



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MÉXICO

FACULTAD DE ESTUDIOS SUPERIORES ARAGÓN

DISEÑO GEOTÉCNICO DE UNA CIMENTACIÓN MIXTA

CASO PRÁCTICO

**QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE
INGENIERO CIVIL**

P R E S E N T A:

ALEJANDRO ORDOÑEZ GALLEGOS

ASESOR:

GABRIEL RUIZ GONZÁLEZ





Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas

Tesis Digitales

Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©

PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

AGRADECIMIENTOS

Agradezco a Dios por haberme dado fortaleza, sabiduría y capacidad para afrontar problemas, por estar siempre conmigo.

A la UNAM por darme la oportunidad de volverme parte de la gran institución como lo es la FES ARAGON, por formarme como profesional y desarrollar habilidades para ser más competente.

A mis padres que sin ellos no sería nada, que me han apoyado en todos los aspectos, y solo quieren lo mejor para mí, que, gracias a su apoyo, sus consejos, regaños, castigos, sus valores y regalos, me formaron y me enseñaron lo importante que es la familia y el trabajo. Hoy dando gracias y demostrando que los sacrificios sirvieron para llegar hasta donde hoy me encuentro.

A mi familia, que me ha apoyado y me ha alentado a seguir adelante y ser mejor cada día, sin perder la humildad ni los valores que me han aportado.

A mis profesores que sin su apoyo no estaría en estas instancias, al ingeniero Gabriel Ruiz González, ya que él fue quien me guio en el área de la geotécnica quien me hizo amar esta rama de la ingeniería civil y ahora es mi asesor para terminar este ciclo y comenzar otro. Al ingeniero Gabriel Álvarez Bautista, por hacer grandes aportaciones en mi persona y en mi formación académica, por preocuparse y apoyarme con el único fin de hacer las cosas bien.

Al ingeniero Roberto Poucell Padrón por proporcionar la información básica para el desarrollo de este caso práctico.

"He peleado la buena batalla,
he acabado la carrera,
he guardado la fe."

2 Timoteo 4:7

DEDICATORIA

A Dios, a mis padres Roberto Ordoñez y Beatriz Gallegos, mis hermanos Roberto, Jesús, Santiago; mis abuelitos Santiago Ordoñez †, Maricela Varela †, Tito Gabriel Gallegos y Yolanda Tapia; mi asesor el ingeniero Gabriel Ruiz, a Alejandra Ramírez quien ha estado conmigo en todo momento, a mis amigos Daniel Flores, Gerardo Larios y a todas las personas que han creído en mí.

“Todo lo puedo en Cristo que me fortalece”

Filipenses

ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS

EDIFICIO EN

AVENIDA MÉXICO 113

COLONIA HIPODROMO

CIUDAD DE MÉXICO

RESUMEN

Se presentan los resultados del estudio de Mecánica de Suelos con el diseño geotécnico de la cimentación que tendrá el edificio que la empresa TALLER DE ARQUITECTURA S A DE C V construirá en el predio ubicado en la avenida México 113, en la colonia Hipódromo de la Delegación Cuauhtémoc, en esta ciudad.

Las características del subsuelo se investigaron mediante la ejecución de un sondeo de cono eléctrico llevado a 29.6 m de profundidad, un sondeo de penetración estándar llevado a 35.0 m de profundidad, un sondeo selectivo llevado a 30.6 m de profundidad respecto a su brocal y cuatro pozos a cielo abierto llevados a 3.0 m de profundidad máxima. También se instaló una estación piezométrica formada por un tubo de observación y cinco piezómetros.

La estratigrafía del subsuelo corresponde con la zona de lago, que está constituida por una serie de depósitos rígidos superficiales que llegan a 3.6 m de profundidad. A continuación hay una serie de depósitos de arcilla de muy alta deformabilidad y muy baja resistencia al esfuerzo cortante, intercalados con depósitos delgados de arena y limo. La primera capa dura se encontró a 22.6 m de profundidad, tiene un espesor de 3.9 m y se encontró atravesado por un depósito de arcilla de alta plasticidad. Los depósitos profundos se encontraron a partir de 30.9 m de profundidad.

De acuerdo con la información arquitectónica y estructural que nos proporcionaron del edificio, la cimentación se puede resolver mediante las siguientes opciones:

- Un cajón de cimentación parcialmente compensado apoyado a 5.5 m de profundidad.
- Un cajón parcialmente compensado apoyado a 3.5 m de profundidad con pilotes de fricción con su punta apoyada a 24.5 m de profundidad.

En el Capítulo 5 se presentan los resultados de los análisis para las dos soluciones así como los resultados de los análisis previos que nos llevaron a esta conclusión.

Los análisis del capítulo 5 incluyen: capacidad de carga, asentamientos y el módulo de reacción que deberán considerar para el diseño estructural de la losa de fondo, así como los esfuerzos horizontales que actuarán contra las paredes del cajón y la clasificación sísmica del sitio.

Finalmente se incluyen las recomendaciones que deberán seguir para efectuar las excavaciones y construir la cimentación propuesta, así como las conclusiones correspondientes.

CONTENIDO

	PAGINA
INTRODUCCIÓN	1
<i>Descripción del sitio</i>	1
<i>Descripción del proyecto</i>	1
<i>Objetivos</i>	2
<i>Alcance</i>	2
1 REGISTRO DE CAMPO	3
1.1 <i>Inspección de la zona</i>	3
1.2 <i>Exploración del subsuelo</i>	3
1.3 <i>Estación piezométrica</i>	4
2 PRUEBAS DE LABORATORIO	5
2.1 <i>Pruebas índice</i>	5
2.2 <i>Pruebas mecánicas</i>	5
2.2.1 <i>Resistencia al esfuerzo cortante</i>	5
2.2.2 <i>Deformabilidad</i>	6
3 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS	7
3.1 <i>Perfil estratigráfico</i>	7
3.2 <i>Propiedades mecánicas</i>	11
3.2.1 <i>Resistencia al esfuerzo cortante</i>	11
3.2.2 <i>Deformabilidad</i>	12
3.3 <i>Condiciones hidráulicas</i>	13

CONTENIDO

	PAGINA
4 ESTUDIO GEOTÉCNICO	14
4.1 <i>Solución de cimentación</i>	14
4.2 <i>Capacidad de carga</i>	16
4.2.1 <i>Cajón apoyado a 5.5 m</i>	16
4.2.2 <i>Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción</i>	17
4.3 <i>Expansiones elásticas</i>	22
4.3.1 <i>Cajón apoyado a 5.5 m</i>	22
4.3.2 <i>Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción</i>	22
4.4 <i>Asentamientos</i>	23
4.4.1 <i>Cajón apoyado a 5.5 m</i>	23
4.4.2 <i>Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción</i>	24
4.5 <i>Módulo de reacción</i>	25
4.5.1 <i>Cajón apoyado a 5.5 m</i>	25
4.5.2 <i>Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción</i>	25
4.6 <i>Esfuerzos horizontales</i>	25
4.6.1 <i>Cajón apoyado a 5.5 m</i>	25
4.6.2 <i>Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción</i>	26
4.7 <i>Zonificación sísmica</i>	26

CONTENIDO

	PAGINA
5 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCIÓN	27
5.1 <i>Generales</i>	27
5.2 <i>Excavaciones</i>	27
5.3 <i>Cimentaciones</i>	28
5.3.1 <i>Cajón apoyado a 5.5 m</i>	28
5.3.2 <i>Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción</i>	28
CONCLUSIONES	30
REFERENCIAS	32
TABLAS	33
FIGURAS	39
REPORTE FOTOGRAFICO	
ANEXOS	
- <i>Procedimientos de exploración y muestreo</i>	
- <i>Pruebas de laboratorio, resultados e interpretación</i>	
- <i>Recomendaciones de construcción e hincado de pilotes.</i>	

NOMENCLATURA

a	área de influencia
A	contenido de arena, área de la cimentación
ABD	avance con broca drag
ABT	avance con broca tricónica
A_l	área lateral del pilote
a_p	área de la punta del pilote
B	semi – ancho de la cimentación (Ref 2)
B	ancho de la cimentación (Ref 4)
c	parámetro de cohesión
C_c	coeficiente de curvatura
C_u	coeficiente de uniformidad
CU	prueba de consolidación
C_v	coeficiente de consolidación
D_{10}	diámetro tal que el 10 % de las partículas es menor que él
D_{30}	diámetro tal que el 30 % de las partículas es menor que él
D_{60}	diámetro tal que el 60 % de las partículas es menor que él
D_f	profundidad de apoyo de la cimentación
e	relación de vacíos
EP	estación piezométrica
F	contenido de finos
f	adherencia lateral pilote – suelo
FN	fricción negativa
FP	fricción positiva
F_R	factor de resistencia

FS	factor de seguridad
F(Tv)	función de Terzaghi
G	contenido de grava
Gw	grado de saturación
IP	índice de plasticidad
$i - 1$	nivel anterior al i
k_v	módulo de reacción vertical
k_o	coeficiente de empuje de tierras en estado de reposo
k_ϕ	factor de resistencia por fricción en el fuste de un pilote
L	longitud de la cimentación
LL	límite líquido
LP	límite plástico
MC	muestra cúbica
M_e	módulo de respuesta elástico
M_{ep}	módulo de deformación unitaria elasto – plástico
m_v	coeficiente de compresibilidad volumétrica unitario
N	número de golpes en la prueba de penetración estándar
NAS	nivel del agua superficial
N_c, N_q, N_γ	factor de capacidad de carga
P_{oz}	presión total inicial a la profundidad z
$P - 1$	piezómetro 1
PCA	pozo a cielo abierto
p_H	presión hidrostática a la profundidad z
PPH	peso propio de la herramienta
p_v	presión vertical total al nivel de apoyo de la cimentación
q	sobrecarga
Q	carga aplicada al pilote en su cabeza
Q_p	capacidad de carga neta última por punta
q_u	resistencia en compresión no confinada

q_a	capacidad de carga neta admisible del suelo
r_o	radio efectivo del pilote
SCE	sondeo de cono eléctrico
SPE	sondeo de penetración estándar
SS	sondeo selectivo
SUCS	Sistema Unificado de Clasificación de Suelos
Ss	densidad de sólidos
TO	tubo de observación
TSP	tubo Shelby hincado a presión
TSR	tubo Shelby hincado a presión y a rotación
Txr	prueba triaxial de resistencia
T_v	factor tiempo
u_{oz}	presión hidrodinámica actual a la profundidad z
u'_{oz}	presión hidrodinámica abatida
z	profundidad
$\alpha_1, \alpha_1', \alpha_2$	factor de forma
β	factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular
γ	peso volumétrico natural
δ	deformación del suelo
δ_e	expansión elástica acumulada en la superficie del suelo
Δz	espesor del estrato compresible
$\Delta \delta$	asentamiento diferencial entre dos puntos
$\Delta \sigma$	incremento de esfuerzo
$\Delta \sigma_{\text{cajón}}$	incremento de esfuerzo que el cajón transmite al subsuelo
$\Delta \sigma_d$	incremento de esfuerzos al nivel de apoyo del pilote

