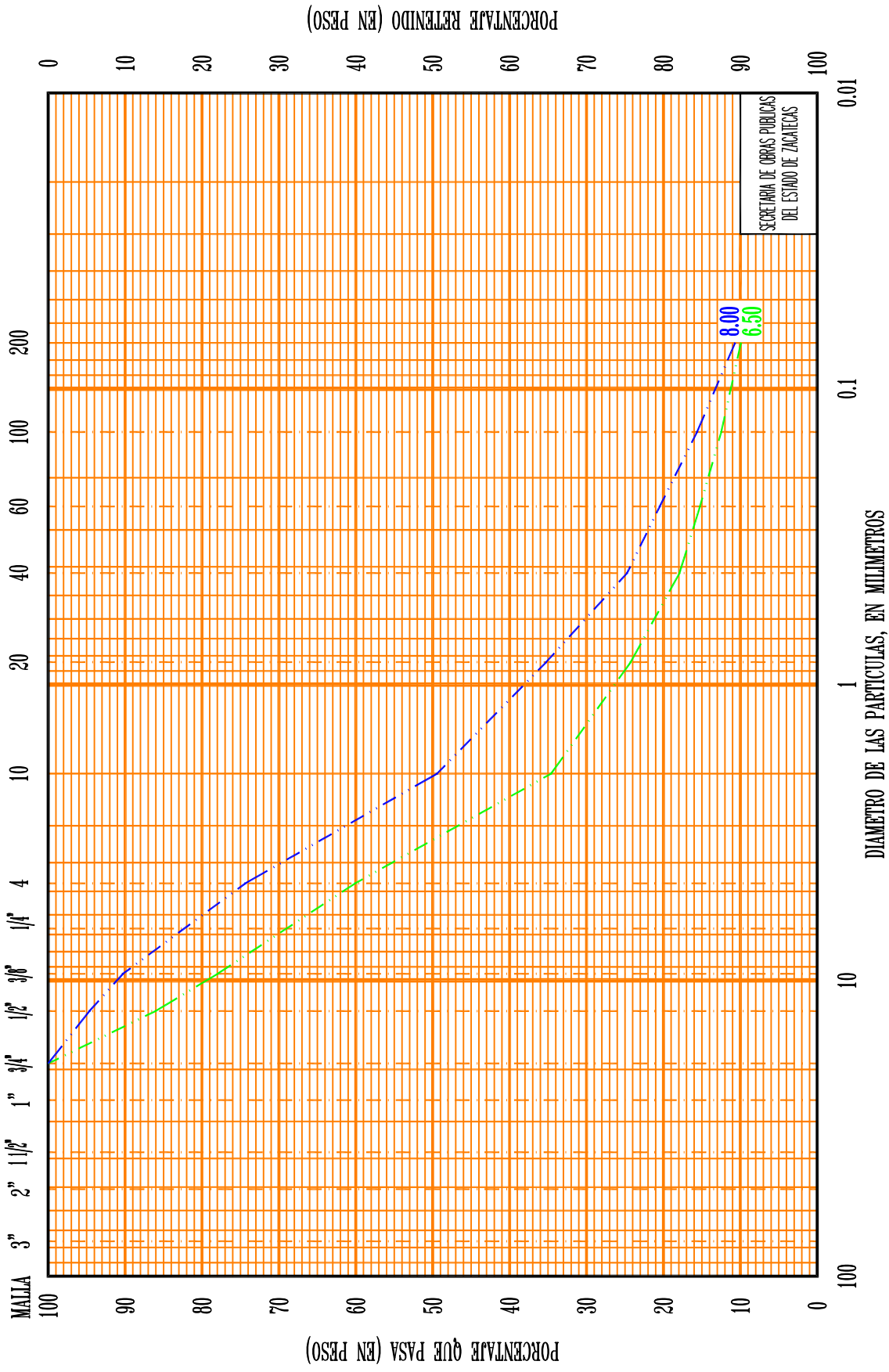
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	%				F	mm			Cu	Cc	GRUPO SUCS
							G	A	D ₁₀	D ₃₀		D ₆₀					
SPE-4 A	4.50	— · — · —	6	Material poco plástico			57	36	7	0.194854	2.58	9.59	49.20	3.56	GP-GC		
SPE-4 A	9.20	- - - - -	13	Material poco plástico			46	44	10	0.088131	2.07	6.03	68.44	8.02	GP-GC		

Fig 8



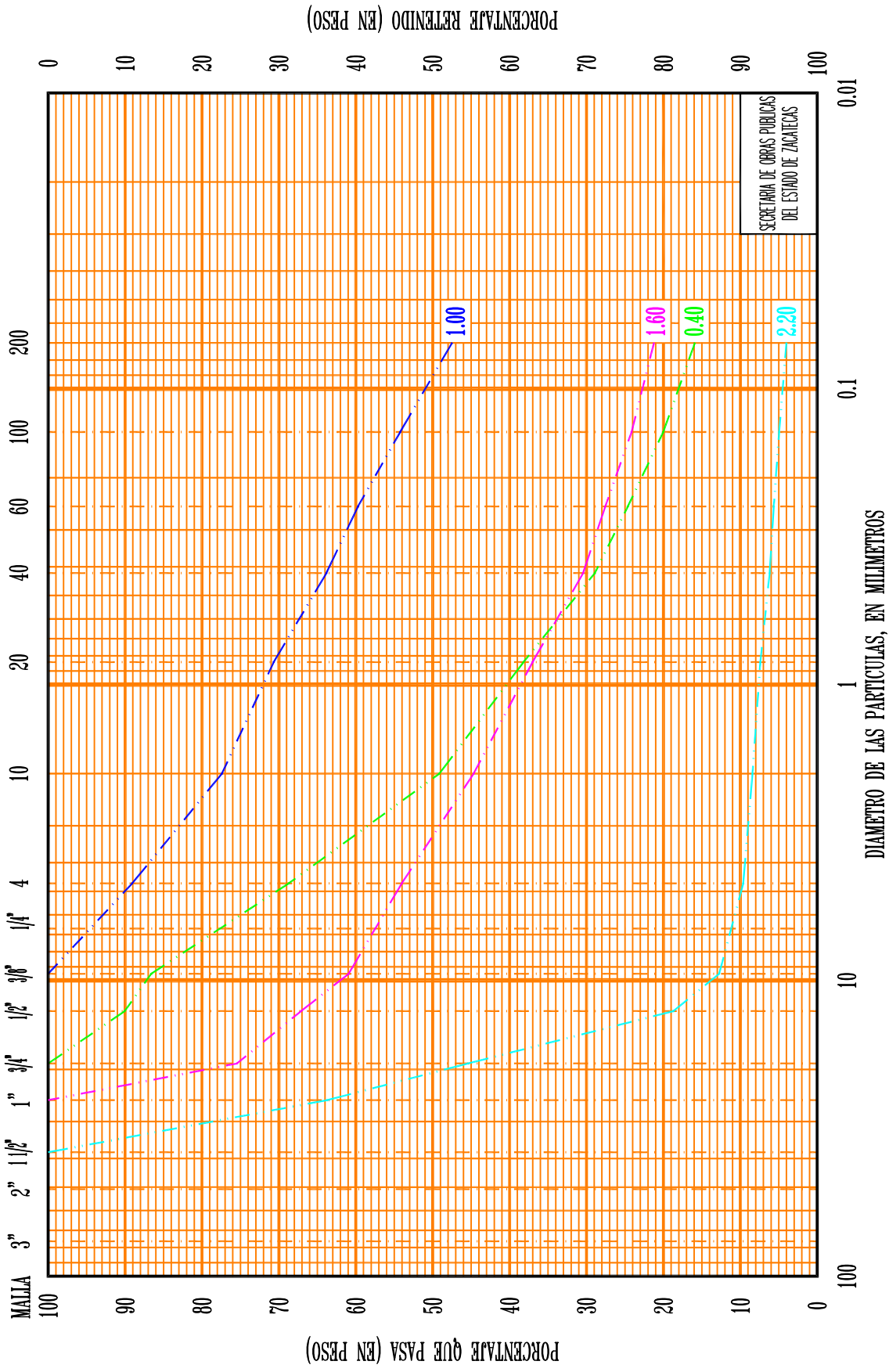
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	%						F	D ₁₀	mm		Cu	Cc	GRUPO SUCS
				LL	LP	IP	G	A				D ₃₀	D ₆₀			
SPE-4 B	0.40	— · — · —	4	Material poco plástico			49	37	14		—	0.91	10.33	—	—	GC
SPE-4 B	1.50	- · - · -	8	Material poco plástico			18	67	15		—	0.18	1.61	—	—	SC
SPE-4 B	2.80	· — · — ·	8	Material poco plástico			72	20	8		0129921	5.99	29.35	225.88	9.41	GP-GC
SPE-4 B	4.50	- · - · -	13	Material poco plástico			51	28	21		—	0.65	9.02	—	—	GP-GC

Fig 9



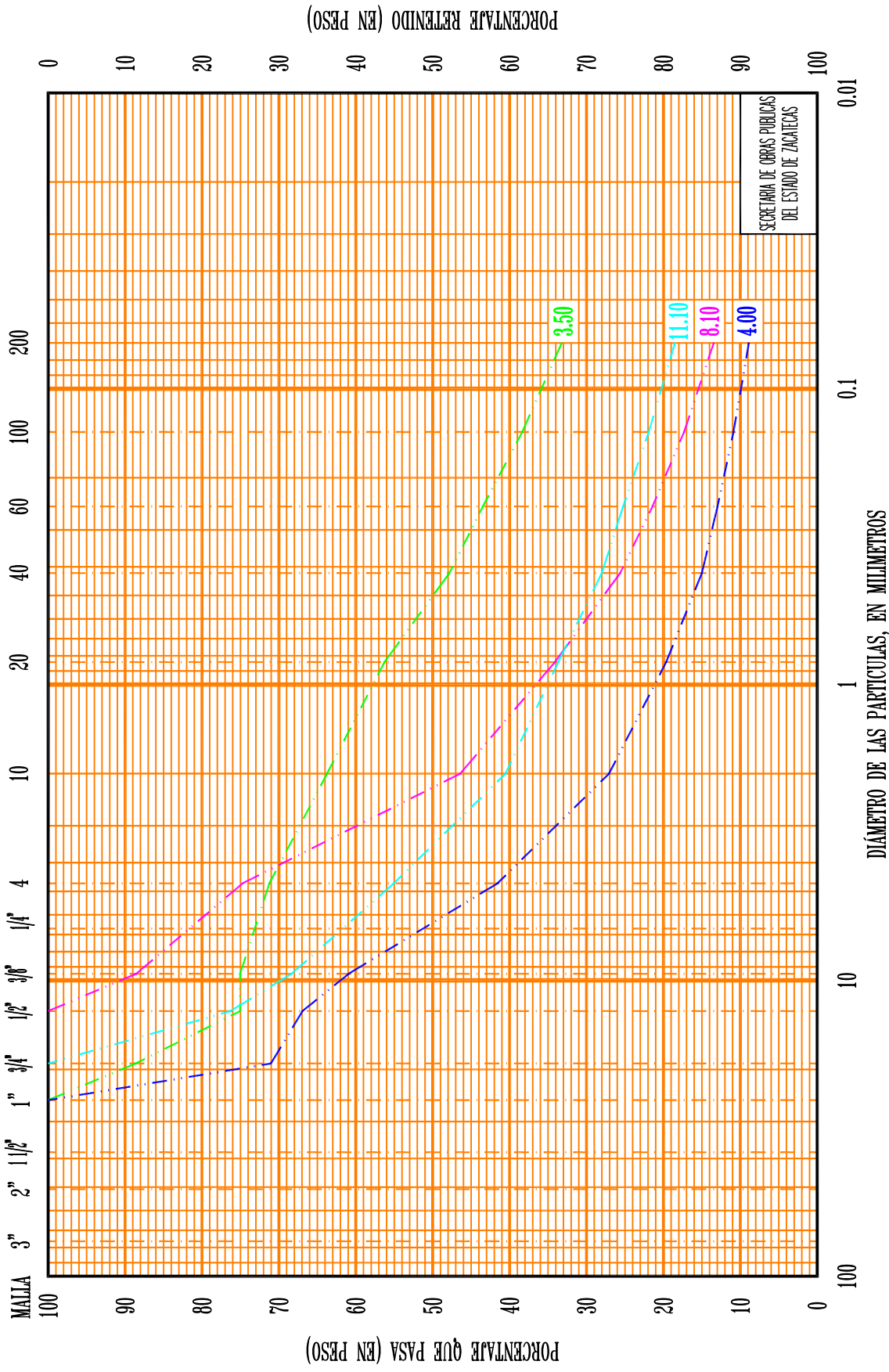
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	Cu	Cc	GRUPO SUCS
						%				mm					SP-SC
SPE-4 B	6.50	— · — · —	12	Material poco plástico		40	50	10	10	0.075/09	1.36	4.75	62.69	5.15	
SPE-4 B	8.00	- - - - -	11	Material poco plástico		25	64	11	11	-	0.59	2.89	-	-	SP-SC

Fig 10



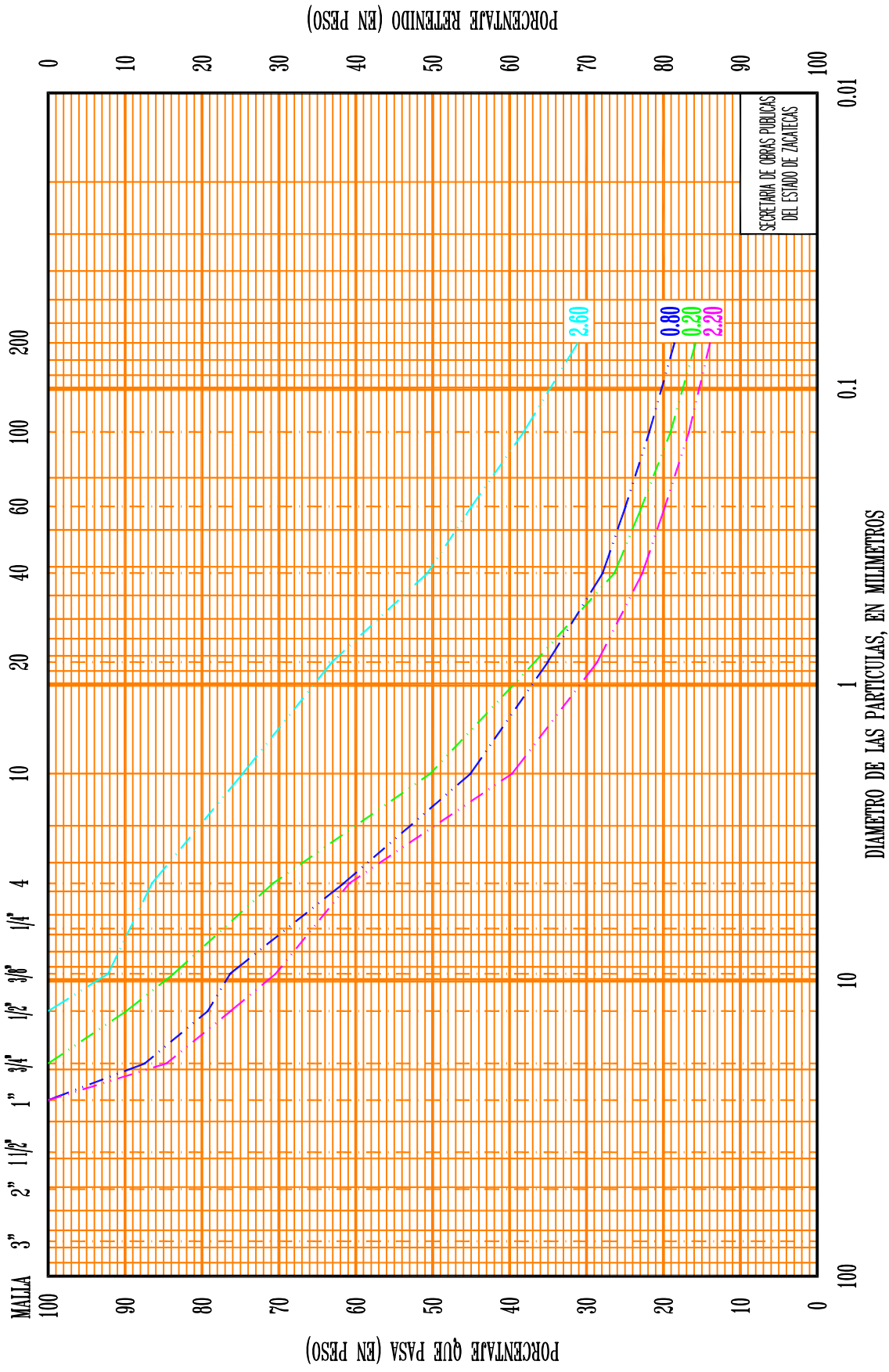
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	C _u	C _c	GRUPO SUCS
			%												
SPE-5	0.40	— · — · —	8	Material poco plástico			31	53	16	—	0.46	3.24	—	—	SC
SPE-5	1.00	- · - · -	19	42	25	17	11	42	47	—	—	0.26	—	—	CL
SPE-5	1.60	- · - · -	14	Material poco plástico			46	33	21	—	0.39	8.67	—	—	GC
SS-5	2.20	- · - · -	5	Material poco plástico			90	6	4	5.178163	15.09	23.97	4.63	1.84	GW