$\Delta\sigma_{exc}$	alivio de esfuerzos producido por la excavación
$\Delta\sigma_{FN}$	alivio de esfuerzos producido por la fricción negativa
$\Delta\sigma_{FP}$	incremento de esfuerzos producido por la fricción positiva
$\Delta\sigma_{pilotes}$	incremento de esfuerzo que toman los pilotes
ϕ	ángulo de fricción interna
ν_c	factor de confinamiento
ρ_e	factor de descarga
σ_1	esfuerzo principal mayor
σ_3	esfuerzo principal menor
σ_b	esfuerzo crítico
σ_c	esfuerzo de confinamiento
ε	deformación unitaria
σ_d	esfuerzo desviador
σ_{ho}	esfuerzo horizontal en estado de reposo
σ_i	esfuerzo efectivo menos el alivio de esfuerzos debidos a fricción negativa al nivel i, esfuerzo efectivo después del bombeo y de la excavación
σ_{oi}	esfuerzo efectivo inicial al nivel i
σ_m	esfuerzo medio
σ_{od}	esfuerzo efectivo inicial al nivel de apoyo de la cimentación
σ_{oz}	esfuerzo efectivo inicial a la profundidad z
σ'_{oz}	esfuerzo efectivo después del abatimiento de niveles piezométricos
$\sum Q F_c$	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga
ω	contenido de agua

ξ factor adimensional que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular.

INTRODUCCIÓN

Se presentan los resultados del estudio de Mecánica de Suelos con el diseño geotécnico de la cimentación del edificio que la empresa TALLER DE ARQUITECTURA MAURICIO ROCHA S A DE C V construirá en el predio ubicado en la avenida México 113 en la colonia Condesa de la Delegación Cuauhtémoc, en esta ciudad.

Para estudiar el comportamiento que tendrá la cimentación del edificio, se solicitó al suscrito la ejecución del estudio de Mecánica de Suelos correspondiente. En este informe se presentan los resultados de los trabajos de campo, de los ensayos de laboratorio y de los análisis de gabinete efectuados para tal fin.

Descripción del sitio

El predio se localiza al poniente de la zona centro de la Ciudad de México entre las calles Iztaccihuatl y Chilpancingo frente al parque México de la colonia Condesa en la Delegación Cuauhtémoc.

La localización de la zona de la Ciudad de México en la que se encuentra el predio se consigna en la figura 1 del apartado Figuras y su ubicación particular se presenta en la figura 2 del mismo apartado y en la fotografía 1 del Reporte fotográfico.

El predio es rectangular con una superficie de casi 560 m². La superficie del predio es prácticamente plana y horizontal y su uso actual es como estacionamiento por lo que no existen construcciones importantes en él. En la figura 3 se consigna el levantamiento topográfico del predio.

Sus colindancias son: hacia el norte con la avenida México quedando su fachada frente al parque México, al sur con una estructura de tres niveles, al oriente con un edificio de siete niveles, y al poniente con una estructura de tres niveles y un patio, ninguna de éstas estructuras presentan daños aparentes.

Se presenta un reporte fotográfico con varias vistas del predio y sus colindancias.

Descripción del proyecto

El proyecto contempla la construcción de un edificio de departamentos que estará constituido por dos cuerpos ligados por pasillos, tendrá seis niveles y un semisótano para estacionamiento. Su estructura se resolverá mediante trabes y columnas de concreto con un sistema de losas aligeradas

El semisótano ocupará toda el área del predio. Su nivel arquitectónico de piso terminado estará a 1.5 m de profundidad respecto al nivel de banqueta.

En las figuras 4 y 5 se presentan las plantas de todos los niveles, y en la figura 6 se consignan los cortes arquitectónicos.

Objetivos

Son los siguientes

- conocer la estratigrafía del subsuelo, así como sus características índice y propiedades mecánicas e hidráulicas más importantes
- proponer el tipo de cimentación más adecuado para la estructura
- calcular la capacidad de carga neta admisible del suelo
- calcular los asentamientos inmediatos y a largo plazo que ocurrirán
- dar las recomendaciones de excavación y de construcción que procedan.

Alcance

Para cumplir con los objetivos indicados se efectuaron: un sondeo de cono eléctrico obteniendo el registro de la resistencia a la penetración por punta del cono, un sondeo de penetración estándar y un sondeo selectivo llevados a una profundidad máxima de 35.0 m respecto a su brocal.

Adicionalmente se excavaron cuatro pozos a cielo abierto llevados a 3.0 m de profundidad máxima respecto al nivel del brocal de cada pozo, y se instaló una estación piezométrica formada por un tubo de observación del nivel del agua superficial y cinco piezómetros abiertos. En el Capítulo 1 se describen brevemente los trabajos de campo.

El Capítulo 2 contiene la descripción de los ensayos de laboratorio que se hicieron para conocer las características índices y las propiedades mecánicas de los principales depósitos del subsuelo, y en el Capítulo 3 se consigna la descripción de cada uno de los depósitos encontrados.

El Capítulo 4 contiene las soluciones de cimentación propuesta, así como sus respectivos resultados de análisis de capacidad de carga y asentamientos. También contiene el módulo de reacción correspondiente, los esfuerzos horizontales que actuarán contra los muros enterrados y la clasificación sísmica del lugar.

El procedimiento de excavación y construcción de la cimentación se presenta en el Capítulo 5, y las conclusiones se encuentran seguidas a este capítulo.

Los apartados siguientes a las conclusiones contienen las referencias, las tablas, las figuras y el reporte fotográfico que se mencionan en el cuerpo del informe.

Finalmente en el último apartado se presentan los anexos donde se describen los procedimientos de exploración y muestreo usados, y los ensayos de laboratorio efectuados con las muestras del subsuelo.

1 REGISTRO DE CAMPO

1.1 *Inspección de la zona*

Se realizaron recorridos por la zona para identificar los principales problemas geotécnicos y de comportamiento de las estructuras vecinas. La mayoría de las construcciones son estructuras y edificios de cuatro a ocho niveles aunque en Insurgentes los hay más altos. La mayoría de ellos tiene desplomes notables. Este problema puede considerarse como típico de la zona por el hundimiento regional que está ocurriendo en los depósitos arcillosos del subsuelo, que además se refleja causando el emergimiento de las estructuras que se encuentran resueltas con una cimentación con pilas o pilotes de punta apoyadas en los depósitos profundos del subsuelo.

El hundimiento regional está producido por la extracción de agua de los depósitos permeables del subsuelo, que induce la consolidación de los estratos arcillosos que son de muy alta deformabilidad, causando el hundimiento gradual de la superficie del suelo. Su magnitud es proporcional al espesor de los estratos compresibles, por lo que en la zona este fenómeno es de importancia.

1.2 *Exploración del subsuelo*

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

- Un sondeo con cono eléctrico (SCE – 1) llevado a 29.6 m de profundidad máxima respecto a su brocal, registrando la resistencia del suelo a cada 10 cm de profundidad. En los depósitos densos se utilizó el equipo de penetración estándar y el avance con broca tricónica o drag.
- Un sondeo de penetración estándar (SPE – 1) llevado a 35.0 m de profundidad máxima. Con ellos se obtuvo el número de golpes necesario para avanzar 60 cm en el subsuelo, así como muestras representativas en forma continua. En los depósitos muy duros o cementados donde el número de golpes fue superior a 50 se avanzó utilizando una broca tricónica o drag.
- Un sondeo de muestreo inalterado selectivo (SS – 1) llevado a 30.6 m de profundidad. Con él se obtuvieron muestras inalteradas con tubos tipo Shelby de los principales depósitos arcillosos del subsuelo.
- Cuatro pozos a cielo abierto (PCA – 1 a PCA – 4) excavados a 3.0 m de profundidad como máximo. En ellos se labraron muestras inalteradas cúbicas de los principales depósitos superficiales, así como muestras alteradas representativas.

En la figura 7 se consigna su localización y en las figuras 8 a 12 se presenta su perfil estratigráfico, indicando el tipo de muestreo realizado y la descripción de los materiales encontrados.

En la tabla 1 del apartado Tablas se presentan las principales características de los sondeos descritos. En el reporte fotográfico se pueden observar varias vistas de su ejecución, y en los anexos se describe con detalle la forma como se efectuaron.

1.3 Estación piezométrica

Para conocer la distribución de la presión actual del agua con la profundidad, se instalaron cinco piezómetros a diferentes profundidades. Cada uno está formado por un bulbo permeable tipo Casagrande de un metro de longitud. También se instaló un tubo de observación del nivel del agua superficial.

Con esta instrumentación se comprobó que el nivel del agua en el subsuelo se encuentra a 2.43 m de profundidad en el sitio donde se instaló la estación piezométrica EP – 1. La distribución de los piezómetros con la profundidad y la variación de sus niveles con el tiempo se presentan en la figura 13.

2 PRUEBAS DE LABORATORIO

2.1 *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 y de cada pozo 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 8 a 12.

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 las referencias.

2.2 *Pruebas mecánicas*

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

Los ensayos de laboratorio se realizaron en las mejores muestras inalteradas representativas de los estratos investigados.

2.2.1 *Resistencia al esfuerzo cortante*

Para conocer la variación con la profundidad de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los estratos arcillosos, se realizaron 9 pruebas de compresión simple ensayadas hasta la falla.

En las pruebas de compresión simple el esfuerzo máximo alcanzado es representativo de la consistencia natural del material ensayado.

Adicionalmente se efectuaron 10 pruebas triaxiales en los principales depósitos del suelo usando las muestras obtenidas con el sondeo selectivo SS – 1, y 6 pruebas más

usando las muestras obtenidas de los pozos a cielo abierto. Las pruebas se efectuaron con tres o cuatro probetas cada una ensayadas a diferentes confinamientos. Todas las pruebas fueron del tipo consolidada – no drenada.

2.2.2 *Deformabilidad*

Para investigar los parámetros que definen el comportamiento esfuerzo – deformación – tiempo de los depósitos arcillosos del subsuelo, se efectuaron 9 ensayos de consolidación unidimensional en muestras inalteradas seleccionadas.

Estas pruebas se programaron y realizaron conforme se indica en la referencia 2.

Adicionalmente a los parámetros de consolidación m_v , C_v , β y ξ esta prueba permite conocer la resistencia del suelo en una condición de confinamiento lateral absoluto, denominado esfuerzo crítico σ_b .

En la tabla 2 se presenta un resumen con las principales características índice y propiedades mecánicas investigadas en las muestras obtenidas del subsuelo.

3 CARACTERISTICAS ESTRATIGRAFICAS

3.1 Perfil estratigráfico

Utilizando los resultados de campo y laboratorio se elaboró la columna estratigráfica del subsuelo en el sondeo y en cada pozo, según se consigna en las figuras 8 a 12. Utilizando esta información y el sondeo SPE – 1 se hará la descripción estratigráfica que sigue

SPE – 1

Elevación + 99.54 m

DEPOSITO	PROFUNDIDAD (m)	DESCRIPCION
I	De 0.0 a 0.1	Losa de concreto.
II	De 0.1 a 1.30	Relleno constituido por arena color café y gris, semicompacta a compacta, con limo, grava y desperdicios de material para la construcción. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 10 y 48.
III	De 1.30 a 3.10	Limo color negro, de alta plasticidad y baja a muy baja densidad, con poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 2 y 6.
IV	De 3.10 a 3.60	Arena color café y gris, muy suelta, con arcilla de alta plasticidad. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 3.
V	De 3.60 a 6.20	Arcilla color gris oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre cero y 2.
VI	De 6.20 a 6.30	Ceniza volcánica.
VII	De 6.30 a 7.40	Arcilla color café rojo, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre cero y 2.
VIII	De 7.40 a 7.60	Ceniza volcánica.

IX	De 7.60 a 8.80	Arcilla color café oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre cero y 2.
X	De 8.80 a 9.10	Ceniza volcánica.
XI	De 9.10 a 10.70	Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre cero y 1.
XII	De 10.70 a 11.50	Arena color negro, muy suelta, con arcilla. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 1 y 2.
XIII	De 11.50 a 12.70	Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar fué nulo.
XIV	De 12.70 a 14.70	Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 2.
XV	De 14.70 a 15.10	Limo color gris, de alta plasticidad y mediana densidad, con poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 15.
XVI	De 15.10 a 15.60	Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 1.
XVII	De 15.60 a 16.50	Limo color gris claro, de alta plasticidad y baja densidad, con poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 10.
XVIII	De 16.50 a 18.70	Arcilla color gris oscuro y café gris, de alta plasticidad y consistencia blanda a muy blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 1 y 3.
XIX	De 18.70 a 19.90	Limo color gris, de baja plasticidad y baja a mediana densidad, con arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 7 y 27.
XX	De 19.90 a 20.40	Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia

muy blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar fue nulo.

XXI	De 20.40 a 21.50	Limo color gris, de alta plasticidad y baja a mediana densidad, con arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 9 y 18.
XXII	De 21.50 a 22.60	Arcilla color gris, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 2.
XXIII	De 22.60 a 23.70	Arena color negro, semicompacta, con arcilla. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 18 y 22.
XXIV	De 23.70 a 25.30	Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media a muy rígida, con arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 11 y 25.
XXV	De 25.30 a 26.50	Arena color gris, semicompacta, con arcilla. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 20 y 21.
XXVI	De 26.50 a 27.10	Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 6.
XXVII	De 27.10 a 27.70	Limo color gris claro, de alta plasticidad y alta densidad, con muy poca arena (vidrio volcánico). El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 43.
XXVIII	De 27.70 a 29.40	Arcilla color café oscuro y gris verde, de alta plasticidad y consistencia blanda a media, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre cero y 5.
XXIX	De 29.40 a 30.10	Vidrio volcánico.
XXX	De 30.10 a 30.90	Arcilla color café claro, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar resultó de 2.
XXXI	De 30.90 a 31.30	Arena color negro, muy compacta, con poca arcilla y grava. El número de golpes obtenido en la prueba de

penetración estándar resultó superior a 50.

XXXII	De 31.30 a 32.50	Arena color café, semicompacta a compacta, con arcilla y poca grava. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 29 y 45.
XXXIII	De 32.50 a 35.00	Arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia dura a muy dura, con arena. El número de golpes obtenido en la prueba de penetración estándar varió entre 38 y más de 50.

La elevación del brocal del sondeo se tomó respecto al banco de nivel ubicado en el poste de luz localizado en la avenida México frente a la colindancia oriente del predio con cota arbitraria + 100.00 m.

El nivel del agua superficial (NAS) se encontró a 2.43 m de profundidad respecto al nivel del brocal del sondeo SPE – 1.

La interpretación estratigráfica descrita es fundamental para el diagnóstico del comportamiento de las estructuras en proyecto. Dicho comportamiento estará determinado por el espesor, deformabilidad y resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos arcillosos de origen lacustre que constituyen el subsuelo, como se describe en el Capítulo 4 de este informe.

De la descripción estratigráfica anterior se pueden extraer las siguientes conclusiones

- a La estratigrafía del sitio es típica de la zona del lago, que se caracteriza por sus gruesos depósitos de arcilla de alta deformabilidad y baja resistencia al esfuerzo cortante.
- b En todo el predio existe una losa de concreto de espesor variable apoyada sobre un relleno de mala calidad que llega a una profundidad máxima de 1.30 m.
- c Posteriormente se encontraron los depósitos superficiales rígidos que llegan hasta una profundidad de 3.6 m, y que están formados por mezclas de limo color negro, de alta plasticidad y baja a muy baja densidad, con arena color café y gris, muy suelta.
- d A continuación se encontró la Formación Arcillosa Superior con los típicos depósitos de arena y ceniza volcánica, que operan como depósitos drenantes.
- e La primera capa dura se encontró entre 22.60 y 26.50 m de profundidad, formada por dos depósitos de arena semicompacta atravesados por un depósito de arcilla de consistencia media a muy rígida entre 23.7 y 25.3 m de profundidad.

- f Posteriormente se encontró la Formación Arcillosa Inferior que llega hasta una profundidad 30.90 m.
- g Los depósitos profundos se encontraron a partir de 30.90 m de profundidad.

3.2 *Propiedades mecánicas*

Para conocer el comportamiento mecánico de los depósitos arcillosos se investigaron los siguientes parámetros mediante pruebas de laboratorio

- resistencia al esfuerzo cortante
- deformabilidad.

3.2.1 *Resistencia al esfuerzo cortante*

En el perfil del sondeo SS – 1 que se presenta en la figura 8 se consigna la variación con la profundidad de los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante obtenidos de las pruebas de compresión simple y de compresión triaxial.

A partir de estos resultados se obtuvo que el depósito de limo que forma parte de la costra superficial es de baja densidad: su cohesión varía entre 1.21 y 2.95 t/m² y su ángulo de fricción interna resultó de 45 grados.

Los estratos de arcilla que constituyen la formación arcillosa superior se pueden dividir en dos grupos de depósitos:

El más superficial que va de 3.6 a 14.7 m de profundidad en los que las arcillas son de consistencia muy blanda a media: su cohesión varía entre 0.96 y 6.11 t/m² y su ángulo de fricción interna lo hace entre 22 y 33 grados.

El segundo grupo de depósitos va de 16.5 a 22.6 m de profundidad, en estos las arcillas son de consistencia media a rígida: su cohesión varía entre 6.45 y 12.53 t/m² y su ángulo de fricción interna lo hace entre 8 y 12 grados.

Esta diferencia es provocada por el abatimiento de los niveles piezométricos que en este sitio ya ha alcanzado a los depósitos más profundos de la serie arcillosa superior provocando su endurecimiento por desecación.

Adicionalmente se efectuó una prueba de compresión triaxial en una muestra obtenida del depósito de arcilla rígida que forma parte de la capa dura sus resultados fueron una cohesión de 1.49 t/m² y un ángulo de fricción de 13 grados, estos valores son bajos para este tipo de material, lo cual indica que esta no es una prueba confiable.

Finalmente, las arcillas de la serie arcillosa inferior resultaron de consistencia rígida a

muy rígida su cohesión varía entre 8.16 y 18.42 t/m² y su ángulo de fricción interna lo hace entre 7 y 17 grados.

En el anexo se presentan las curvas esfuerzo – deformación unitaria de cada probeta así como sus principales características índice.

3.2.2 Deformabilidad

Los parámetros de deformabilidad m_v , C_v , β y ξ de los materiales del subsuelo se obtuvieron a partir de las pruebas de consolidación realizadas en muestras inalteradas, según se indica en la referencia 3.

Los resultados obtenidos se presentan mediante la variación de cada uno de ellos contra el esfuerzo medio aplicado; también se presenta su curva de compresibilidad correspondiente. En los anexos.

En la figura 14 se comparan las curvas de compresibilidad de los materiales del subsuelo para identificar los depósitos más deformables. De acuerdo con ella los principales depósitos deformables se pueden clasificar en tres grupos, que son

Grupo A

Son las curvas que representan a los depósitos más deformables y se ubican en la parte superior de la gráfica. Son las curvas de compresibilidad CU_3 y CU_6 que tienen una relación de vacíos que varía entre 5 y 7.

Grupo B

Son las curvas que representan a depósitos de alta deformabilidad del subsuelo y se ubican en la parte media de la gráfica. Corresponden con las curvas de compresibilidad CU_4 , CU_5 y CU_9 que tienen una relación de vacíos que oscila entre 3 y 5.

Grupo C

Son las curvas que representan a depósitos de menos deformabilidad del subsuelo y se ubican en la parte inferior de la gráfica. Corresponden con las curvas de compresibilidad CU_1 , CU_2 , CU_7 y CU_8 que tienen una relación de vacíos que oscila entre 1 y 3.

De estos resultados podemos concluir que los depósitos más deformables son los que constituyen la serie arcillosa superior y los menos deformables son aquellos que forman la costra superficial y la serie arcillosa inferior.

3.3 Condiciones hidráulicas

Como ya se indicó, en la figura 13 se presenta la variación de los niveles piezométricos contra el tiempo obtenidos de las mediciones hechas en ellos.

A partir de esta información en la figura 15 se presenta el perfil de la presión del agua en el subsuelo. Con ella se calculó el perfil de esfuerzos efectivos empleando la expresión 1 (Ref 2)

$$\sigma_{oz} = p_{oz} - u_{oz} \quad (1)$$

en donde

- σ_{oz} esfuerzo efectivo inicial a la profundidad z, en t/m^2
- p_{oz} presión total inicial a la profundidad z obtenida a partir del peso volumétrico del material, en t/m^2
- u_{oz} presión hidrodinámica actual a la profundidad z obtenida a partir de las lecturas registradas de los niveles piezométricos, en t/m^2 .

De la figura 15 se observa que los niveles piezométricos comienzan a mostrar abatimientos después de 11.5 m de profundidad. A partir de esta, la presión de poro presenta un decremento importante lo cual lo comprobamos con las lecturas tomadas en el piezómetro instalado a 19.5 m de profundidad, donde los niveles se encuentran totalmente abatidos.

Lo anterior indica que para la zona donde se localiza el predio en estudio, los abatimientos piezométricos han afectado de manera importante los depósitos más profundos de la serie arcillosa inferior.