Fig 11



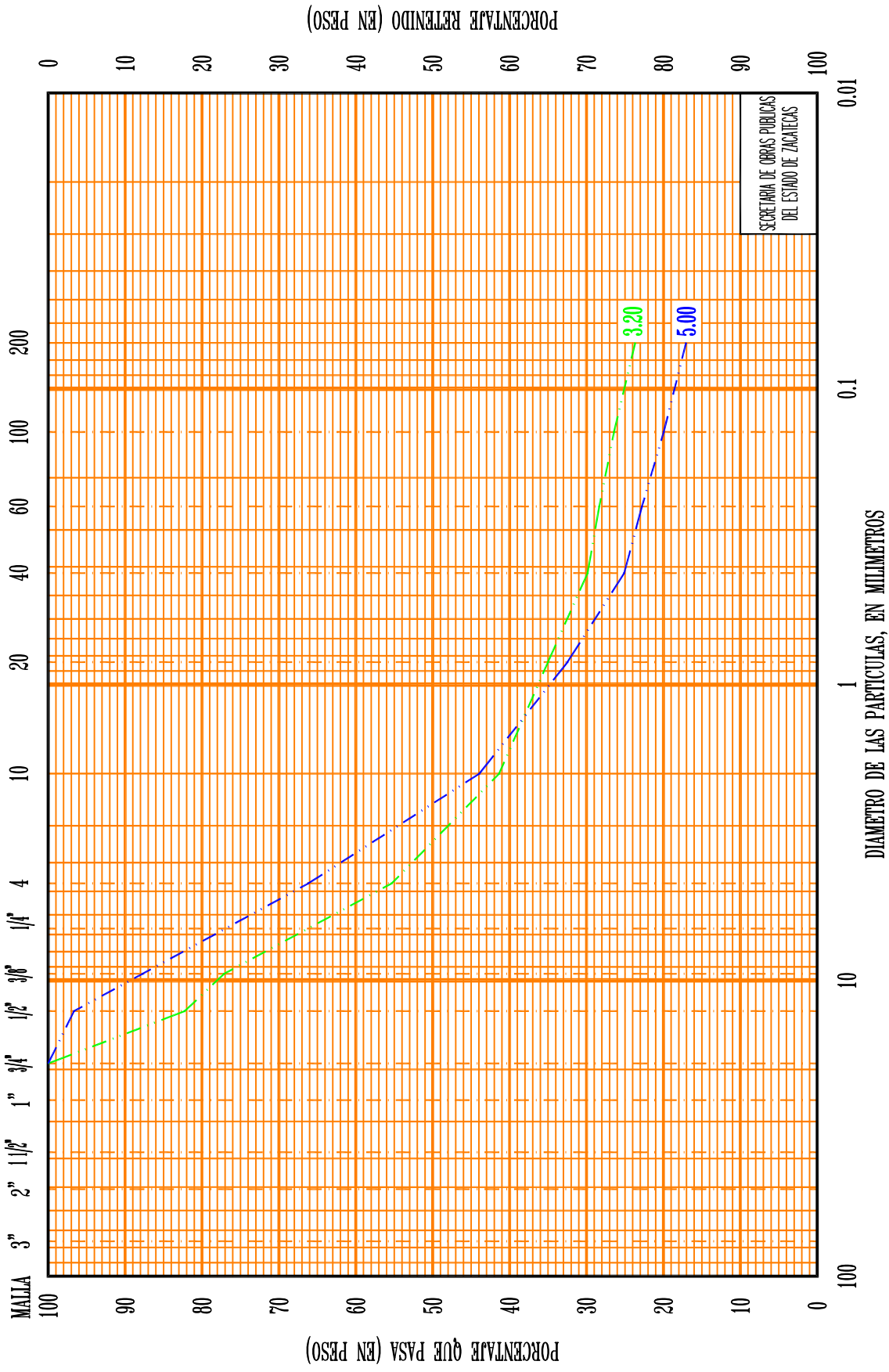
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	DIÁMETRO DE LAS PARTICULAS, EN MILIMETROS						D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	Cu	Cc	GRUPO SUCS
			ω	LL	LP	IP	%	F						
SS-5	3.50	— · — · —	18	31	17	14	29	33	—	—	1.29	—	—	SC
SPF-5	4.00	— · — · —	10	Material poco plástico			58	9	0.108975	2.38	9.20	84.45	5.66	—
SPF-5	8.10	— · — · —	15	Material poco plástico			25	14	—	0.60	3.03	—	—	SC
SS-5	11.10	— · — · —	12	Material poco plástico			45	18	—	0.54	6.16	—	—	GC

Fig 12



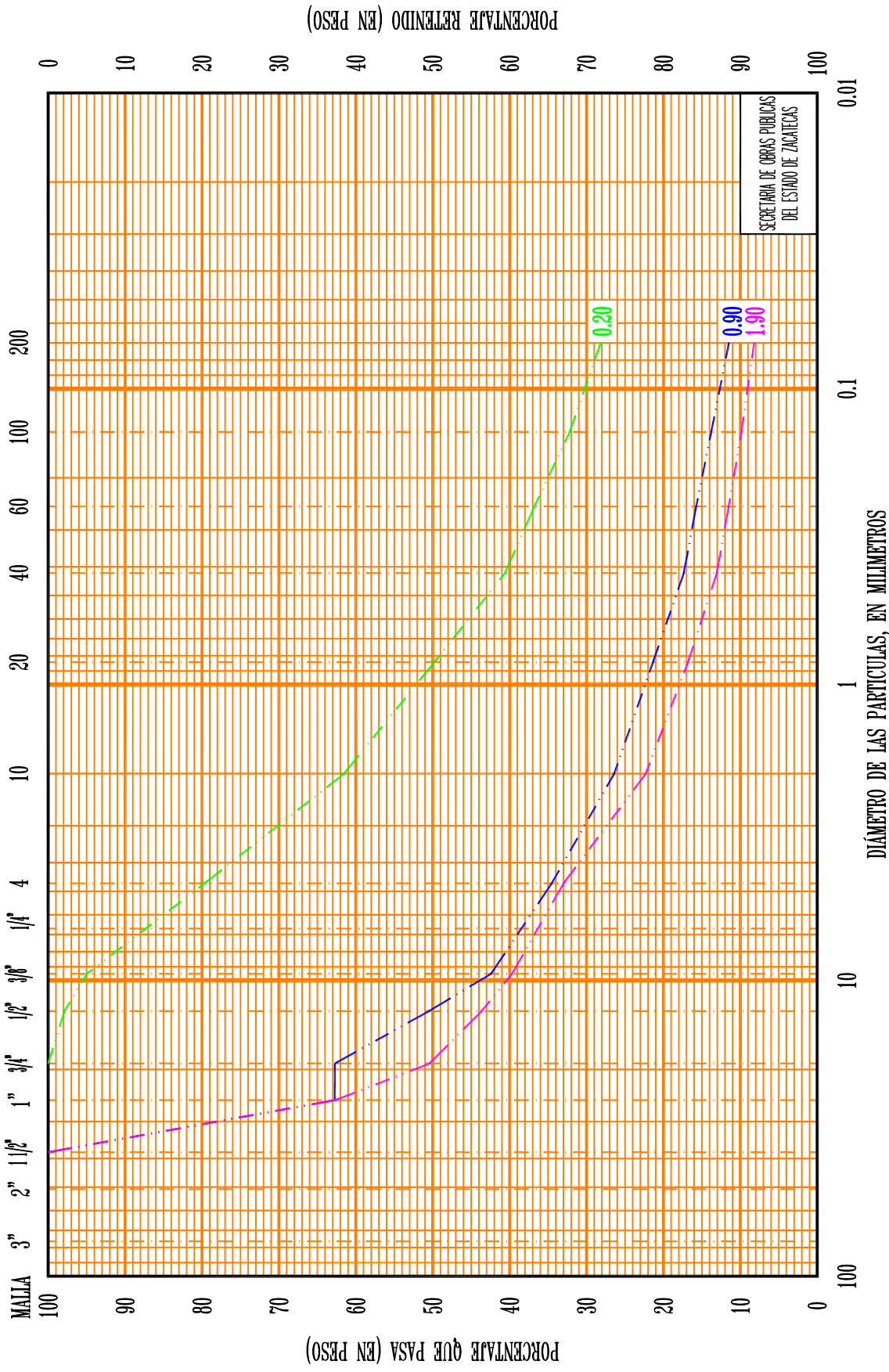
SONDEO (en roca)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	mm			Cu	Cc	GRUPO SUCS	
										D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀				
SPE-6	0.20	— — —	11	Material poco plástico							29	55	16	—	—	SC
SPE-6	0.80	— — —	7	Material poco plástico							38	43	19	—	—	SC
SS-6	2.20	— — —	15	37	26	11	39	47	14	—	0.94	4.60	—	—	SM	
SPE-6	2.60	— — —	17	—	—	—	14	55	31	—	—	0.71	—	—	SC	

Fig 13



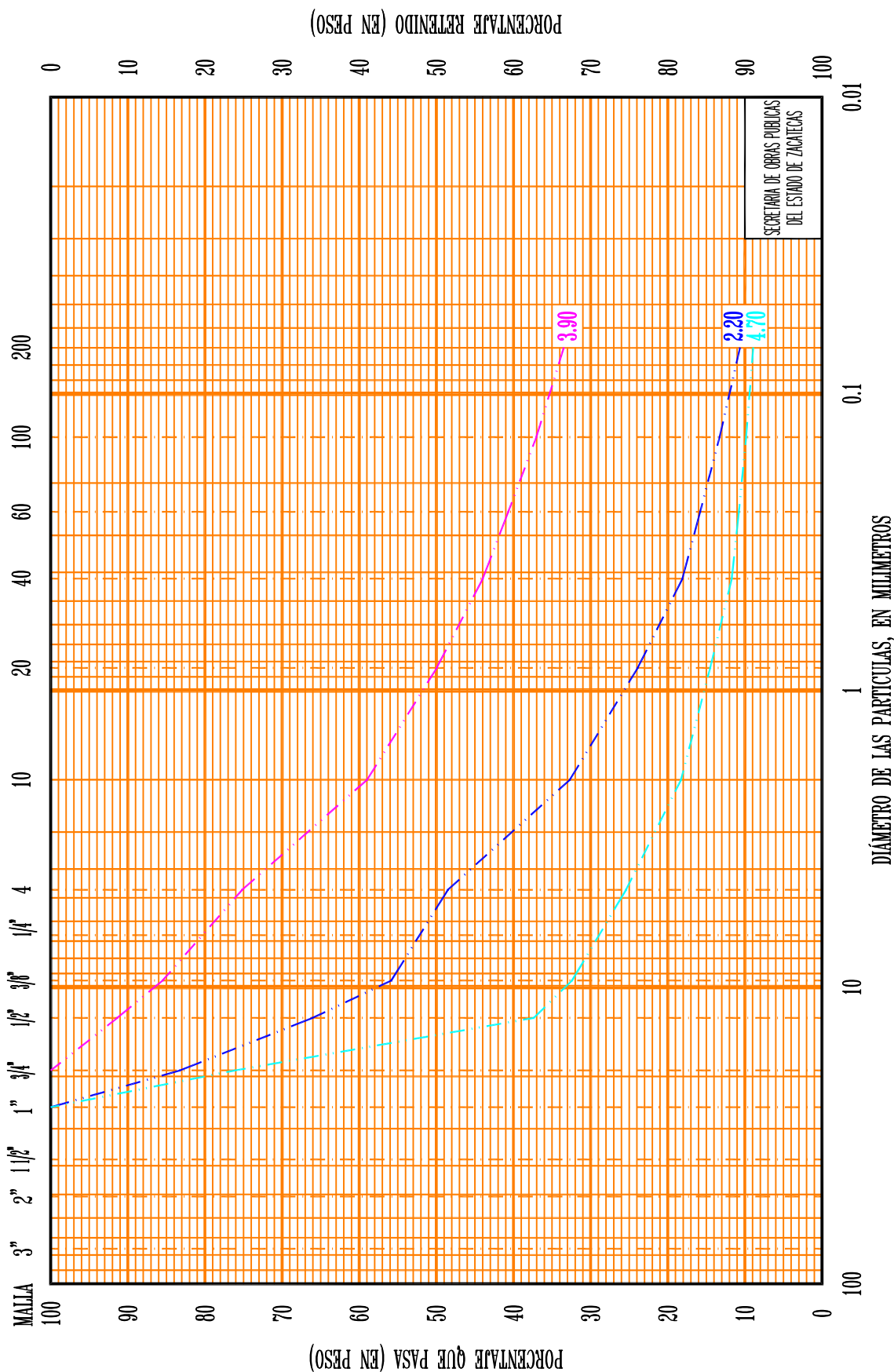
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀	Cu	Cc	GRUPO SUCS
						%					mm				
SPE-7	3.20	---	8	Material poco plástico	45	31	24	-	0.43	5.52	-	-	-	-	GC
SPE-7	5.00	-.-.-	14	Material poco plástico	34	49	17	-	0.67	3.74	-	-	-	-	SC