En la figura 15 también se presenta la variación con la profundidad de los esfuerzos críticos obtenidos de las pruebas de consolidación unidimensional. En ella se puede observar que los depósitos que se encuentran cercanos a depósitos drenantes importantes presentan un grado de pre consolidación grande, en particular, en los suelos cercanos a la costra superficial.

En los depósitos más profundos el esfuerzo crítico tiende a acercarse al efectivo, este es otra consecuencia del abatimiento de los niveles piezométricos ya que al abatirse totalmente la presión de poro, de acuerdo a la expresión 1 el esfuerzo efectivo es el mismo que el total lo cual implica un incremento en el esfuerzo efectivo.

4 ESTUDIO GEOTECNICO

4.1 Solución de cimentación

Para el diseño geotécnico de la cimentación se tomaron las cargas de la figura 16. Esta información fue proporcionada por el Ingeniero Estructurista responsable de la obra.

Las cargas se presentan en forma lineal a lo largo de los muros del edificio y de los cubos de escaleras y elevador.

En los análisis consideramos que los dos cuerpos que forman la estructura estarán ligados, de modo que la cimentación transmitirá al subsuelo la carga total repartida en toda su superficie.

En estas condiciones se obtuvo que el esfuerzo resultante es de 6 t/m^2 aceptando que no hay excentricidades o que se anulan con lastres.

Adicionalmente consideramos el peso de la cimentación en función de su profundidad de apoyo. Estos valores deberá revisarlos el Ingeniero Estructurista.

La magnitud de los esfuerzos correspondientes se presentan en la tabla 3.

En primer instancia se revisó la posibilidad de resolver la cimentación del edificio mediante una losa de concreto reforzado con contratraves invertidas, apoyadas a 1.8 m de profundidad (NPT a 1.5 m, más la losa de 0.25 m y un firme de 0.05 m) aprovechando el medio sótano programado por el proyecto arquitectónico.

En esta condición los asentamientos a 30 años resultaron intolerables, por lo que se analizó una solución de cimentación mediante un cajón parcialmente compensado apoyado a 4.8 m de profundidad (NPT a 4.5 m).

Para hacer esta excavación se requiere instalar un sistema de bombeo hasta 9 m de profundidad, cuya operación permanente durante toda la obra modifica el diagrama de los esfuerzos efectivos como se indica en la figura 17.

Este bombeo reduce de manera considerable las expansiones durante la obra y los asentamientos del edificio, sin embargo aun así, los asentamientos obtenidos resultaron mayores que 20 cm, valor que es superior al límite fijado por el RCDF que es de 15 cm.

Por lo anterior se aumentó el nivel de apoyo a 5.5 m de profundidad y también el abatimiento piezométrico a 11.5 m. La distribución de esfuerzos para esta condición se presenta en la figura 18.

En este caso los asentamientos calculados resultaron menores que los permisibles, lo cual es bueno, ya que además permite alojar el semisótano, un segundo sótano para estacionamiento y la cimentación, sin embargo su procedimiento constructivo requerirá de una excavación que será necesario hacer con cuidado.

Para tener una segunda opción se estudió un cajón parcialmente compensado apoyado a 3.5 m de profundidad con pilotes de fricción de 40 por 40 cm de sección transversal recta apoyados a 24.5 m de profundidad. **Con esta alternativa no se dispone** del segundo sótano.

En esta solución una parte de la carga la toma el cajón produciendo asentamientos por compresión principalmente en los depósitos más próximos a su nivel de apoyo. El resto de la carga la toman los pilotes trabajando en conjunto, transmitiendo los esfuerzos a los depósitos profundos cercanos a su punta y a su vez provocando asentamientos en ellos.

Se planteó una solución inicial con 32 pilotes de fricción distribuidos en el área que ocupará la planta del edificio, posteriormente se optimizó su distribución llegando a 18 pilotes dispuestos a 7 m centro a centro en el lado corto del edificio y a cada 7.4 m centro a centro en su lado largo, como se consigna en la figura 19.

Como se indicó, su punta estará apoyada a 24.5 m de profundidad, dejando debajo de ellos poco más de 5 m de suelos deformables que absorberán el hundimiento regional y se evitará el emergimiento aparente de la estructura.

En esta solución deberán implementar un sistema de bombeo a 6.3 m de profundidad.

Resumiendo lo anterior, las dos soluciones más viables son

- a cajón parcialmente compensado apoyado a 5.5 m con un sistema de bombeo a 11.5 m
- b cajón parcialmente compensado apoyado a 3.5 m de profundidad con 18 pilotes de fricción de 40 por 40 cm de sección transversal recta apoyados a 24.5 m y con un sistema de bombeo a 6.3 m.

En ambas soluciones será necesario construir una tabla – estaca perimetral que llegará a 8 m de profundidad en la primer solución, y a 6.5 m en la segunda. En ambos casos su espesor será de 20 a 25 cm.

También se comprobó que el resultado de los análisis efectuados para las dos soluciones que se consideraron satisfactorias, cumpliera con las Normas que exige el Reglamento para Construcciones en el Distrito Federal (RCDF).

A continuación se desarrollarán estas dos soluciones y en las figuras 20 y 21 se presentan dos modelos suelo estructura con las dos soluciones mencionadas respectivamente.

4.2 Capacidad de carga

4.2.1 Cajón apoyado a 5.5 m

La capacidad de carga del suelo está determinada por los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos superficiales, los cuales se consignan en el perfil del sondeo selectivo SS – 1 que se presenta en la figura 8. Para calcularla se usó la expresión 2 (Ref 2)

$$q_a = \frac{1}{FS} \{ \alpha_1 c N_c + \alpha_1' \sigma_{od} N_q + \alpha_2 \gamma B N_\gamma \} \quad (2)$$

en donde

q_a	capacidad de carga neta admisible, 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, en t/m^3
B	semi ancho de la losa, en m.

Sustituyendo los parámetros correspondientes en la expresión 2 y empleando un factor de seguridad de 3 para una falla local, se obtuvo la capacidad de carga neta admisible de $25 t/m^2$ en condiciones estáticas.

Para la combinación más desfavorable de cargas permanentes y accidentales el esfuerzo anterior podrá incrementarse hasta en un 25 %.

Adicionalmente se revisó la capacidad de carga del suelo de acuerdo con el RCDF usando la expresión 3 (Ref 4)

$$\frac{\sum Q F_c}{A} = c N_c F_R + p_v \quad (3)$$

en donde

$\sum Q F_c$	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga, en tn
A	área de la cimentación, en m ²
c	parámetro de cohesión del material, en t/m ²
N _c	factor de capacidad de carga, adimensional
F _R	factor de resistencia, adimensional
p _v	presión vertical total al nivel de apoyo de la cimentación, en t/m ² .

El valor del factor de carga se obtiene con la expresión 4 (Ref 4)

$$N_c = 5.14 \left(1 + 0.25 \frac{D_f}{B} + 0.25 \frac{B}{L} \right) \quad (4)$$

en donde

D _f	profundidad de apoyo de la cimentación, en m
B	ancho de la cimentación, en m
L	longitud de la cimentación, en m.

Sustituyendo el valor de los parámetros que intervienen en las expresiones 3 y 4, y empleando un factor de resistencia de 0.35 para condiciones estáticas, se obtuvo una capacidad de carga neta admisible de 7.5 t/m². Este valor es mucho mayor (aún con el factor de resistencia que exige el RCDF) que el esfuerzo que transmite la estructura al subsuelo (incluyendo su cimentación).

4.2.2 Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción

La capacidad de carga de los pilotes está determinada por los parámetros de resistencia al esfuerzo cortante de los depósitos del subsuelo responsables de la fricción negativa y de la fricción positiva que se producirán.

Se revisó la estabilidad de los pilotes tomando en cuenta su trabajo como grupo, utilizando la expresión 5 (Ref 2)

$$Q + FN = Q_p + FP \quad (5)$$

en donde

Q carga aplicada al pilote en su cabeza, en t

FN fricción negativa, en t

Qp capacidad de carga por punta, en t

FP fricción positiva, en t.

La capacidad de carga por punta se calculó con la expresión 6 (Ref 2)

$$Q_p = 1.2 \cdot \{ c \cdot N_c + (\sigma_{od} + \Delta\sigma_d) \cdot (N_q - 1) \} \cdot a_p \quad (6)$$

en donde

Qp capacidad de carga neta última por punta, en t

c parámetro de cohesión, en t/m²

N_c , N_q factor de capacidad de carga, adimensional

σ_{od} esfuerzo efectivo al nivel de apoyo del pilote, en t/m²

Δσ_d incremento de esfuerzos al nivel de apoyo del pilote, en t/m²

a_p área de la punta del pilote, en m².

En la expresión 6 no se considera ningún factor de seguridad ya que el procedimiento de cálculo plantea el equilibrio de las fuerzas actuantes con las fuerzas resistentes.

Los valores de fricción negativa y fricción positiva se determinaron mediante iteraciones hasta satisfacer la ecuación 5 y definir la profundidad del eje neutro de acuerdo con la referencia 2.

Para el cálculo de la fricción negativa se usaron las expresiones 7 a 15 (Ref 2)

$$\downarrow FN_i = (\sigma_{oi} - \sigma_i) a_i \quad (7)$$

$$\downarrow \sigma_i = A_i \sigma_{oi} - B_i \sigma_{i-1} - C_i FN_{i-1} \quad (8)$$

$$A_i = \frac{a_i}{a_i + m_i \Delta z_i} \quad (9)$$

$$B_i = \frac{m_i \Delta z_i}{a_i + m_i \Delta z_i} \quad (10)$$

$$C_i = \frac{1}{a_i + m_i \Delta z_i} \quad (11)$$

$$m_i = \pi r_o k_{\phi_i} \quad (12)$$

$$r_o = 1.1 r \quad (13)$$

$$k_{\phi_i} = \frac{\tan \phi}{N_{\phi}} \quad (14)$$

$$N_{\phi} = \frac{1 + \sin^2 \phi}{1 - \sin^2 \phi} \quad (15)$$

en donde

- σ_i esfuerzo efectivo menos el alivio de esfuerzos debidos a fricción negativa al nivel i, en tn/m^2
- σ_{oi} esfuerzo efectivo inicial al nivel i, en tn/m^2
- a área de influencia, en m^2
- $i - 1$ nivel anterior al i, adimensional
- r_o radio efectivo del pilote, en m
- k_{ϕ} factor de resistencia por fricción en el fuste de un pilote, adimensional.