Fig 15



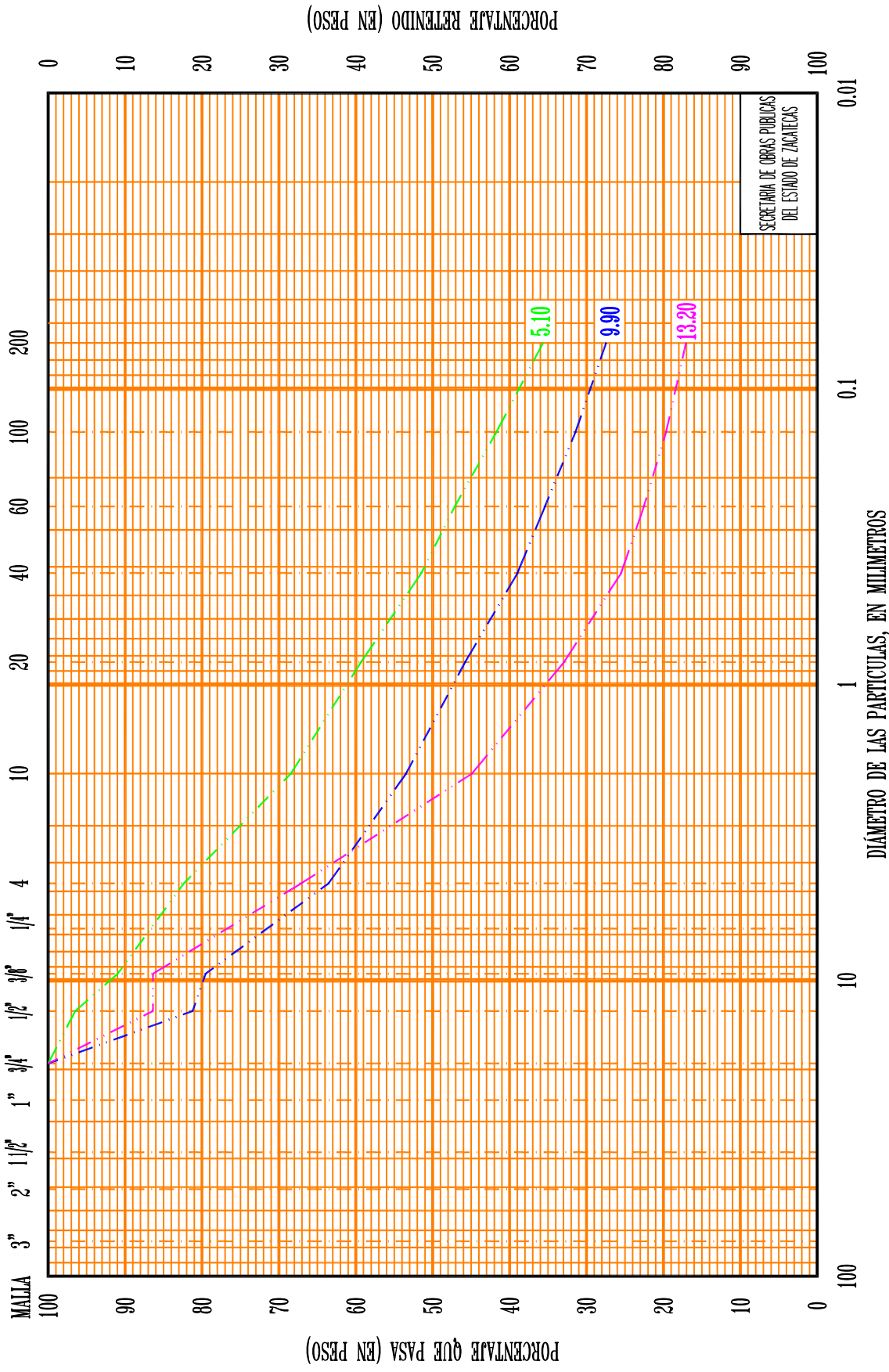
SONDEO (en suelo)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	mm			D ₆₀	C _u	C _c	GRUPO SUCS
			%								D ₁₀	D ₃₀				
SPE-1	0.20	— — — —	6	29	15	14	20	52	28	—	0.10	1.79	—	—	—	SC
SPE-1	0.90	— — — —	7	Material poco plástico			65	23	12	—	2.94	17.44	—	—	—	GP-GC
SPE-1	1.90	— — — —	7	Material poco plástico			67	25	8	0.1563	3.73	23.87	152.73	3.74	—	GP-GC

Fig 16



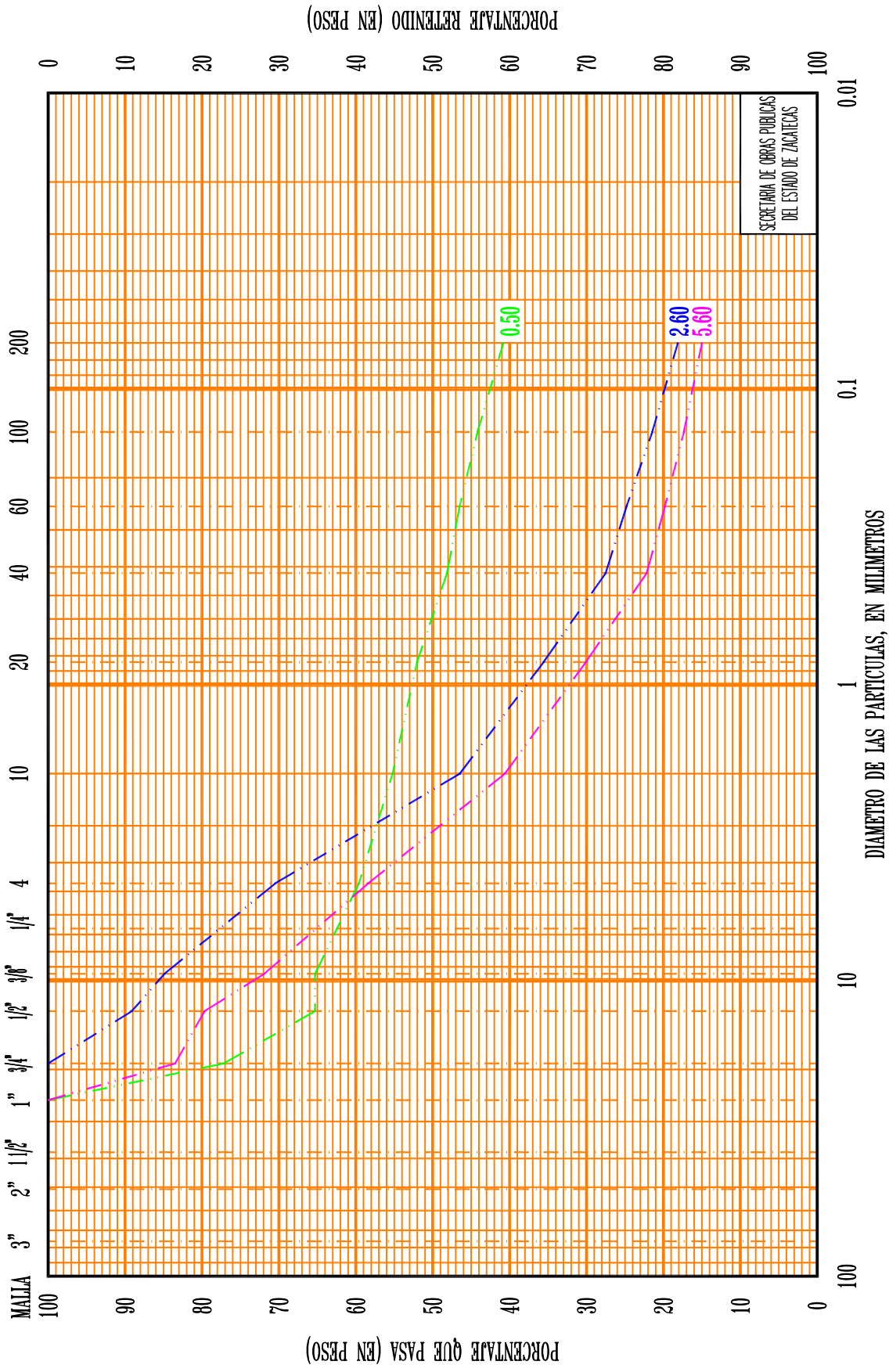
SONDEO (en roca)	PROF m	SIMBOLO	%						D ₁₀	mm		Cu	Cc	GRUPO SUCS
			ω	LL	LP	IP	G	A	F					
SS-2	2.20	---	10	Material poco plástico			51	38	11	-	1.53	10.71	-	GP-GC
SPF-2	3.90	---	13	Material poco plástico			25	42	33	-	-	2.11	-	SC
SS-2	4.70	---	5	Material poco plástico			75	16	9	0.162932	7.50	16.12	21.40	GP-GC

Fig 17



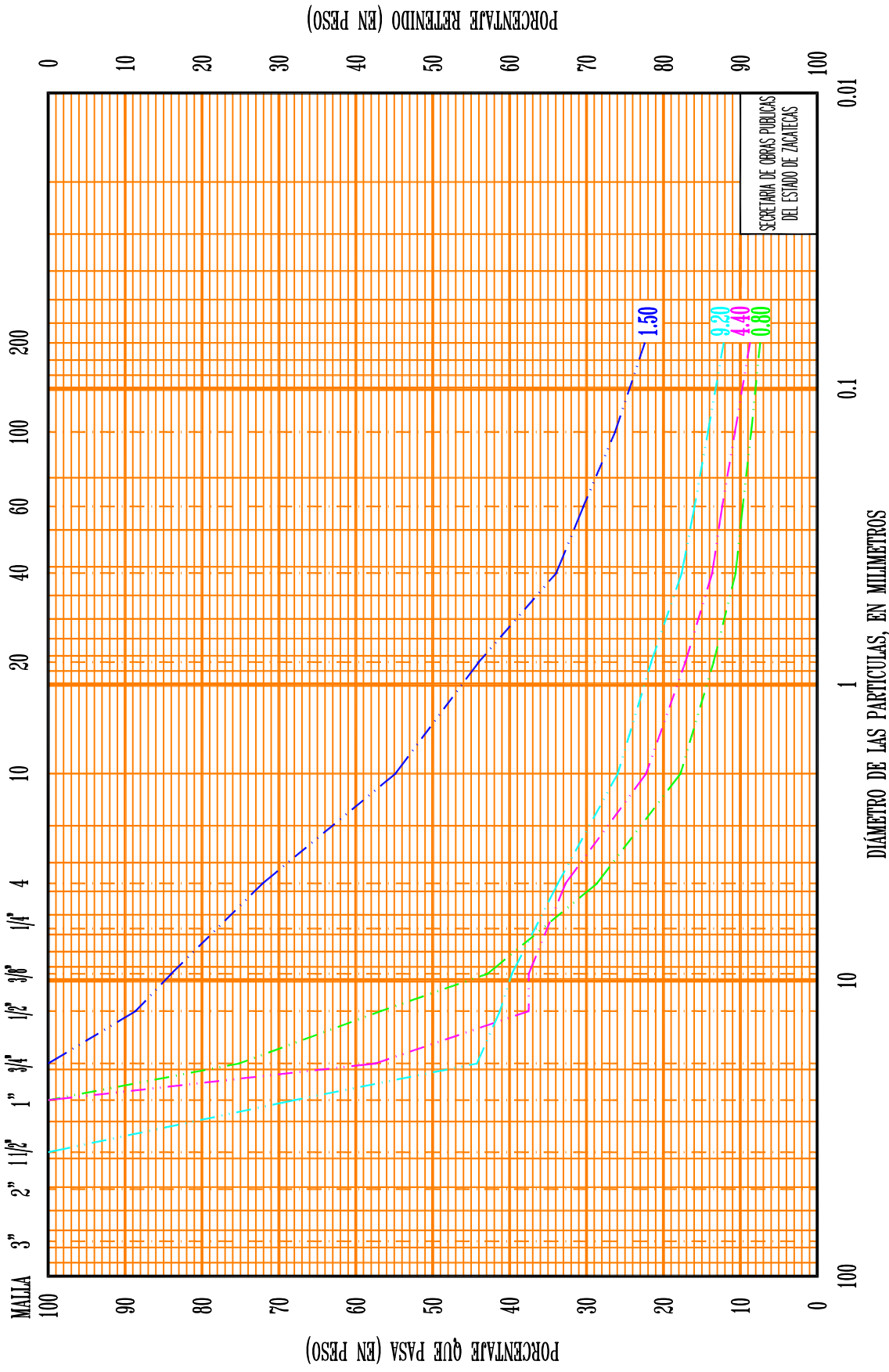
SONDEO (en roca)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	mm			Cu	Cc	GRUPO SUCS
										D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
SPE-2	5.10	— · — · —	11	Material poco plástico			17	47	36	—	—	0.90	—	—	SC
SPE-2	9.90	- · - · -	10	Material poco plástico			37	36	27	—	0.12	3.50	—	—	GC
SPE-2	13.20	- · - · -	14	Material poco plástico			33	50	17	—	0.64	3.61	—	—	SC

Fig 18



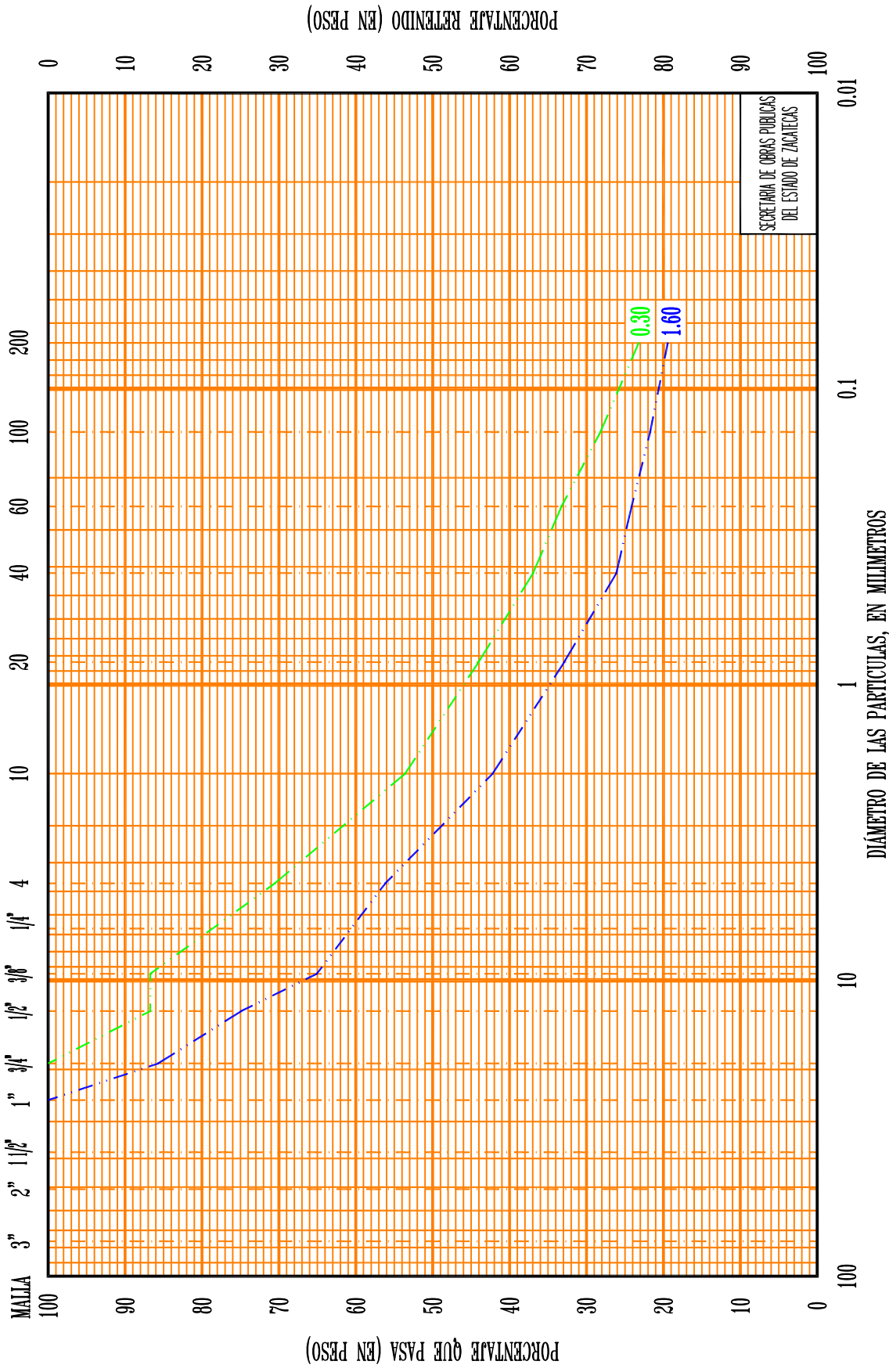
SONDEO (en roca)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	mm			C _u	C _c	GRUPO SUCS
									D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀				
SPE-3 A	0.50	— — — —	13	Material poco plástico			40	19	41	—	—	5.00	—	—	GC
SPE-3 A	2.60	— — — —	12	Material poco plástico			30	52	18	—	0.52	3.26	—	—	SC
SPE-3 A	5.60	— — — —	10	Material poco plástico			42	43	15	—	0.83	5.17	—	—	SC

Fig 19



SONDEO (en roca)	PROF m	SIMBOLO	ω	%								D ₁₀	mm		Cu	Cc	GRUPO SUCS
				LL	LP	IP	G	A	F				D ₃₀	D ₆₀			
SPE-3 B	0.80	— · · · —	6	Material poco plástico			71	21	8			0.297509	5.09	13.65	45.88	6.37	GP-GC
SPE-3 B	1.50	- - - - -	8	Material poco plástico			28	50	22			-	0.24	2.59	-	-	SC
SPE-3 B	4.40	- · · · -	6	Material poco plástico			67	24	9			0.116194	3.80	19.43	167.20	6.40	GP-GC
SPE-3 B	9.20	- · · · -	3	Material poco plástico			66	22	12			-	3.14	23.08	-	-	GP-GC

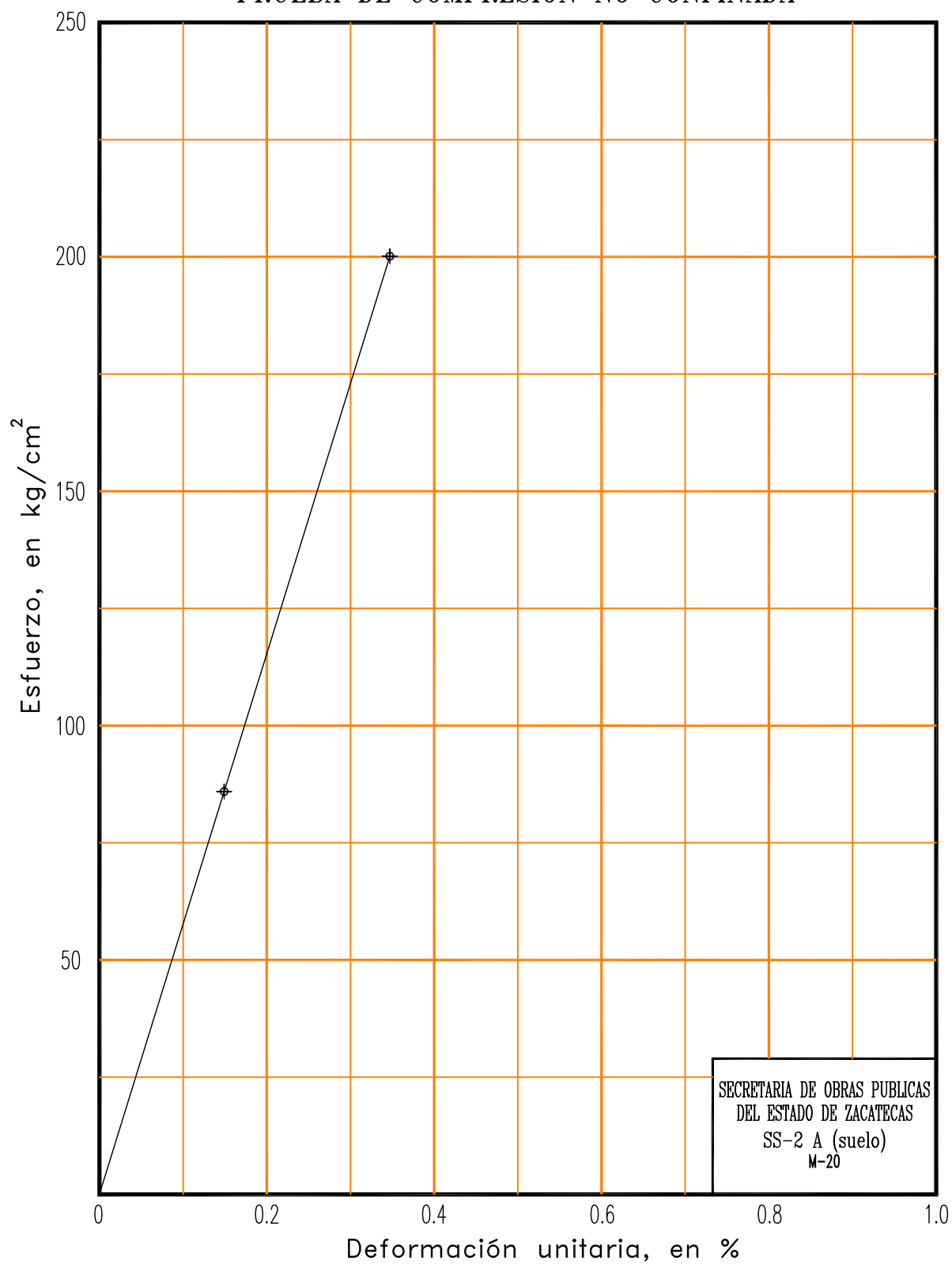
Fig 20



SONDEO (en roca)	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	G	A	F	mm			Cu	Cc	GRUPO SUCS
										D ₁₀	D ₃₀	D ₆₀			
SPE-3 C	0.30	— · — · —	9	Material poco plástico		30	47	23	—	0.18	2.78	—	—	SC	
SPE-3 C	1.60	- · - · -	7	Material poco plástico		44	37	19	—	0.62	6.41	—	—	GC	

Fig 21

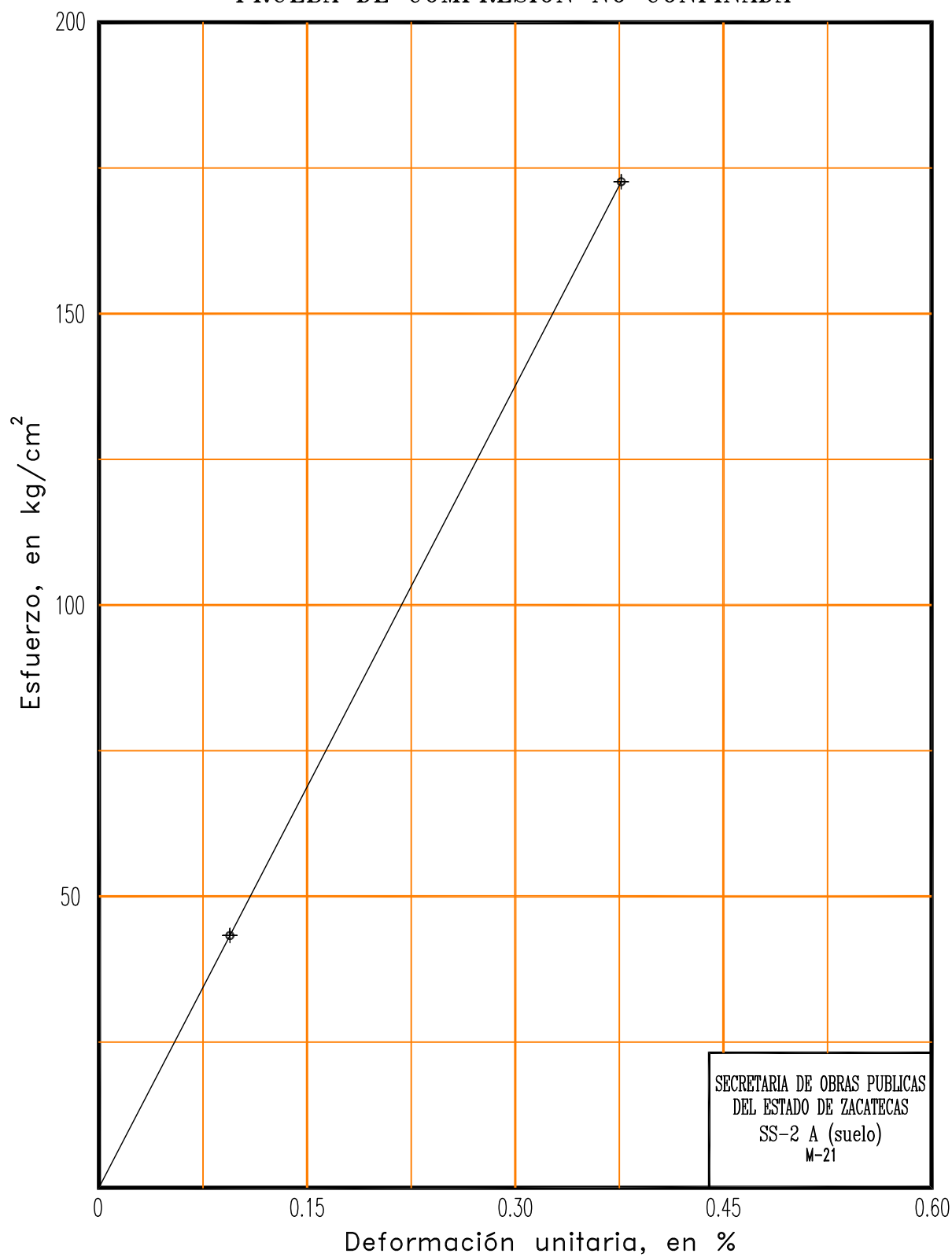
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u1}	12.60	Lutita fracturada color gris verde	2.64	200.13	1.73×10^{-5}	1.73×10^{-5}

Fig 22

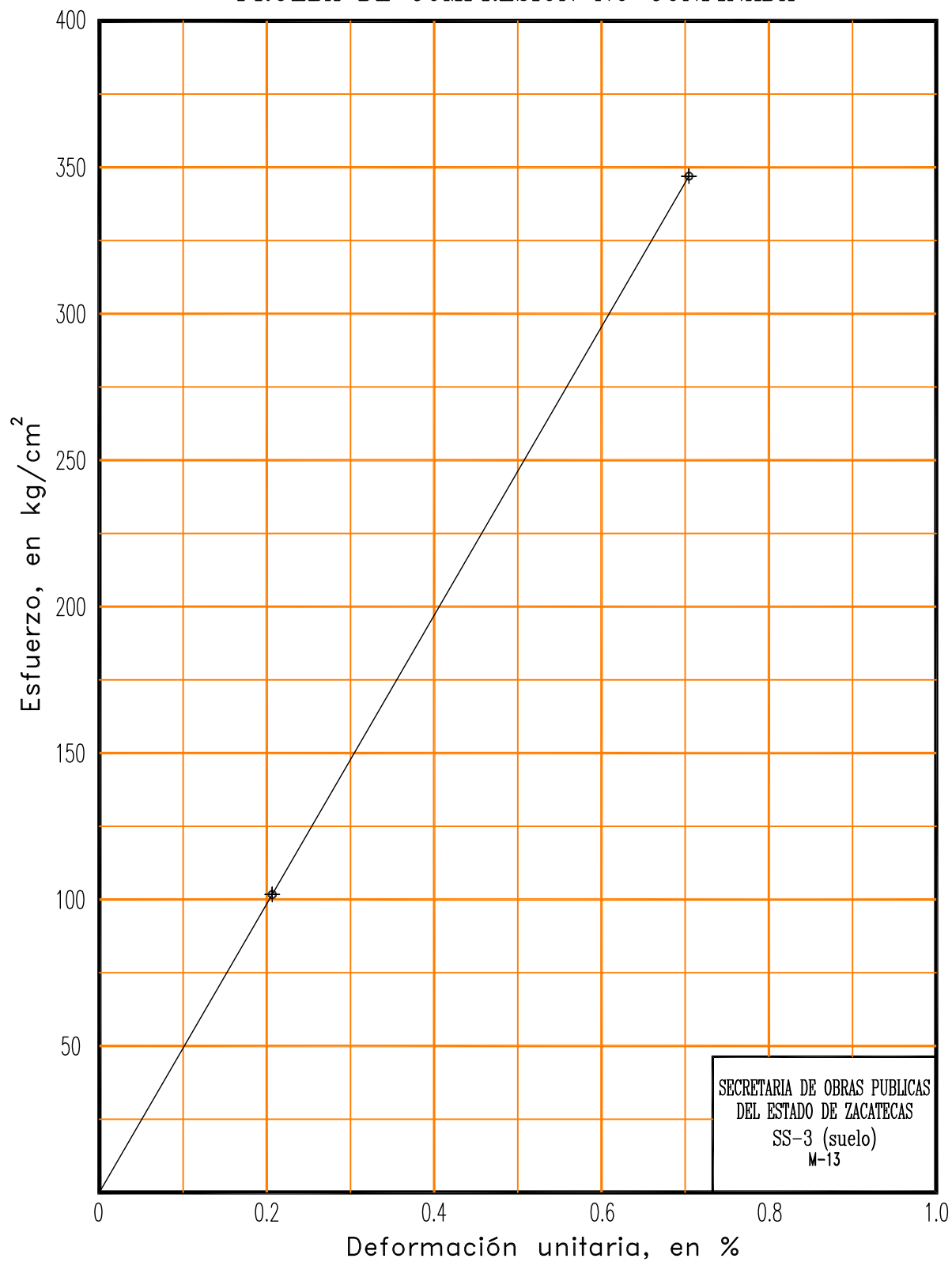
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u2}	13.60	Lutita fracturada color gris verde	2.72	172.65	2.18×10^{-5}	2.18×10^{-5}

Fig 23

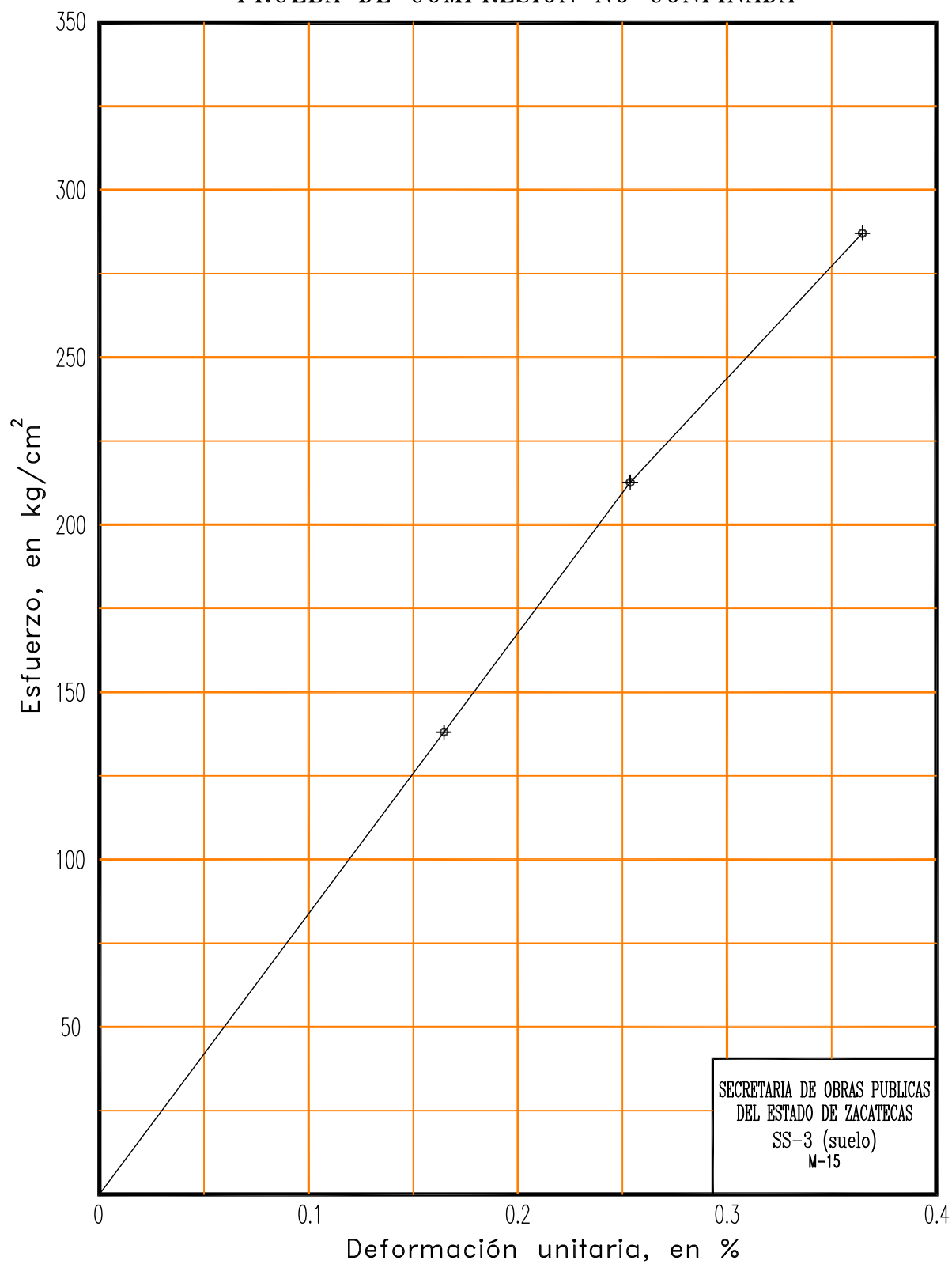
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u1}	9.10	Basalto fracturado color gris verde	2.69	346.99	2.03×10^{-5}	2.03×10^{-5}