Para el cálculo de la fricción positiva se usaron las expresiones 12 a 15 y 16 a 20 (Ref 2)

$$\downarrow FP_i = (\sigma_i - \overline{\sigma_{oi}}) a_i \quad (16)$$

$$\downarrow \sigma_i = \overline{A}_i \overline{\sigma_{oi}} + \overline{B}_i \sigma_{i-1} + \overline{C}_i FP_{i-1} \quad (17)$$

$$\overline{A}_i = \frac{a_i}{a_i - m_i \Delta z_i} \quad (18)$$

$$\bar{B}_i = \frac{m_i \Delta z_i}{a_i - m_i \Delta z_i} \quad (19)$$

$$\bar{C}_i = \frac{1}{a_i - m_i \Delta z_i} \quad (20)$$

en donde

σ_i esfuerzo efectivo menos el alivio de esfuerzos debidos a fricción negativa al nivel i, en tn/m^2

σ_{oi} esfuerzo efectivo más el incremento de esfuerzos debidos a fricción positiva al nivel i, en tn/m^2 .

Inicialmente se consideraron 32 pilotes de 40 por 40 cm apoyados a 24.5 m de profundidad.

En estas condiciones se considera que el cajón transmite al subsuelo un esfuerzo de 1 t/m^2 , y el resto de la carga la toman los pilotes.

La distribución de esfuerzos en el subsuelo causada por los pilotes trabajando en esta condición se consigna en la figura 22. En ella también se presenta la carga en los pilotes en función de su profundidad.

A partir de estos resultados se calcularon los asentamientos que ocurrirán a 30 años, obteniendo un máximo al centro del edificio de 6.71 cm (que es pequeño), por lo que concluimos que la distribución de los pilotes y su número puede optimizarse.

Se repitieron los análisis aumentando la carga del cajón a 1.5 t/m^2 y disminuyendo el número de pilotes a 18 separados a cada 7 m centro a centro en el lado corto del edificio y a 7.4 m centro a centro en el lado largo. Su punta se mantiene a 24.5 m.

De este análisis se obtuvo que los pilotes trabajarán parcialmente por fricción negativa reduciendo los esfuerzos que actualmente tiene el suelo hasta 17.75 m de profundidad, a partir de la cual trabajarán por fricción positiva, aumentándolos.

La distribución de esfuerzos en el subsuelo y la variación de la carga en los pilotes respecto a su profundidad se consignan en la figura 23.

En estas condiciones la capacidad de carga neta admisible de los pilotes en condiciones estáticas resultó de 47 t. Para la combinación más desfavorable de cargas permanentes y accidentales este valor puede aumentarse hasta 100 t.

Con esta distribución se obtuvieron asentamientos mayores respecto al cálculo anterior, pero dentro de los límites permitidos, por lo que representa una solución más eficiente.

También se verificó la capacidad de carga de esta solución de cimentación según el RCDF. Éste pide que se revisen tanto la capacidad de carga del cajón parcialmente compensado como la fricción a lo largo del fuste del pilote y lo largo de todo el conjunto de pilotes.

La capacidad de carga del cajón se calculó con las expresiones 3 y 4 (Ref 2).

Sustituyendo los valores correspondientes en ellas y empleando un factor de resistencia de 0.35 para condiciones estáticas, se obtuvo una capacidad de carga neta admisible de 6.6 t/m^2 . Este valor es mucho mayor (aún con el factor de resistencia que exige el RCDF) que el esfuerzo que transmite la estructura al subsuelo (incluyendo su cimentación).

Para el cálculo de la capacidad de carga por fricción en los pilotes de acuerdo con el RCDF se usaron las expresiones 21 y 22 (Ref 4)

$$\sum Q F_c \quad (21)$$

$$R = C_f = A_l \cdot f \cdot F_R \quad (22)$$

en donde

$\sum Q F_c$	suma de las acciones verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada en el nivel de desplante, afectada por su respectivo factor de carga, en tn
A_l	área lateral del pilote, en m^2
f	adherencia lateral pilote – suelo (parámetro de cohesión del material), en t/m^2
F_R	factor de resistencia, adimensional.

Sustituyendo los valores correspondientes en las expresiones 21 y 22 se llegó a una capacidad de carga de 95 tn para un pilote y de 6150 tn para la envolvente del conjunto de pilotes. Estos valores son mayores que las cargas de trabajo correspondientes.

4.3 Expansiones elásticas

4.3.1 Cajón apoyado a 5.5 m

Las expansiones son causadas por el alivio de esfuerzos ocasionado al excavar y retirar el peso del suelo que se encontraba en el sitio donde se colocará el cajón.

En este caso se disminuyen al instalar el sistema de bombeo, que se propone hasta 11.5 m de profundidad. En estas condiciones el alivio de esfuerzo debido a la excavación será como se consigna en la figura 18.

Para calcular las expansiones se utilizó la expresión 23 (Ref 2)

$$\delta_e = \sum \rho_e v_c M_e \Delta\sigma_{exc} \Delta z \quad (23)$$

en donde

δ_e	expansión elástica acumulada en la superficie del suelo, en cm
ρ_e	factor de descarga parcial del estrato considerado, adimensional
v_c	factor de confinamiento que corrige a M_e , adimensional
M_e	módulo de respuesta elástica del estrato considerado, en cm^2/kg
$\Delta\sigma_{exc}$	alivio de esfuerzos producido por la excavación a la profundidad media del estrato considerado, en kg/cm^2
Δz	espesor del estrato considerado, en cm.

Sustituyendo los valores correspondientes en la expresión 23 se obtuvo que la expansión máxima al centro del predio tendrá una magnitud de 3.1 cm. Reducir las expansiones durante la excavación implica también reducir su recompresión y los asentamientos de la estructura.

4.3.2 Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción

En el procedimiento constructivo de este tipo de cimentaciones se acostumbra hincar los pilotes antes de efectuar las excavaciones. Con ello se logra que las expansiones se reduzcan de manera significativa hasta ser despreciables, lo cual implica que su recompresión también sea despreciable.

4.4 Asentamientos

4.4.1 Cajón apoyado a 5.5 m

Los asentamientos que ocurrirán están formados por la recompresión de las expansiones elásticas y la compresión debida al incremento de esfuerzo que el edificio transmite a la masa del suelo. Estas deformaciones ocurren en función del tiempo debido a las propiedades mecánicas de los depósitos arcillosos. Los hundimientos se calcularon con la expresión 24 (Ref 2)

$$\delta = \sum \rho_c m_v \Delta \sigma_{exc} \Delta z \left\{ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \right\} + \sum m_v \Delta \sigma \Delta z \left\{ F(T_v) + \beta \log(1 + \xi T_v) \right\} \quad (24)$$

en donde

δ	deformación acumulada, en cm
ρ_c	factor de recompresión parcial del estrato considerado, adimensional
m_v	módulo de deformación volumétrica del estrato en estudio, en cm^2/kg
$\Delta \sigma_{exc}$	alivio de esfuerzos producido por la excavación a la profundidad media del estrato considerado, en kg/cm^2
$\Delta \sigma$	incremento de esfuerzos netos producidos por la estructura a la profundidad media del estrato considerado, en kg/cm^2
Δz	espesor del estrato en estudio, en cm
$F(T_v)$	función de Terzaghi, adimensional
β	factor que mide la magnitud relativa del fenómeno viscoso intergranular, adimensional
ξ	factor que modifica el valor de T_v en el fenómeno viscoso intergranular, adimensional
T_v	factor tiempo, adimensional.

Los asentamientos se calcularon para un plazo de 30 años resultando de 10.4 cm al centro del edificio.

En la tabla 4 se presentan los resultados de los análisis de asentamientos para otras profundidades de apoyo del cajón o con la losa.

4.4.2 Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción

Para efectuar el diseño de esta cimentación primero se calcularon los asentamientos debidos únicamente al cajón parcialmente compensado.

Como se dijo, debido al procedimiento constructivo las expansiones y sus recompresiones son despreciables.

Por lo tanto los asentamientos que ocurrirán serán los debidos a la compresión neta provocada por los esfuerzos que transmita la losa de fondo del cajón.

En estas condiciones se calcularon los asentamientos que ocurrirán usando la expresión 24, tomando en cuenta la compensación del peso del suelo retirado por la excavación.

En la tabla 5 se presentan los asentamientos calculados al centro del cajón, considerando diferentes combinaciones de esfuerzos repartidos entre el cajón y los pilotes.

De estos resultados se analizó la condición de que el cajón tome 1 t/m^2 y los pilotes el resto, obteniendo una distribución de 32 pilotes separados a 4.7 m centro a centro en lado corto del edificio y 5.3 m centro a centro en lado largo del mismo.

Distribuyendo el esfuerzo correspondiente se obtuvo que estos pilotes estarán trabajando con 35 tn en su cabeza.

Para el arreglo de 32 pilotes con 35 tn en su cabeza el asentamiento calculado fue prácticamente nulo para un lapso de 30 años, por lo que el asentamiento final del edificio será el debido al esfuerzo transmitido por el cajón y que resultó de 6.7 cm de acuerdo con la tabla 5.

Como los asentamientos son pequeños y los pilotes en este arreglo casi no trabajan, se modificó su distribución usando menos pilotes.

En la nueva distribución se permitió que el cajón transmita un incremento de esfuerzos de 1.5 t/m^2 y el resto a los pilotes, llegando a una distribución de 18 pilotes separados a 7 m centro a centro en el lado corto del edificio y a 7.4 m centro a centro en el lado largo del edificio, como se consigna en la figura 19.

La carga en su cabeza resultó de 47 tn. La distribución de esfuerzos correspondiente y la variación de la carga a lo largo del pilote se presentan en la figura 23.

Se repitieron los cálculos de asentamientos con la expresión 24 llegando a valores nuevamente pequeños que sumados con los debidos al cajón dan un total de casi 11 cm al centro de la estructura.

4.5 *Módulo de reacción*

4.5.1 *Cajón apoyado a 5.5 m*

Se calculó utilizando la expresión 25 (Ref 2)

$$k_v = \frac{\Delta\sigma}{\Delta\delta} \quad (25)$$

en donde

k_v módulo de reacción vertical, en kg/cm³

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

$\Delta\delta$ asentamiento diferencial entre dos puntos, en cm.

Sustituyendo en esta expresión los valores correspondientes en la expresión 25 se obtuvo que el módulo de reacción vertical es de 0.03 kg/ cm³. Con este valor deberán diseñar las contra trabes del cajón.

4.5.2 *Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción*

Se calculó utilizando la expresión 25. Sustituyendo los valores correspondientes en ella se obtuvo que el módulo de reacción vertical es de 0.045 kg/ cm³. Con este valor deberán diseñar las contra trabes del cajón.

4.6 *Esfuerzos horizontales*

4.6.1 *Cajón apoyado a 5.5 m*

Los esfuerzos horizontales que deberán soportar los muros enterrados del cajón se calcularon con la expresión 26 (Ref 5)

$$\sigma_{ho} = \frac{1}{3} (1 + 2 k_o) (\sigma_{oz} + q) \quad (26)$$

en donde

σ_{ho} esfuerzo horizontal en estado de reposo, en t/m²/ml

k_o coeficiente de esfuerzos horizontales en estado de reposo, adimensional

σ_{oz} esfuerzo efectivo a la profundidad z , en $t/m^2/ml$

q sobrecarga, en $t/m^2/ml$.