Fig 24

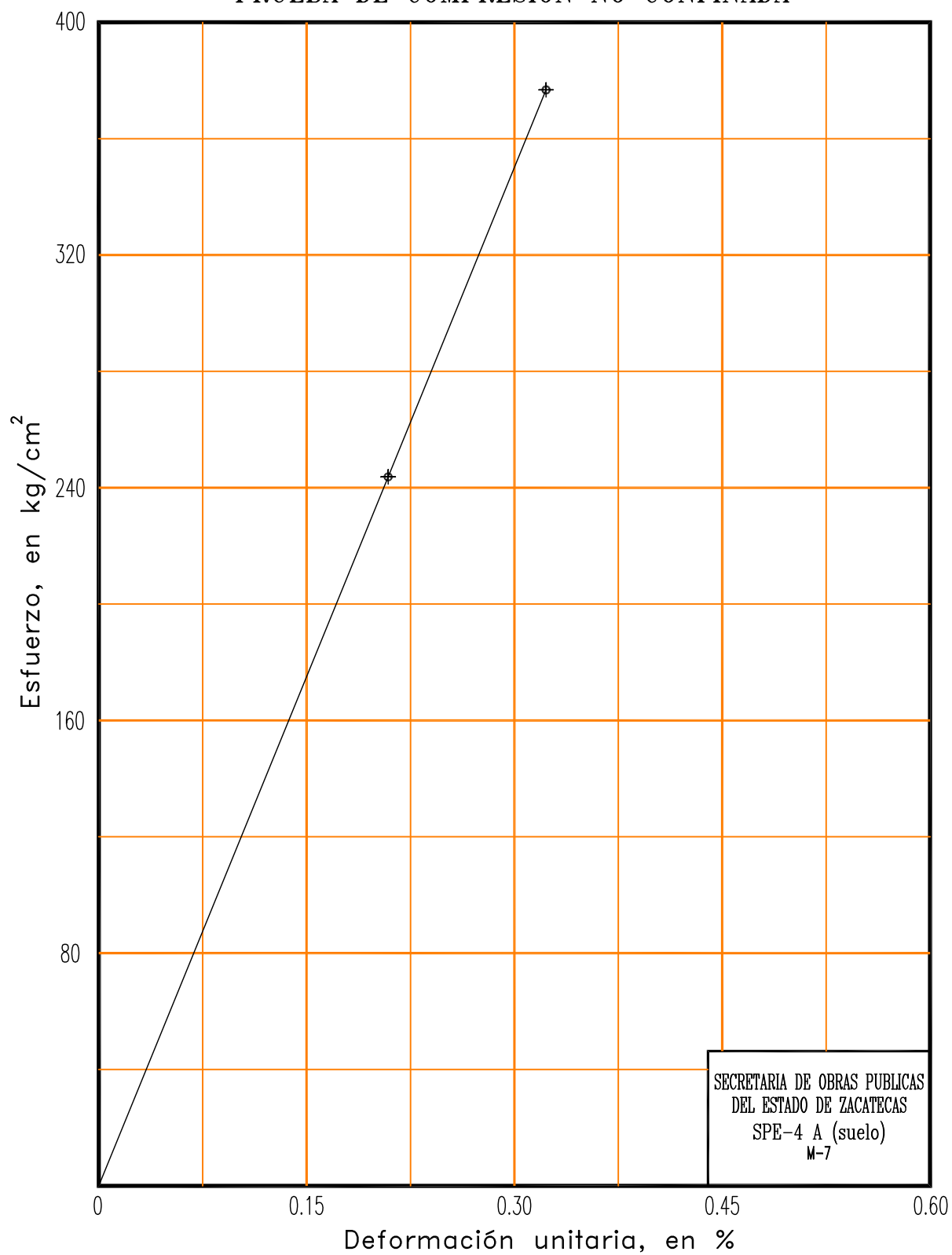
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
qu2	11.50	Basalto fracturado color gris verde	2.66	287.07	1.19×10^{-5}	1.19×10^{-5}

Fig 25

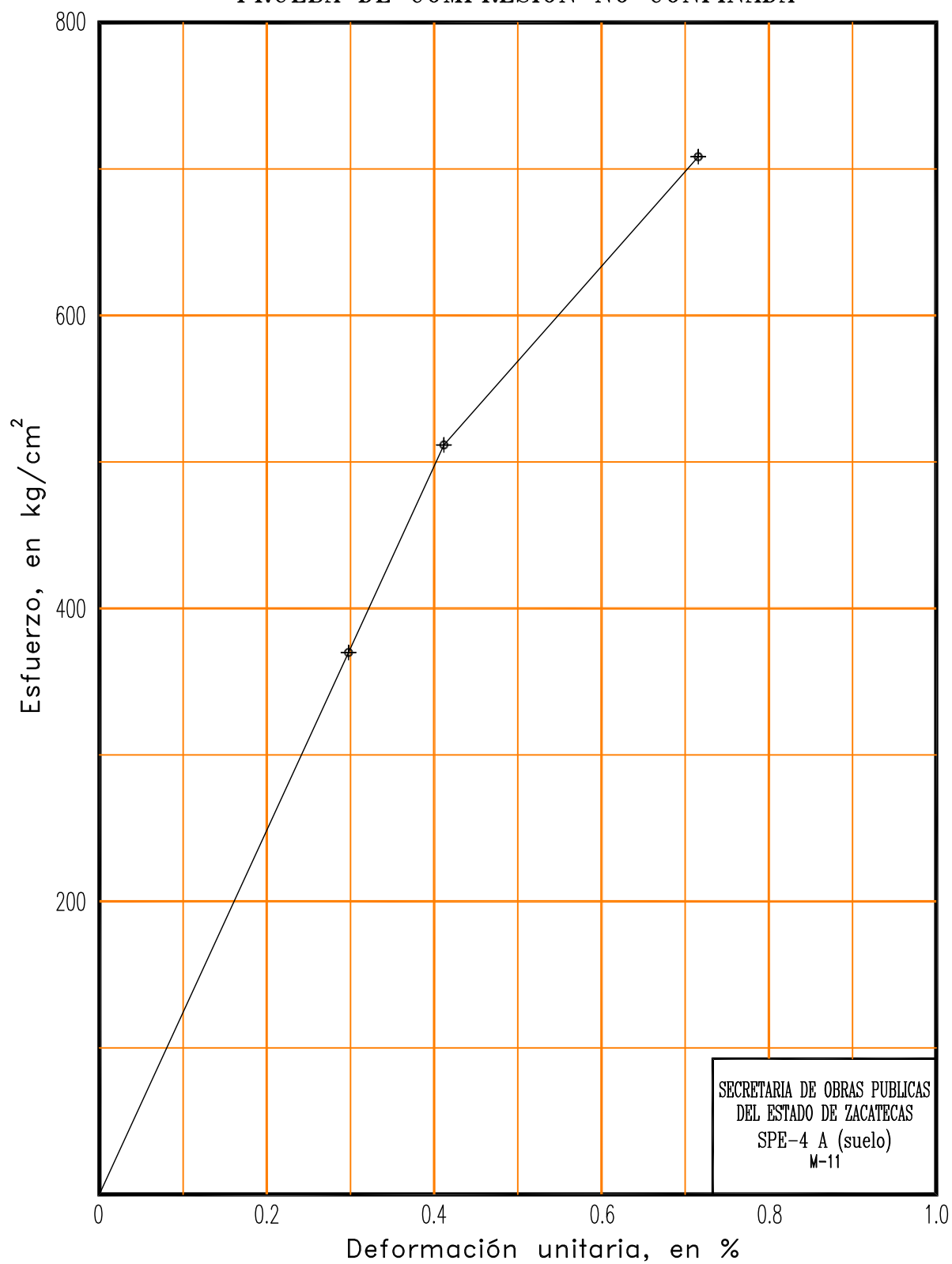
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u1}	7.40	Basalto fracturado color gris verde	2.92	376.76	8.57×10^6	8.57×10^6

Fig 26

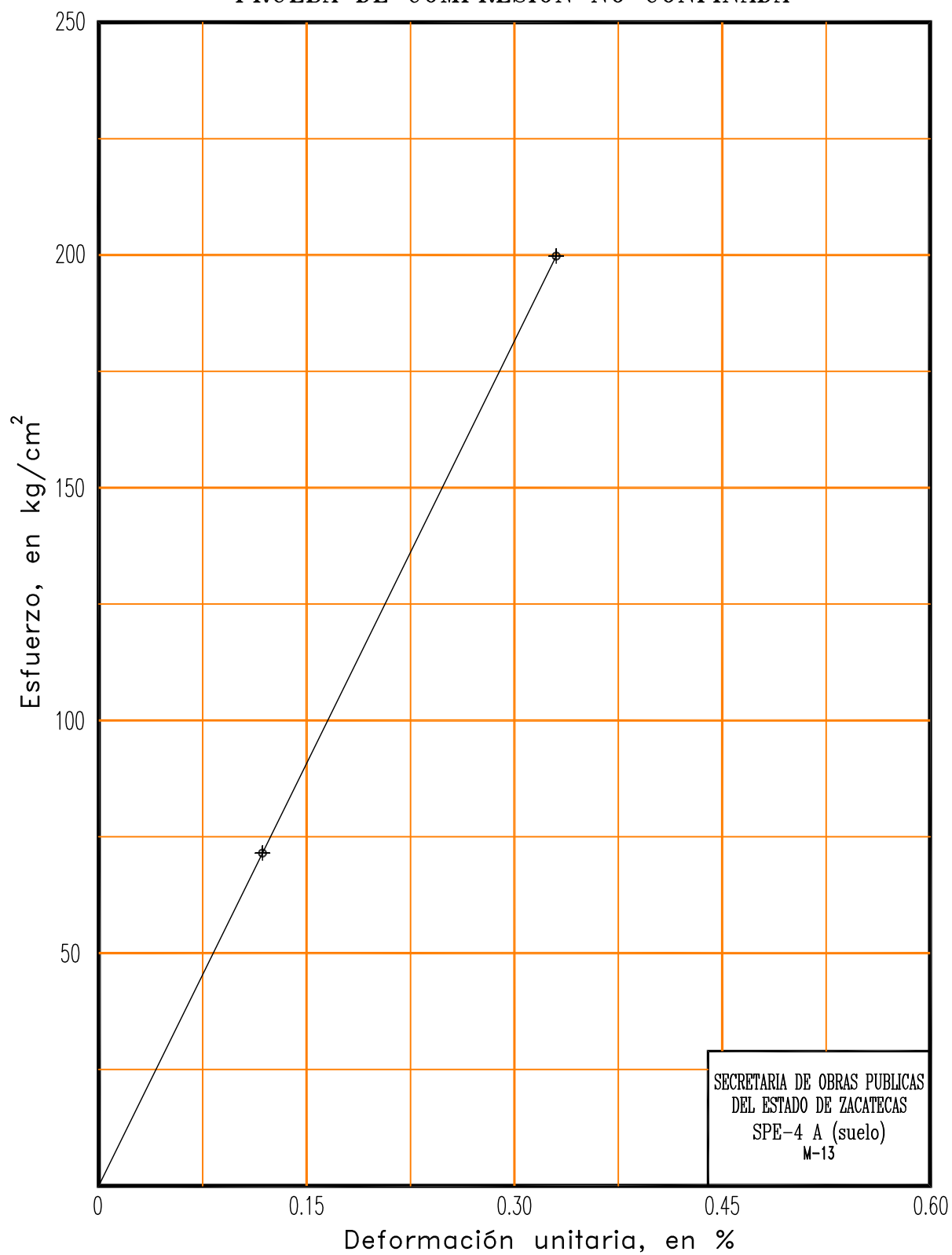
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u2}	11.10	Basalto fracturado color gris verde	2.83	708.35	8.04×10^{-6}	8.04×10^{-6}

Fig 27

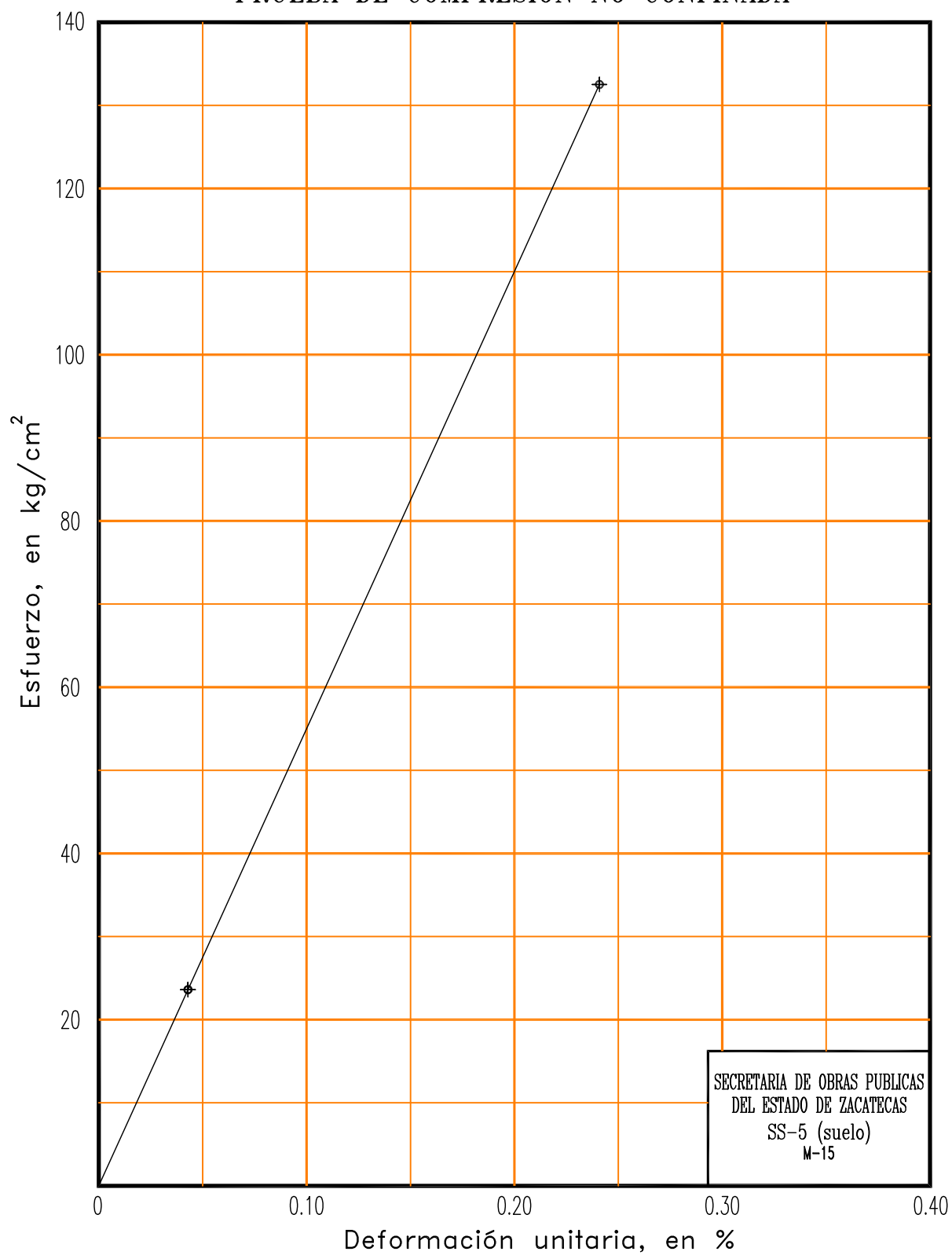
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
qu3	13.40	Basalto fracturado color gris verde	2.80	199.77	1.65×10^{-5}	1.65×10^{-5}