Sustituyendo los parámetros correspondientes en la ecuación 26 se obtuvo la distribución de esfuerzos que se consigna en la figura 24.

En la figura 24 se consigna también el empuje del agua que deberán considerar adicionalmente al empuje del suelo.

4.6.2 *Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción*

Los esfuerzos horizontales que deberán soportar los muros enterrados del cajón se calcularon con la expresión 26 (Ref 4)

Sustituyendo los parámetros correspondientes en la ecuación 26 se obtuvo la distribución de esfuerzos que se consigna en la figura 25.

En la figura 25 se consigna también el empuje del agua que deberán considerar adicionalmente al empuje del suelo.

4.7 *Zonificación sísmica*

De acuerdo con el Reglamento para Construcciones en el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias (Ref 4), el predio en estudio se encuentra en la zona III a del lago de la Ciudad de México, como se consigna en la figura 26. El coeficiente sísmico correspondiente es de 0.40.

5 RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION

5.1 *Generales*

- a Previamente a cualquier trabajo de excavación y construcción deberán colocar suficientes puntos de control para vigilar los movimientos en las calles y en las colindancias. Adicionalmente deberán instalar tres bancos de nivel superficial separados por lo menos 50 m del predio en estudio, cuidando que su instalación quede igualmente separada de otros predios en construcción.
- b Todos los puntos de control serán clavos con cabeza de gota hincados en taquetes de plomo.
- c Una vez instalados todos los puntos de control y los bancos de nivel se correrá una nivelación base que es conveniente llevar ante Notario, así como el dictamen de las condiciones actuales en que se encuentra la vialidad y las construcciones vecinas.
- d Durante toda la etapa de construcción de la cimentación deberán efectuar nivelaciones semanales en todos los puntos de control.
- e Todas las nivelaciones deberán referirlas a un banco de nivel fijo para llevar su control topográfico de manera confiable. Este puede ser un banco de nivel profundo instalado a 60 m de profundidad.

5.2 *Excavaciones*

El procedimiento para efectuar las excavaciones estará determinado por la solución de cimentación que escojan, por lo que en este momento no podemos recomendar ningún procedimiento constructivo

Así mismo, una vez definida la solución de cimentación se efectuarán las revisiones correspondientes a la estabilidad de la excavación, las que incluyen. Falla por sub presión, falla de fondo y falla por rotación de la tabla – estaca.

En cualquier modo, antes de iniciar los trabajos de excavación y durante la colocación de la tabla – estaca deberán instalar un sistema de bombeo como el que se indica en las figuras 27 y 28.

5.3 Cimentaciones

5.3.1 Cajón apoyado a 5.5 m

Si deciden optar por esta solución la cimentación se apoyará a 5.5 m de profundidad a partir del nivel del piso circundante. Por ningún motivo se permitirá apoyar la losa de fondo sobre un relleno suelto o sobre arcilla remoldeada. En caso de encontrar estos materiales a la profundidad de apoyo de la cimentación deberán retirarlos y colocar un relleno adecuado.

Para construir la cimentación deberán respetar las siguientes indicaciones

- a Trazar la losa de fondo en campo.
- b La excavación se efectuará de acuerdo con lo indicado en el inciso 6.2 y deberá llegar hasta una profundidad de 5.5 m.
- c Los últimos 20 cm antes de llegar al nivel de apoyo de la cimentación se retirarán con pico y pala para no dañar el suelo de apoyo.
- d El material producto de la excavación se utilizará solamente en jardinería.
- e Una vez terminada la excavación se colocará una base de grava para concreto limpia con 15 cm de espesor y sobre ella la plantilla o firme correspondiente de 5 cm de espesor.
- f Se habilitará el acero de refuerzo y colarán la losa respetando el procedimiento de excavación.
- g Es indispensable efectuar nivelaciones periódicas al nivel de la losa de fondo del estacionamiento para conocer su configuración, y poder tomar en cuenta la forma que adopte para programar la construcción de los edificios restantes.

5.3.2 Cajón apoyado a 3.5 m con pilotes de fricción

Si deciden construir la cimentación mediante un cajón con pilotes deberán hincar en primer lugar los pilotes antes de efectuar las excavaciones.

Para fabricar, perforar e hincarlos deberán seguir las recomendaciones descritas en el anexo.

Una vez que hayan hincado todos los pilotes iniciarán las excavaciones rompiendo la parte que vaya quedando expuesta de los pilotes.

Esto lo pueden efectuar con la ayuda de martillos neumáticos teniendo cuidado de no dañar el acero de refuerzo en la profundidad cercana al nivel de apoyo del cajón ya que este lo usarán para ligar los pilotes con la losa de fondo del cajón.

La excavación la deberán llevar a 3.5 m de profundidad, una vez conseguida deberán efectuar los pasos c a g del inciso 5.3.1.

CONCLUSIONES

Con base en los resultados de los trabajos de campo, laboratorio y gabinete se llegó a las siguientes conclusiones

- a En el sitio en estudio el subsuelo está constituido por los depósitos típicos que constituyen la zona de lago de la Ciudad de México, que se caracterizan por su alta deformabilidad, gran espesor y baja resistencia al esfuerzo cortante. Adicionalmente en la zona existe el hundimiento regional de la superficie del suelo producido por bombeo.
- b Se analizaron varias soluciones de cimentación desde las más sencillas y económicas tomando en cuenta las características arquitectónicas y estructurales del proyecto, así como las condiciones estratigráficas del subsuelo, llegando finalmente a dos soluciones factibles:
 - Un cajón de cimentación parcialmente compensado apoyado a 5.5 m de profundidad respecto al nivel de piso circundante, construido con la instalación de un sistema de bombeo hasta 11.5 m de profundidad.
 - Un cajón de cimentación parcialmente compensado apoyado a 3.5 m de profundidad, con pilotes apoyados a 24.5 m de profundidad, construido con un sistema de bombeo hasta 6.3 m de profundidad.
- c La ventaja del cajón a 5.5 m es que por la profundidad de apoyo es posible alojar el semisótano de estacionamiento y un sótano más. La desventaja es principalmente que el procedimiento de excavación va a requerir un bombeo profundo y un tratamiento especial por la profundidad.
- d El cajón a 3.5 m de profundidad tiene la ventaja de la facilidad en la construcción, aunque no está exento de un sistema de bombeo en este caso a 5.3 m de profundidad y su principal desventaja es que únicamente permitiría el semisótano como estacionamiento.
- e En el Capítulo 4 se presentan los resultados de los análisis realizados para calcular la capacidad de carga del suelo, las expansiones inmediatas debidas a la excavación y los asentamientos esperados en función del tiempo. También se incluye el módulo de reacción que deberán usar para el diseño estructural de la losa de fondo y los esfuerzos horizontales para diseñar los muros enterrados del cajón.
- f El predio en estudio se encuentra en la zona del lago de la Ciudad de México. En el Capítulo 4 se presenta el coeficiente sísmico correspondiente.

- g El procedimiento de excavación se detallará una vez que se haya definido la solución de cimentación, por lo tanto solo podemos decirles que esta deberá complementarse por un sistema de bombeo como el que se presenta en el Capítulo 5.
- h Será necesario llevar el control topográfico permanente de los movimientos de las estructuras en construcción usando un banco de nivel confiable.
- i Es indispensable que durante la construcción de la cimentación de las estructuras exista una supervisión geotécnica para revisar el material de desplante, ya que la losa nunca deberá quedar apoyada sobre rellenos sueltos o arcilla remoldeada.

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** 2nd Edition Van Nostrand Reinhold Co New York 1982
- 3 Zeevaert L **Consolidation in the Intergranular Viscosity of Highly Compressible Soils** Symposium on Consolidation Behavior of Soils ASTM STP 892 Philadelphia 1986
- 4 Gobierno del Distrito Federal ***Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Cimentaciones*** México 2004
- 5 Terzaghi K and Peck R B **Soil Mechanics in Engineering Practice** John Wiley and Sons 1969.

TABLAS

- 1 Características de los sondeos y de los pozos a cielo abierto
- 2 Resumen de pruebas del sondeo selectivo SS – 1
- 3 Esfuerzos considerados para cálculos
- 4 Resultados de los análisis de asentamientos
- 5 Resultados de los análisis de asentamientos debidos al cajón para diferentes combinaciones de esfuerzos entre el cajón y los pilotes.

TABLA 1

Características de los sondeos y de los pozos a cielo abierto

SONDEO	DESCRIPCIÓN	TIPO DE MUESTREO	PROFUNDIDAD (m)	ELEVACIÓN (m)
SCE – 1	Sondeo de cono eléctrico	No se obtienen muestras	29.5	+ 99.54
SPE – 1	Sondeo de penetración estándar combinado con avance con broca drag	Alterado mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar	35.0	+ 99.54
SS – 1	Sondeo de muestreo inalterado selectivo	Inalterado con tubos de acero de 10 cm de diámetro	30.6	+ 99.54
PCA – 1	Excavación a cielo abierto con levantamiento detallado de la estratigrafía	Alterado mediante la obtención de muestras representativas e inalterado mediante el labrado de muestras cúbicas	2.5	+ 99.74
PCA – 2	Excavación a cielo abierto con levantamiento detallado de la estratigrafía	Alterado mediante la obtención de muestras representativas e inalterado mediante el labrado de muestras cúbicas	2.62	+ 99.54
PCA – 3	Excavación a cielo abierto con levantamiento detallado de la estratigrafía	Alterado mediante la obtención de muestras representativas e inalterado mediante el labrado de muestras cúbicas	3.0	+ 99.64
PCA – 4	Excavación a cielo abierto con levantamiento detallado de la estratigrafía	Alterado mediante la obtención de muestras representativas e inalterado mediante el labrado de muestras cúbicas	2.9	+ 99.47

La elevación del brocal de los sondeos y de los pozos se tomó respecto al banco de nivel ubicado en el poste de luz localizado en la avenida México frente a la colindancia oriente del predio con cota arbitraria + 100.00 m.