Fig 28

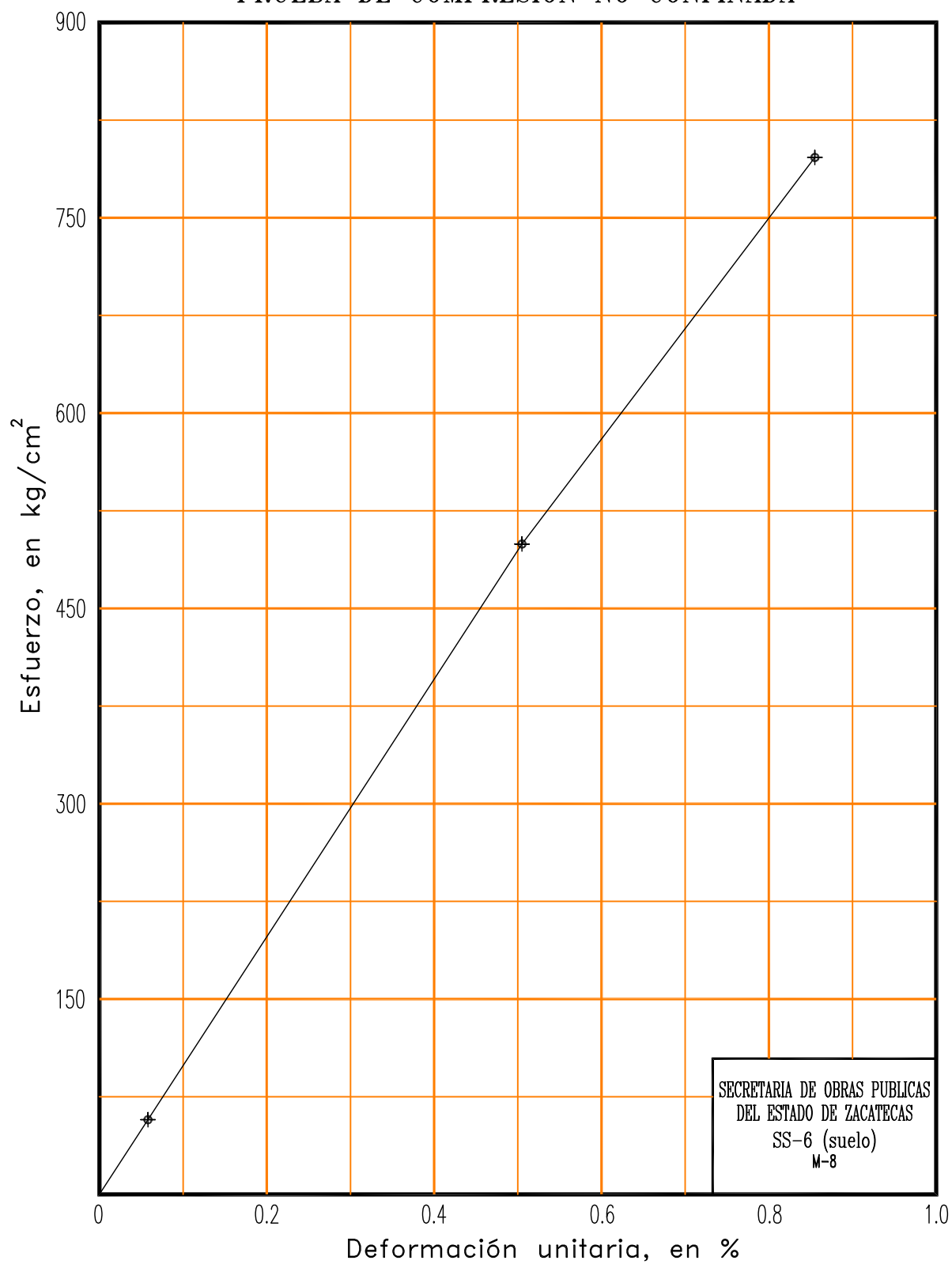
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u1}	12.50	Lutita fracturada color gris verde	2.50	132.52	1.82×10^{-5}	1.82×10^{-5}

Fig 29

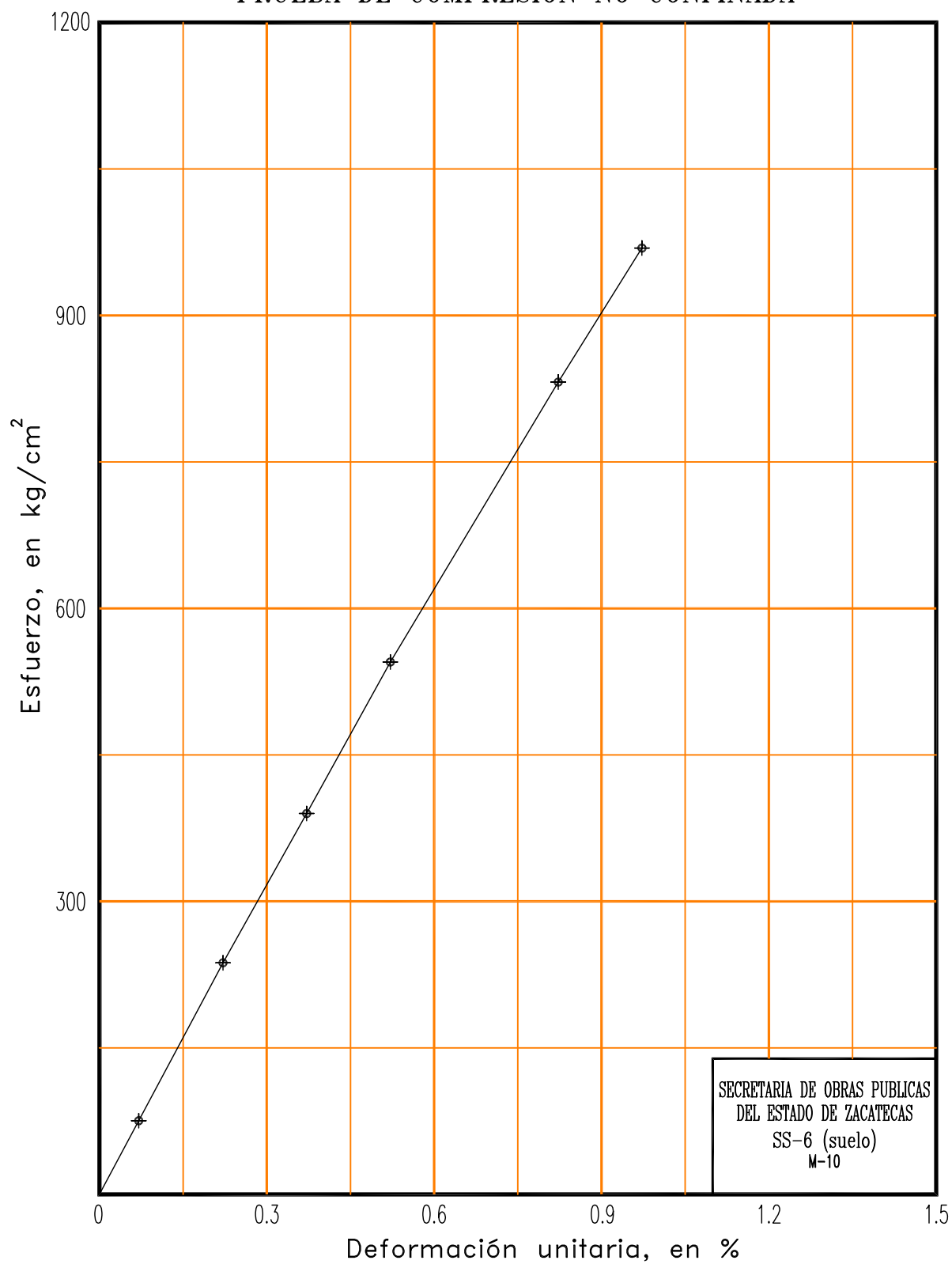
PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u1}	6.80	Basalto fracturado color gris verde	2.91	796.31	1.01×10^{-5}	1.01×10^{-5}

Fig 30

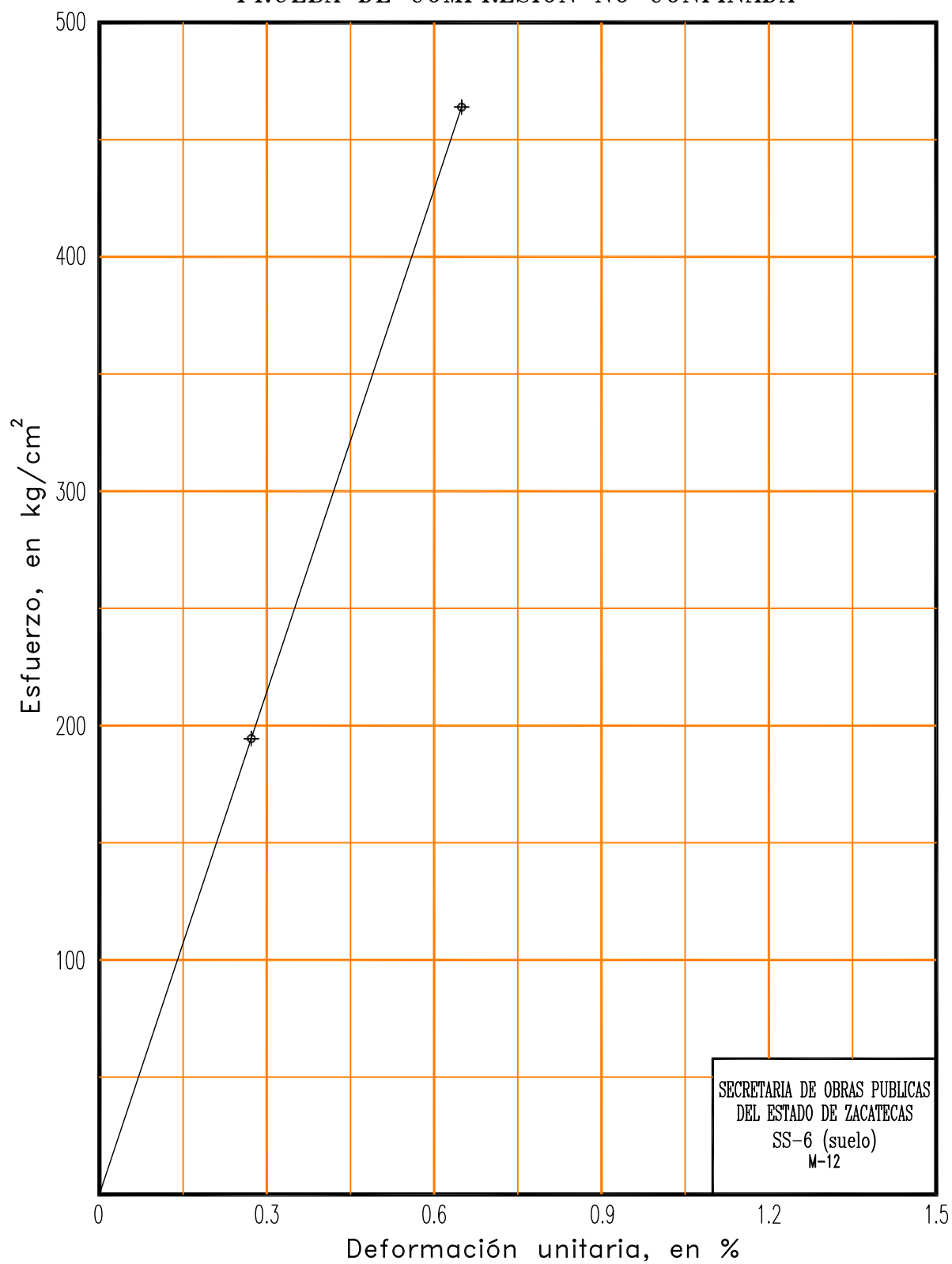
PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u2}	9.40	Basalto fracturado color gris verde	3.11	968.98	9.53×10^{-6}	9.25×10^{-6}

Fig 31

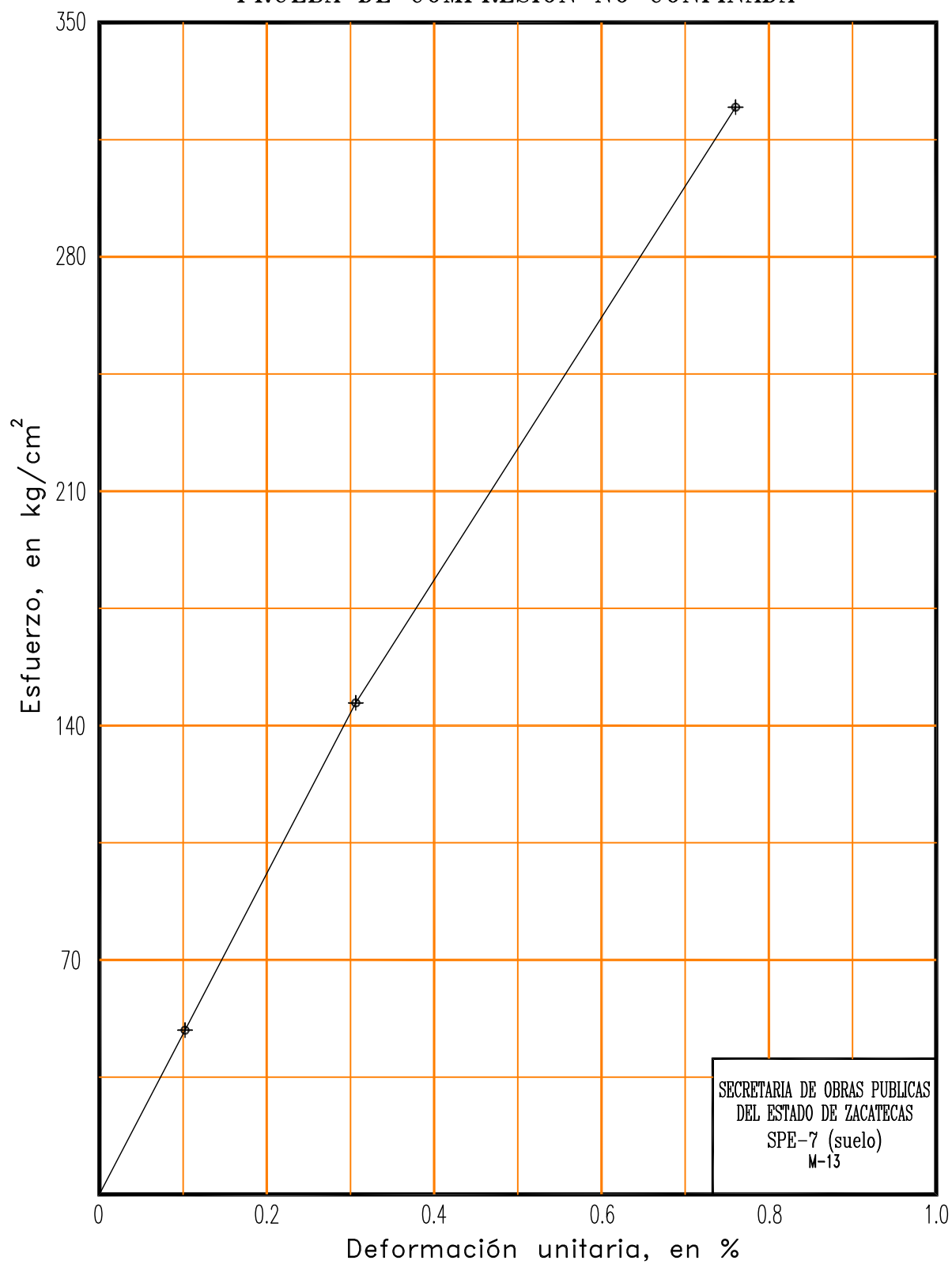
PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u3}	11.50	Basalto fracturado color gris verde	2.90	463.88	1.40×10^{-5}	1.40×10^{-5}

Fig 32

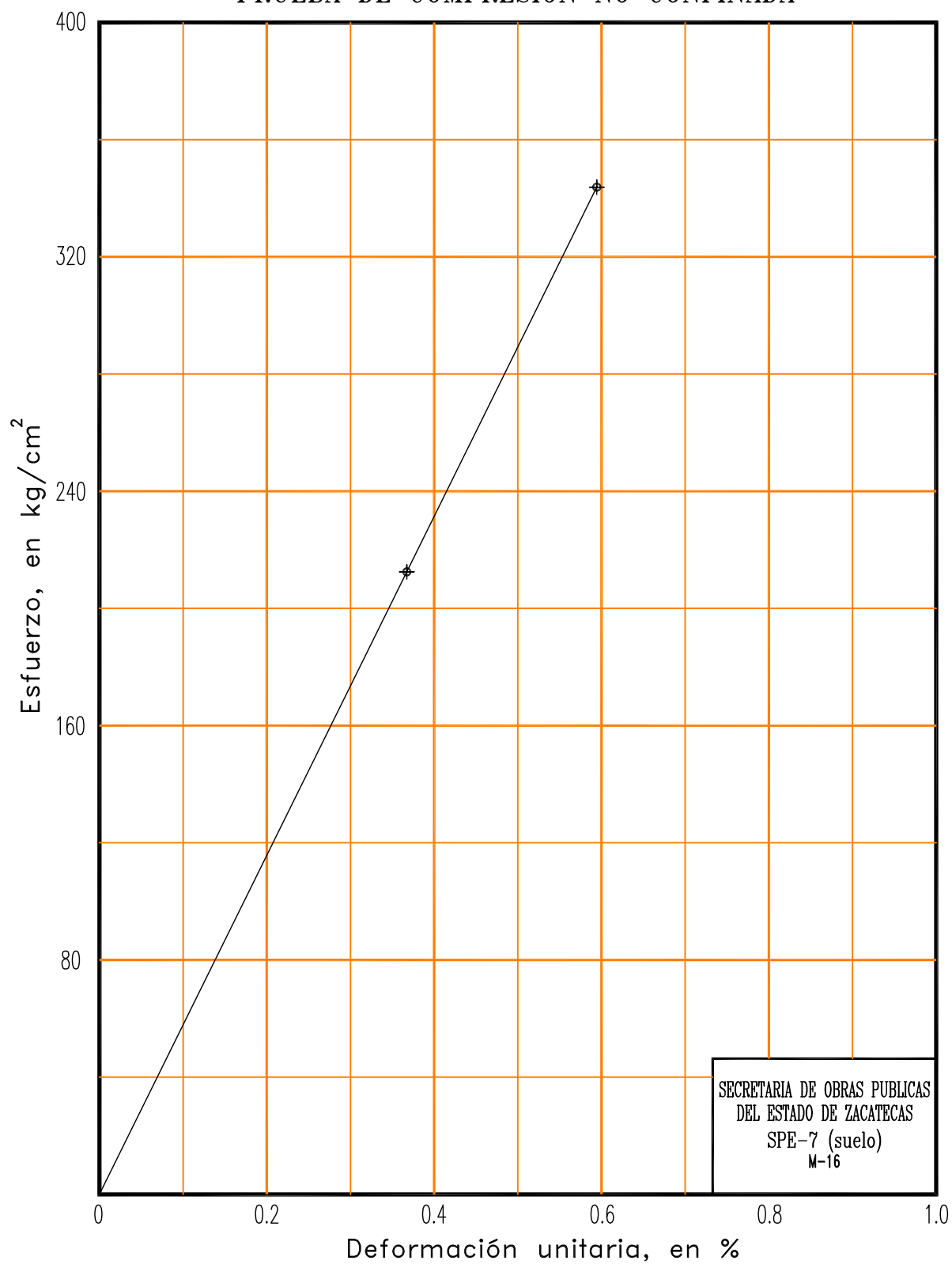
PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u1}	9.10	Basalto fragmentado color gris claro	2.80	324.70	2.13×10^{-5}	2.09×10^{-5}

Fig 33

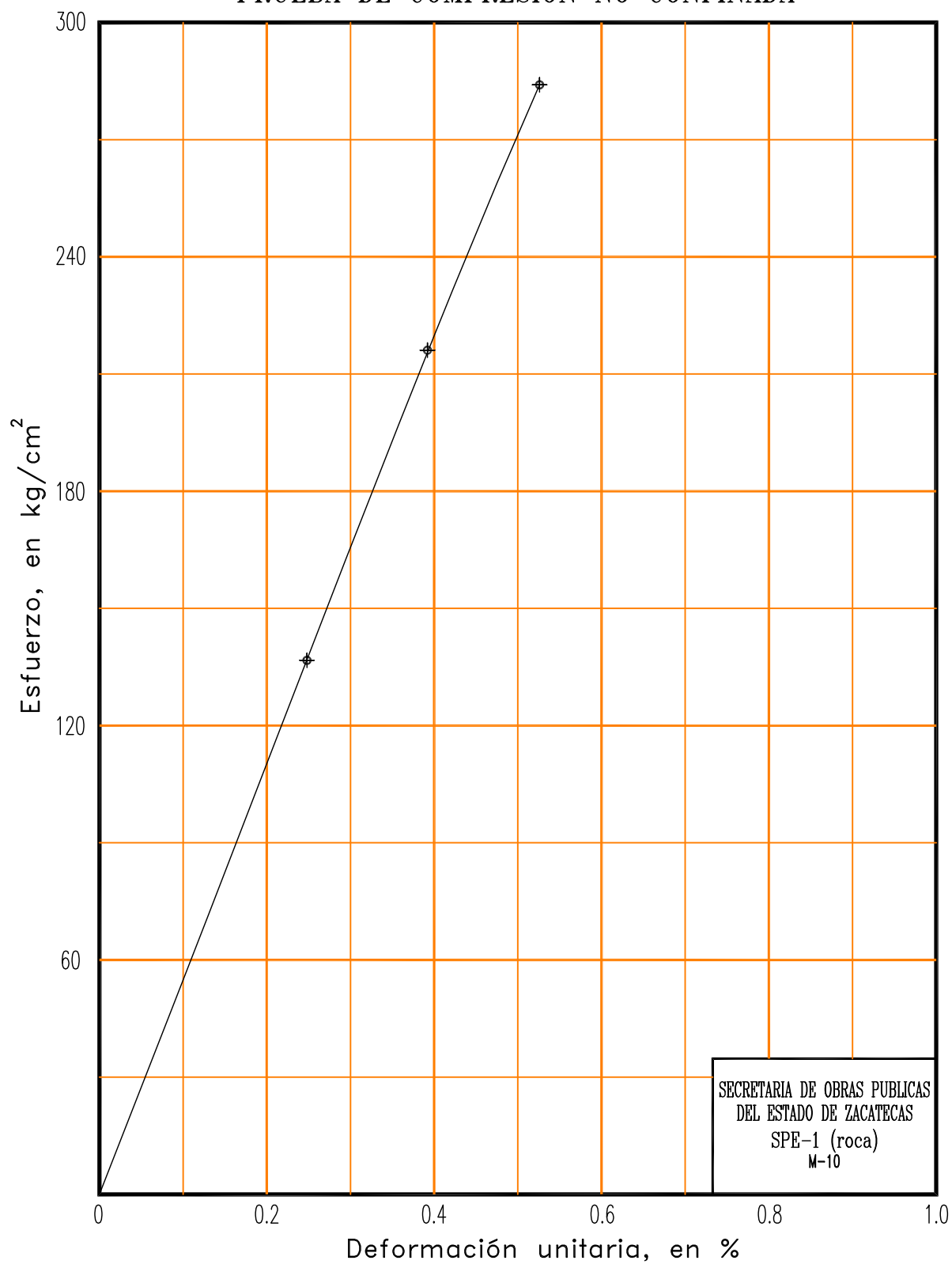
PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u2}	12.20	Basalto fragmentado color gris claro	2.80	343.79	1.73×10^{-5}	1.73×10^{-5}

Fig 34

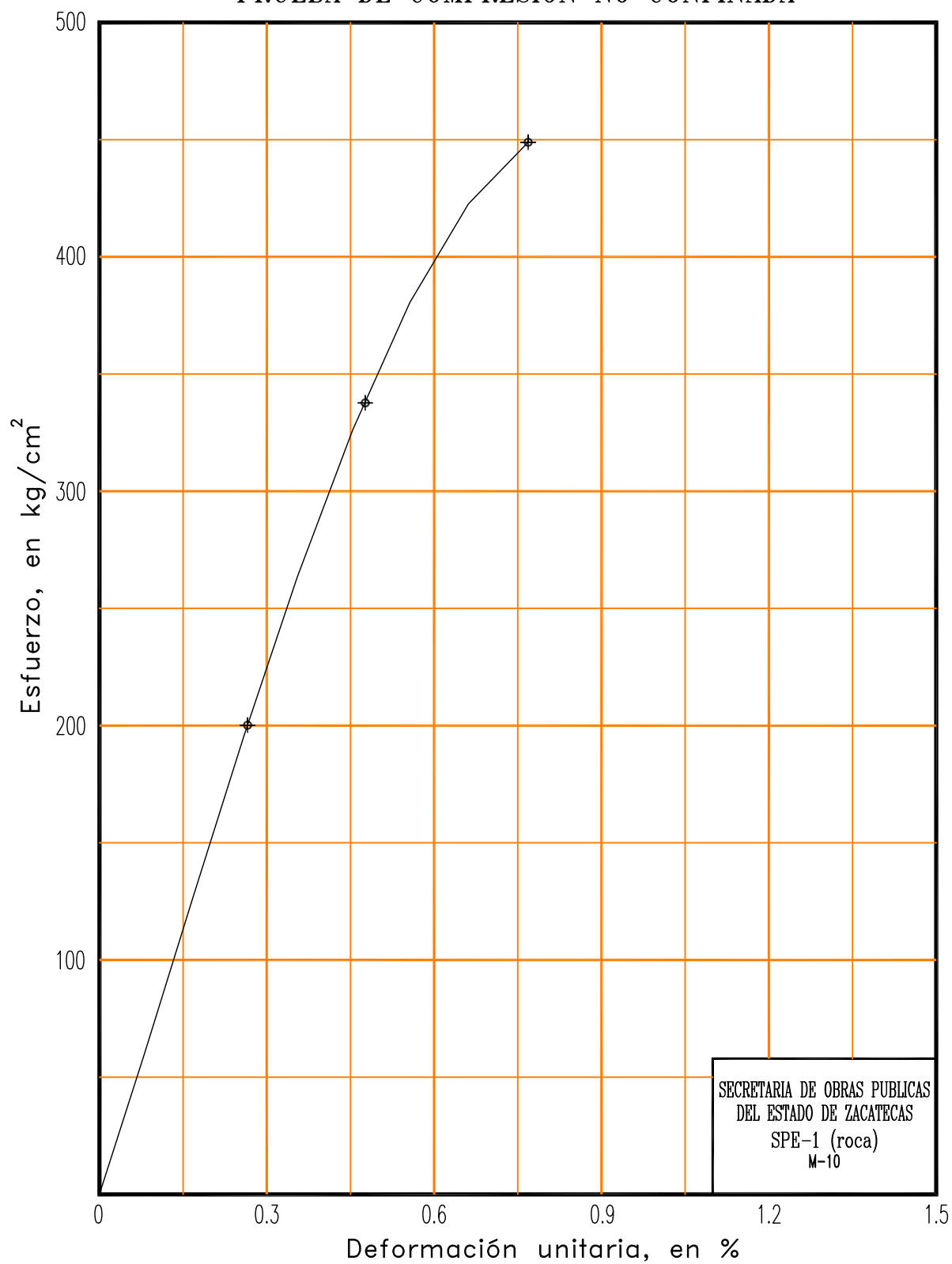
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u1}	7.80	Lutita fracturada color gris verde	2.82	284.03	1.81×10^{-5}	1.81×10^{-5}

Fig 35

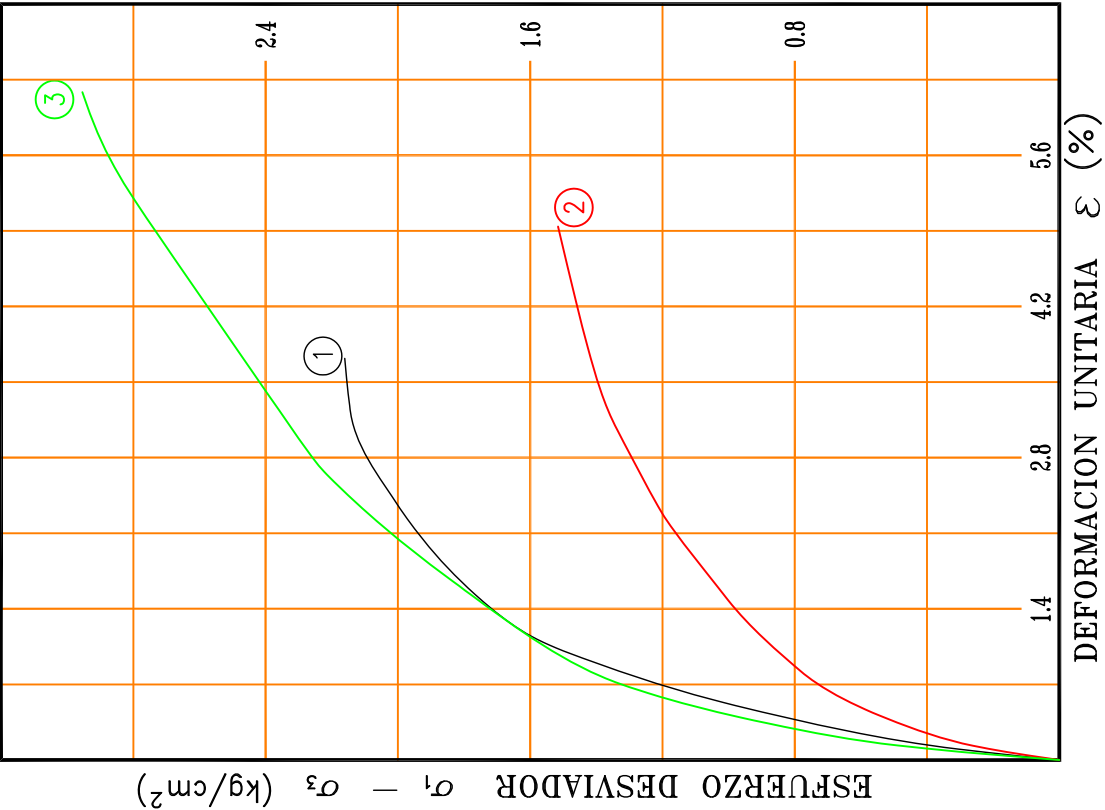
PRUEBA DE COMPRESIÓN NO CONFINADA



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u2}	9.90	Lutita fracturada color gris verde	2.87	448.90	1.40×10^{-5}	1.32×10^{-5}

Fig 36

COMPRESION TRIAXIAL



Prueba	ω_i %	e_i -	G_i %	G_f %	γ kg/m ³	σ_3 kg/cm ²	σ_d kg/cm ²	σ_1 kg/cm ²
1	16	0.57	75	100	1967	0.20	2.16	2.36
2	16	0.54	77	100	1998	0.30	1.52	1.82
3	16	0.54	78	100	2004	0.40	2.95	3.35
Promedio	16	0.55	77	100	1990			
TIPO DE PRUEBA					$\phi = 41^\circ$ $c = 3.07$ t/m ²			
TRIAXIAL DE RESISTENCIA CONSOLIDADA - NO DRENADA (τ_{tr}) ₁					Ss= 2.66			