TABLA 2
RESUMEN DE ENSAYES DE LABORATORIO SS-1

SERIE DE DEPOSITOS DE	PROF (m)	PRUEBAS INDICE					PRUEBAS MECANICAS		
		ω	LL y LP	% F	γ	Ss	q_u	T _{sr}	Cu
Losa de concreto	0.10	•		•					
Relleno constituido por arena color café y gris, semicompacta a compacta, con limo, grava y desperdicios de material para la construcción	1.30	•							
Limo color negro, de alta plasticidad y baja a muy baja densidad, con poca arena	3.10	•	•	•	•	•	•	•	•
Arena color café y gris, muy suelta, con arcilla de alta plasticidad	3.60	•	•	•					
Arcilla color gris oscura, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena	6.20	•	•	•	•	•	•	•	•
Ceniza volcánica	6.30	•		•					
Arcilla color café rojo, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena	7.40	•	•	•	•	•	•	•	•
Ceniza volcánica	7.60	•							
Arcilla color café oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena	8.80	•	•	•					
Ceniza volcánica	9.10	•		•					
Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena	10.70	•	•	•					
Arena color negro, muy suelta, con arcilla	11.50	•							
Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena	12.70	•	•	•	•	•	•	•	•
Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena	14.70	•	•	•					
Limo color gris, de alta plasticidad y mediana densidad, con poca arena	15.10	•	•	•					
Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena	16.60	•	•	•					
Limo color gris claro, de alta plasticidad y baja densidad, con poca arena	16.50	•	•	•	•	•	•	•	•
Arcilla color gris oscuro y café gris, de alta plasticidad y consistencia blanda a muy blanda, con muy poca arena	18.70	•	•	•					
Limo color gris, de baja plasticidad y baja a mediana densidad, con arena	19.90	•							
Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena	20.40	•	•	•	•	•	•	•	•
Limo color gris, de alta plasticidad y baja a mediana densidad, con arena	21.50	•	•	•					
Arcilla color gris, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena	22.60	•	•	•					
Arena color negro, semicompacta, con arcilla	23.70	•							
Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media a muy rígida, con arena	25.30	•	•	•	•	•	•	•	•
Arena color gris, semicompacta, con arcilla	26.50	•	•	•					
Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media, con muy poca arena	27.10	•	•	•					
Limo color gris claro, de alta plasticidad y alta densidad, con muy poca arena	27.70	•	•	•	•	•	•	•	•
Arcilla color café oscuro y gris verde, de alta plasticidad y consistencia blanda a media, con muy poca arena	29.40	•	•	•					
Vidrio volcánico	30.10	•	•	•	•	•	•	•	•
Arcilla color café claro, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena	30.90	•	•	•					
Arena color negro, muy compacta, con poca arcilla y grava	31.30	•	•	•					
Arena color café, semicompacta a compacta, con arcilla y poca grava	32.50	•	•	•					
Arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia dura a muy dura, con arena	35.00	•							

Nota : La simbología se especifica al principio del informe

TABLA 3

Esfuerzos considerados en los análisis

Solución de cimentación	$\Delta\sigma_{\text{est}}$ (t/m²)	$\Delta\sigma_{\text{cimentación}}$ (t/m²)
Losa a 1.8 m de profundidad	6.0	1.0
Cajón parcialmente compensado a 4.8 m de profundidad	6.0	3.0
Cajón parcialmente compensado a 5.5 m de profundidad	6.0	3.0
Cajón parcialmente compensado a 3.5 m de profundidad con pilotes	6.0	2.5

$\Delta\sigma_{\text{est}}$ incremento de esfuerzo que la superestructura transmite al subsuelo

$\Delta\sigma_{\text{cimentación}}$ incremento de esfuerzo que la cimentación transmite al subsuelo.

TABLA 4

Resultados de los análisis de asentamientos.

Solución de cimentación	Profundidad del bombeo (m)	δ (cm)
Losa a 1.8 m de profundidad	-	32.7
Cajón parcialmente compensado a 4.8 m de profundidad	9.0	22.5
Cajón parcialmente compensado a 5.5 m de profundidad	11.5	10.4

δ asentamiento total en un plazo de 30 años.

TABLA 5

Resultados de los análisis de asentamientos debidos al cajón para diferentes combinaciones de esfuerzos entre el cajón y los pilotes.

Combinación	$\Delta\sigma_{\text{cajón}}$ (t/m²)	$\Delta\sigma_{\text{pilotes}}$ (t/m²)	δ (cm)
1	0.50	2.60	3.34
2	1.00	2.10	6.71
3	1.50	1.60	10.15
4	2.00	1.10	13.66
5	2.50	0.60	17.27
6	3.00	0.10	20.98

$\Delta\sigma_{\text{cajón}}$ incremento de esfuerzo que el cajón transmite al subsuelo

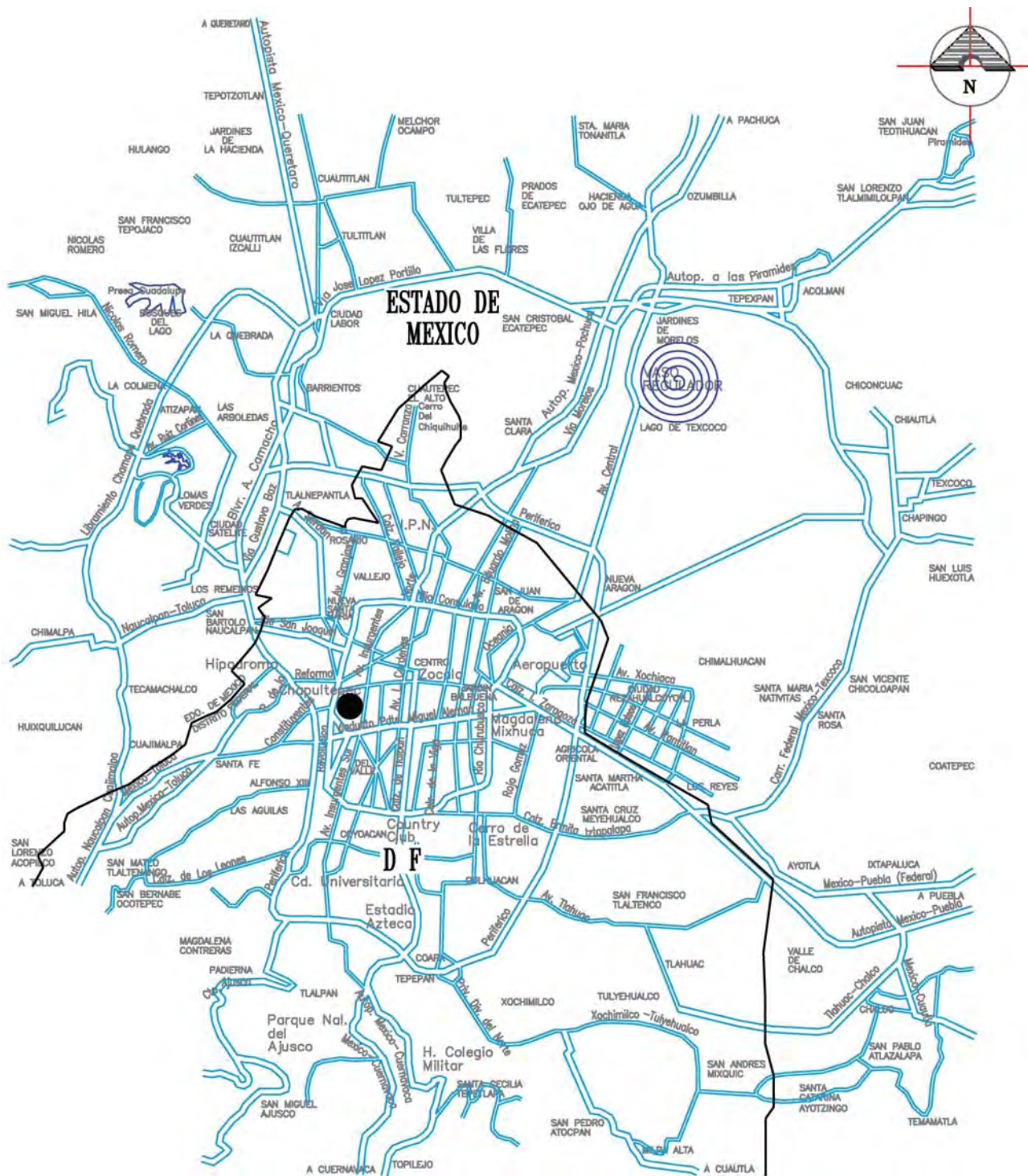
$\Delta\sigma_{\text{pilotes}}$ incremento de esfuerzo que toman los pilotes

δ asentamiento total en un plazo de 30 años.

FIGURAS

- 1 Localización de la zona
- 2 Localización del predio
- 3 Topografía
- 4 Plantas
- 5 Plantas
- 6 Cortes
- 7 Localización de los sondeos y de los pozos a cielo abierto
- 8 Perfil estratigráfico del sondeo de cono eléctrico SCE – 1, del sondeo de penetración estándar SPE – 1 y del sondeo selectivo SS – 1
- 9 Perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto PCA – 1
- 10 Perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto PCA – 2
- 11 Perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto PCA – 3
- 12 Perfil estratigráfico del pozo a cielo abierto PCA – 4
- 13 Variación de los niveles piezométricos respecto al tiempo
- 14 Resumen de las curvas de compresibilidad del sondeo selectivo SS – 1
- 15 Perfil de presiones totales, hidráulicas y esfuerzos efectivos
- 16 Cargas transmitidas a cimentación
- 17 Perfil de presiones totales, hidráulicas y esfuerzos efectivos con bombeo a 9 m
- 18 Perfil de presiones totales, hidráulicas y esfuerzos efectivos con bombeo a 11.5 m
- 19 Distribución de los pilotes
- 20 Modelo suelo estructura con un cajón a 5.5 m de profundidad

- 21 Modelo suelo estructura con un cajón a 3.5 m de profundidad y pilotes
- 22 Perfil de esfuerzos efectivos y cargas en el pilote
- 23 Perfil de esfuerzos efectivos y cargas en el pilote
- 24 Empujes horizontales sobre los muros enterrados del cajón a 5.5 m de profundidad
- 25 Empujes horizontales sobre los muros enterrados del cajón a 3.5 m de profundidad
- 26 Zonificación sísmica del Distrito Federal
- 27 Pozos de bombeo
- 28 Detalle de los pozos de bombeo.