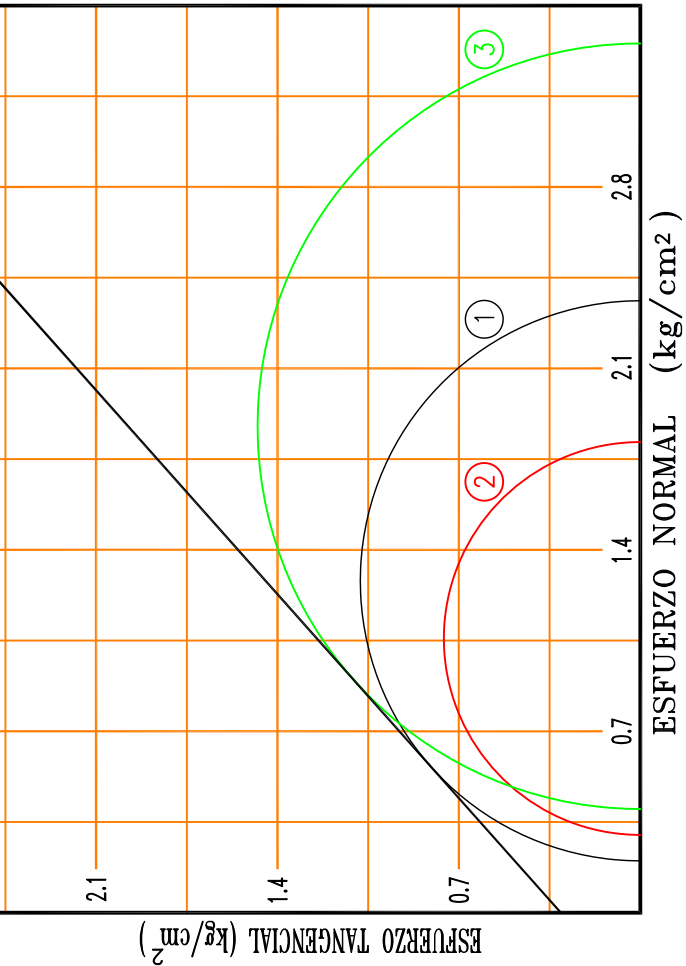
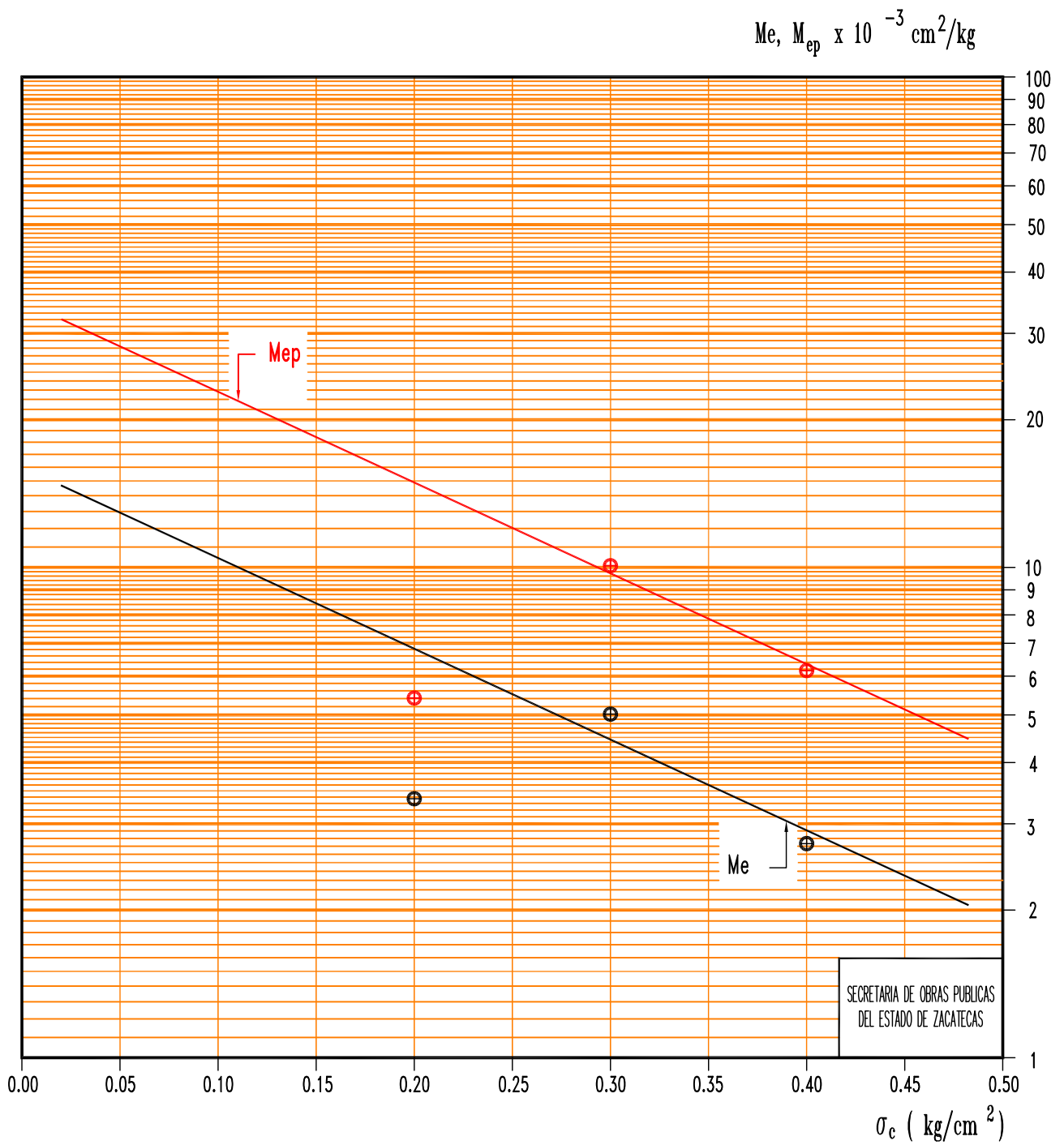


Fig 37



SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-6 (suelo)	2	4.10	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₁
Clasificación del material			Arena color café gris, suelta a semicompacta, con arcilla de baja plasticidad		

Fig 38



GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN PARA PILAS

- 1 Recomendaciones generales*
- 2 Referencias*

1 Recomendaciones generales

- 1 Es indispensable que la construcción de las pilas la realice una empresa especializada, que tenga la experiencia y el equipo de construcción adecuados.
- 2 Para garantizar que su construcción se realice en forma continua, sin interrupciones y en el menor tiempo posible, previamente a la autorización del inicio de los trabajos la supervisión deberá verificar que la empresa contratista cuente en obra con todo el equipo, herramientas y personal que necesite para la ejecución de su trabajo.
- 3 Durante la perforación, ademado y colado de las pilas se deberá contar con una supervisión especializada que sea capaz de garantizar que el desarrollo del trabajo se lleve a cabo con limpieza y seguridad.
- 4 La excentricidad máxima permitida durante la construcción de las pilas será de 5 cm. Adicionalmente el desplome máximo permisible será de 0.5% de la longitud total de la pila. En caso de excederse estas especificaciones deberá consultarse con los Ingenieros Estructurista y de Mecánica de Suelos para tomar las decisiones que procedan.
- 5 Se preparará una superficie de trabajo con dimensiones tales que permitan la disposición adecuada de los equipos y la ejecución de las maniobras necesarias para la perforación, armado y colado de las pilas.
- 6 Las pilas se harán coladas en el lugar con perforación previa. Pueden requerir el uso de un ademe metálico recuperable en parte o a todo lo largo de la perforación, para evitar caídos durante el desarrollo de los trabajos. El ademe metálico recuperable se puede combinar con el uso de un ademe definitivo, según sea más atractivo en tiempo y economía para la obra. Así mismo para evitar una falla de fondo de la perforación el constructor y la supervisión decidirán sobre la necesidad de inundar las perforaciones con agua; si a pesar de ello ocurre este tipo de falla, se utilizará lodo bentonítico o polímeros.

Para decidir la necesidad de usar agua, lodos o ademes metálicos se harán dos pruebas de perforación en campo distribuidas convenientemente.

- 7 La perforación se realizará en tantas etapas como sea necesario. Durante o después de efectuado el primer tramo de perforación se usará el sistema de ademado elegido para contener los suelos superficiales, en su caso.

- 8 Durante la excavación deberán verificar continuamente la verticalidad de las paredes. Se pueden efectuar comprobaciones rápidas colocando un nivel sobre la barra Kelly.
- 9 Previamente a la colocación del armado deberán limpiar perfectamente el fondo de la base de cada pila, retirando todos los materiales sueltos que se encuentren.
- 10 El contratista deberá garantizar que todas las pilas queden desplantadas sobre material sano, perfectamente libre de azolve.
- 11 Una vez concluida la perforación de cada pila se retirará el sistema de ademado elegido (siempre y cuando se garantice la estabilidad de las paredes de la perforación) porque será responsabilidad de la supervisión efectuar una inspección visual directa del apoyo de cada pila, verificando que la perforación quede empotrada la longitud especificada dentro del depósito de apoyo, y que su desplante se encuentre libre de azolve.
- 12 En caso de duda se evitará el colado de cualquier pila y se solicitará al suscrito las aclaraciones pertinentes y las recomendaciones de construcción que procedan.
- 13 A continuación, se bajará en cada perforación el armado de la pila, dejando un recubrimiento mínimo de 10 cm entre las barras de acero principal y las paredes de la perforación.
- 14 El armado de cada pila debe ser estable, plomeándolo y centrándolo desde la superficie.
- 15 Es importante que el armado quede separado unos 20 cm del fondo de la perforación, soportándolo desde la superficie.
- 16 A continuación, iniciarán el colado de cada pila por el procedimiento Tremie, garantizando en todo momento que la trompa de colado esté sumergida en el concreto fresco un metro como mínimo.
- 17 Se revisará la tubería antes de colocarla dentro de las perforaciones, asegurando el buen estado de las cuerdas y comprobando que no tenga desajustes entre las uniones de sus tramos que puedan provocar la entrada del agua en su interior.

- 18 Una vez instalada la tubería dentro de la perforación y antes de empezar el colado, es necesario colocarle en su extremo superior un tapón deslizante (diablo) que puede ser una cámara de balón inflada o una esfera de polipropileno, que tiene como función primordial evitar la segregación del concreto al iniciar el colado.
- 19 Al iniciar el colado el extremo inferior de la tubería debe estar ligeramente arriba del fondo de la perforación (no más de un diámetro de la tubería) para que permita la salida del tapón y del primer volumen de concreto. Después durante todo el colado, el extremo inferior de la tubería debe permanecer siempre embebido en el concreto fresco, para lo cual es indispensable llevar un registro continuo de los niveles reales del concreto alcanzados durante su colocación, para que en el momento que se juzgue conveniente se puedan retirar tramos de la tubería sin el riesgo de que ésta quede fuera del concreto.
- 20 El colado deben realizarlo en forma continua para evitar que durante los lapsos de espera el concreto inicie su fraguado y se provoquen juntas frías y taponamientos.
- 21 Conforme progrese el colado de las pilas se retirará la tubería Tremie, hasta que la cota superior del colado quede cuando menos 0.5 m arriba de su nivel de proyecto.
- 22 Para retirar la trompa de cada perforación será necesario que el concreto salga totalmente limpio.
- 23 Antes de ligar el acero de refuerzo de las pilas a la cimentación, se deberán demoler los 0.5 m de la cabeza de la pila que se coló en exceso, ya que en esta parte el concreto comúnmente está contaminado o segregado.
- 24 Construyendo correctamente las pilas los hundimientos que sufrirán estarán dentro de la magnitud indicada en el cuerpo principal de este informe.

2 *Referencias*

- 1 Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos ***Manual de Diseño y Construcción de Pilas y Pilotes*** SMMS México 1983
- 2 D' Appolonia E D' Appolonia D J and Ellison R D ***Drilled Piers Foundation Engineering Handbook*** Edited by Winterkorn H F and Fang H Y New York 1975.



GEOCELL MECÁNICA DE SUELOS S A DE C V

MATERIALES PARA TERRACERIAS SUB BASE Y BASE

- 1 *Antecedentes*
- 2 *Materiales*
 - a *Terracerías*
 - b *Sub base*
 - c *Base*
 - d *Grado de compactación*
 - e *Terraplén de prueba*
- 3 *Procedimiento constructivo*
 - a *Despalme*
 - b *Terracerías*
 - c *Sub base*
 - d *Base*
- 4 *Control de calidad*
- 5 *Referencias*
- 6 *Figura*

1 Antecedentes

A continuación se presentan las características de los materiales que deberán utilizar para construir los rellenos y los pavimentos de la obra, así como los requisitos de compactación que deberán cumplir (Refs 1 y 2).

2 Materiales

Para construir los pavimentos requerirán materiales para terracerías, sub base y base. Sus características son

a Terracerías

Deberán emplear un material que no contenga materia orgánica ni basura. Generalmente son adecuadas las mezclas de grava y arena o grava, arena y suelos finos, si este último satisface los requisitos siguientes

CARACTERISTICAS DE LOS SUELOS FINOS PARA TERRACERIAS	
Límite líquido (%)	50 máx
Índice plástico (%)	20 máx
Contracción lineal (%)	5 máx
Valor relativo de soporte (%)	10 mín
Contenido de agua óptimo (%)	40 máx
Peso volumétrico seco máximo (kg/m ³)	1,300 mín

Se podrán usar los materiales del sitio siempre y cuando cumplan las características indicadas

b Sub base

Su curva granulométrica deberá quedar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 de la figura 1, con una forma semejante a la de las curvas y sin cambios bruscos de pendiente.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla 40 respecto del total de la muestra no debe ser superior al 65 %, y debe cumplir además con las siguientes condiciones

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES PARA SUB BASE			
PROPIEDAD	ZONA GRANULOMETRICA		
	1	2	3
Contracción lineal (%)	6.0 máx	4.5 máx	3.0 máx
Valor cementante para materiales angulosos (kg/cm^2)	3.5 mín	3.0 mín	2.5 mín
Valor cementante para materiales redondeados y lisos (kg/cm^2)	5.5 mín	4.5 mín	3.5 mín
Valor relativo de soporte estándar saturado (%)	50 mín	50 mín	50 mín
Tamaño máximo del agregado (pulgadas)	2.0 máx	2.0 máx	2.0 máx
Equivalente de arena (%)	20 mín	20 mín	20 mín

c Base

La curva granulométrica deberá estar comprendida entre el límite inferior de la zona 1 y el superior de la zona 3 de la figura 1, con las mismas indicaciones que para la sub base.

La relación del porcentaje en peso que pasa la malla 200 con el que pasa la malla 40 no debe ser superior a 65%, y debe cumplir además con las siguientes condiciones

CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES PARA BASE			
PROPIEDAD	ZONA GRANULOMETRICA		
	1	2	3
Contracción lineal (%)	4.5 máx	3.5 máx	2.5 máx
Límite líquido (%)	30 máx	30 máx	30 máx
Valor cementante para materiales angulosos (kg/cm^2)	3.5 mín	3.0 mín	2.5 mín
Valor cementante para materiales redondeados y lisos (kg/cm^2)	5.5 mín	4.5 mín	3.5 mín

Su valor relativo de soporte estándar, equivalente de arena e índice de durabilidad se indican a continuación

INTENSIDAD DE TRANSITO EN AMBOS SENTIDOS	VALOR RELATIVO DE SOPORTE	EQUIVALENTE DE ARENA (Tentativo)	INDICE DE DURABILIDAD (Tentativo)
Hasta 1 000 vehículos pesados al día.....	80 % mín	30 % mín	35 % mín
Más de 1000 vehículos pesados al día.....	100 % mín	50 % mín	40 % mín

d Grado de compactación

El grado de compactación que deberán alcanzar las capas que forman el pavimento será el siguiente

ELEMENTO	GRADO DE COMPACTACION MINIMO RESPECTO A SU PESO VOLUMETRICO SECO MAXIMO	PRUEBA
Terracería	90 %	Proctor estándar
Sub base	95 %	Porter
Base	95 %	Porter

e Terraplén de prueba

Es conveniente hacer un terraplén de prueba para cada tipo de material que se usará, para definir el número óptimo de pasadas que se requieren para alcanzar el grado de compactación recomendado dependiendo del equipo de compactación disponible.

3 *Procedimiento constructivo*

a Despalme

- Es necesario retirar totalmente los depósitos superficiales de mala calidad según se indica en el informe.
- Todas las referencias topográficas se respetarán durante la construcción, tales como alineamientos, niveles, señalamientos, etc, reponiéndolas si se dañan o alteran.

b Terracerías

- Deberán colocarlas en capas no mayores de 20 cm de espesor en estado suelto y se compactarán hasta cumplir las especificaciones señaladas.
- En las zonas de corte se excavarán las cajas que alojarán al pavimento debiendo quedar debidamente afinadas y perfiladas.

c Sub base

- Se escarificará la terracería y se colocará el material para la sub base. Para compactarla deberán humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a su humedad óptima, según la prueba de compactación correspondiente.

d Base

- Se escarificará la sub base y se colocará el material para la base. Para compactarla deberán humedecer y homogeneizar el material hasta alcanzar un valor cercano a su humedad óptima, según la prueba de compactación correspondiente.

4 *Control de calidad*

- Deberán verificar las características de todos los materiales que usarán.
- Para verificar su grado de compactación se harán pruebas en cada capa. Se recomienda hacer una prueba por cada 50 m³ de material compactado.

- Para conocer la variación del peso volumétrico seco máximo de los materiales, se recomienda hacer una prueba por cada 500 m³ de material compactado o cuando cambie el tipo de material.
- El material empleado deberá estar exento de materia orgánica y de partículas extrañas.

5 *Referencias*

- 1 *Yoder E J* **Principles of Pavements Design** *John Wiley and Sons Inc USA* 1959
- 2 *Secretaría de Obras Públicas* **Especificaciones Generales de Construcción** 3a edición Parte Octava México D F 1973

6 *Figura*

- 1 *Zonas granulométricas para materiales de sub base y base*

Fig 1