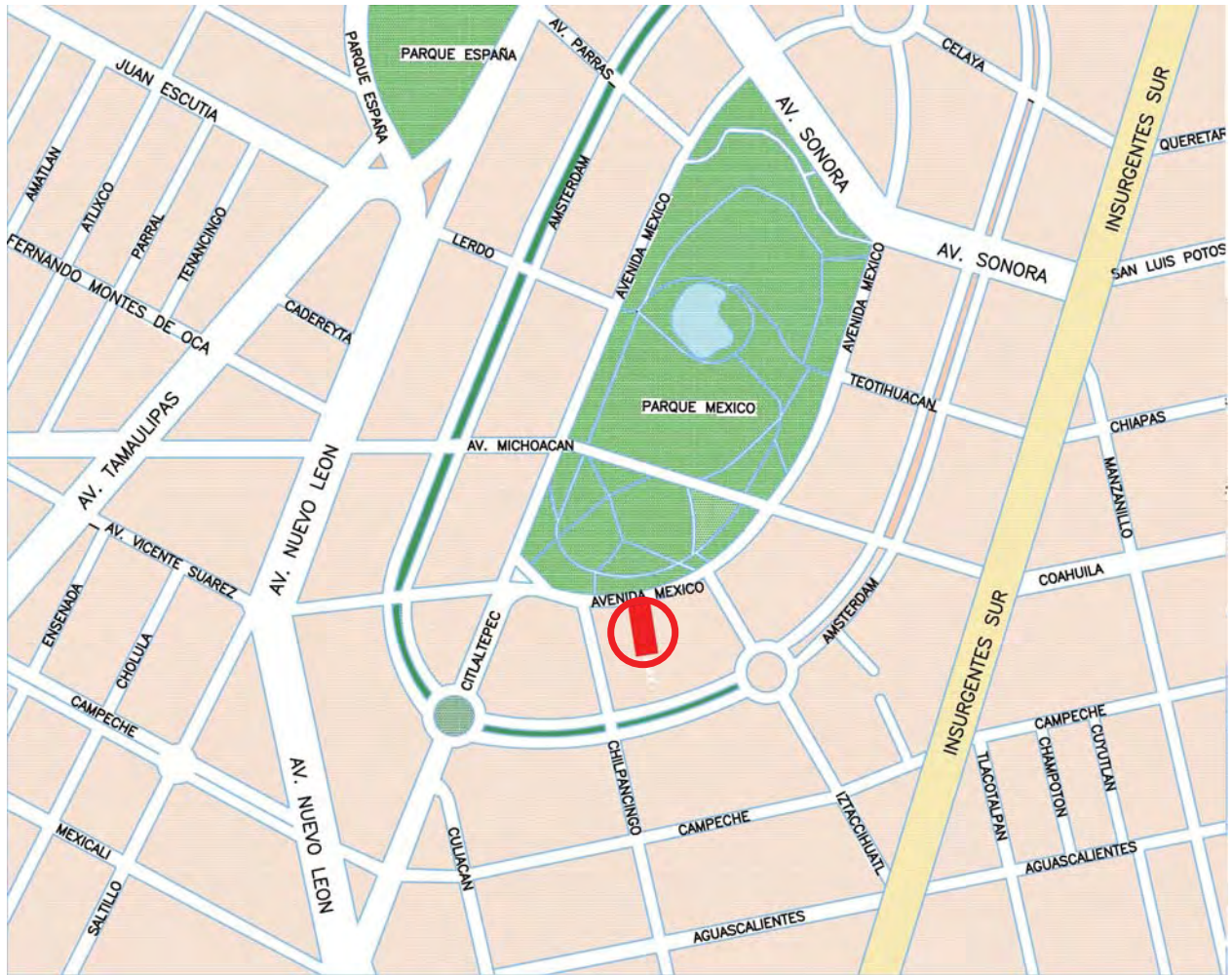
NOTAS

Croquis fuera de escala

LOCALIZACION DE LA ZONA

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 1



NOTA

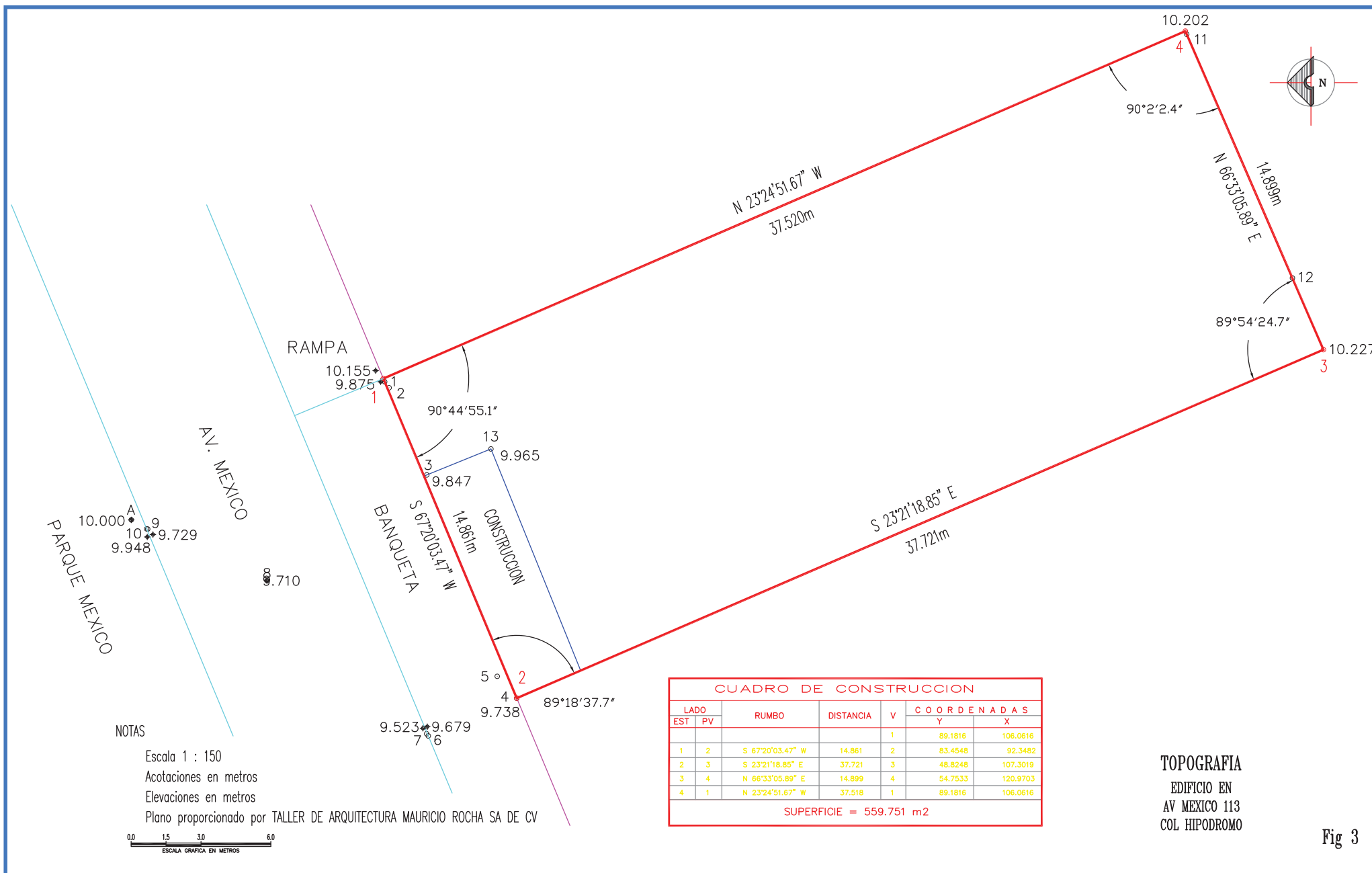


Ubicación del predio

LOCALIZACION DEL PREDIO

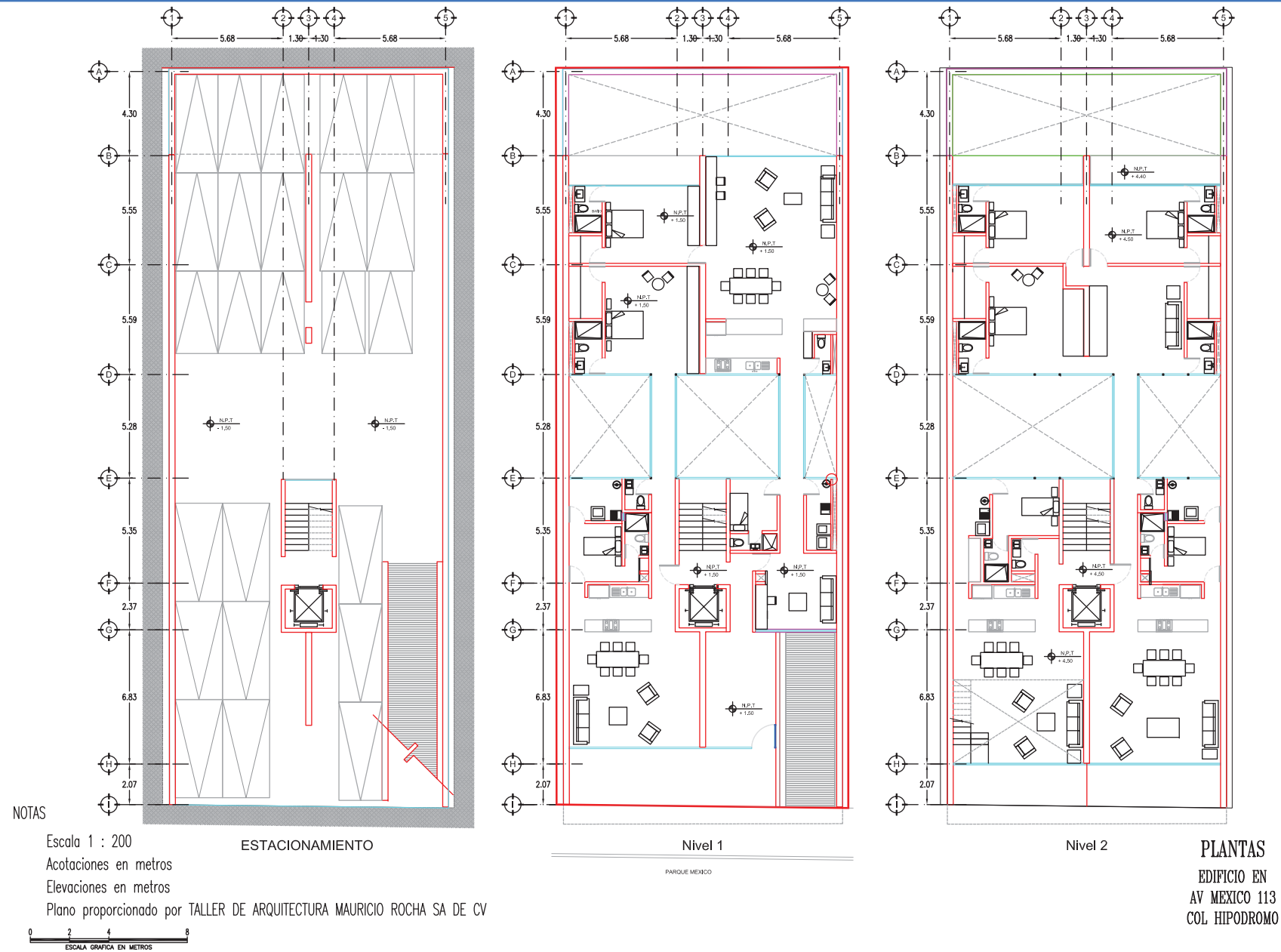
EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

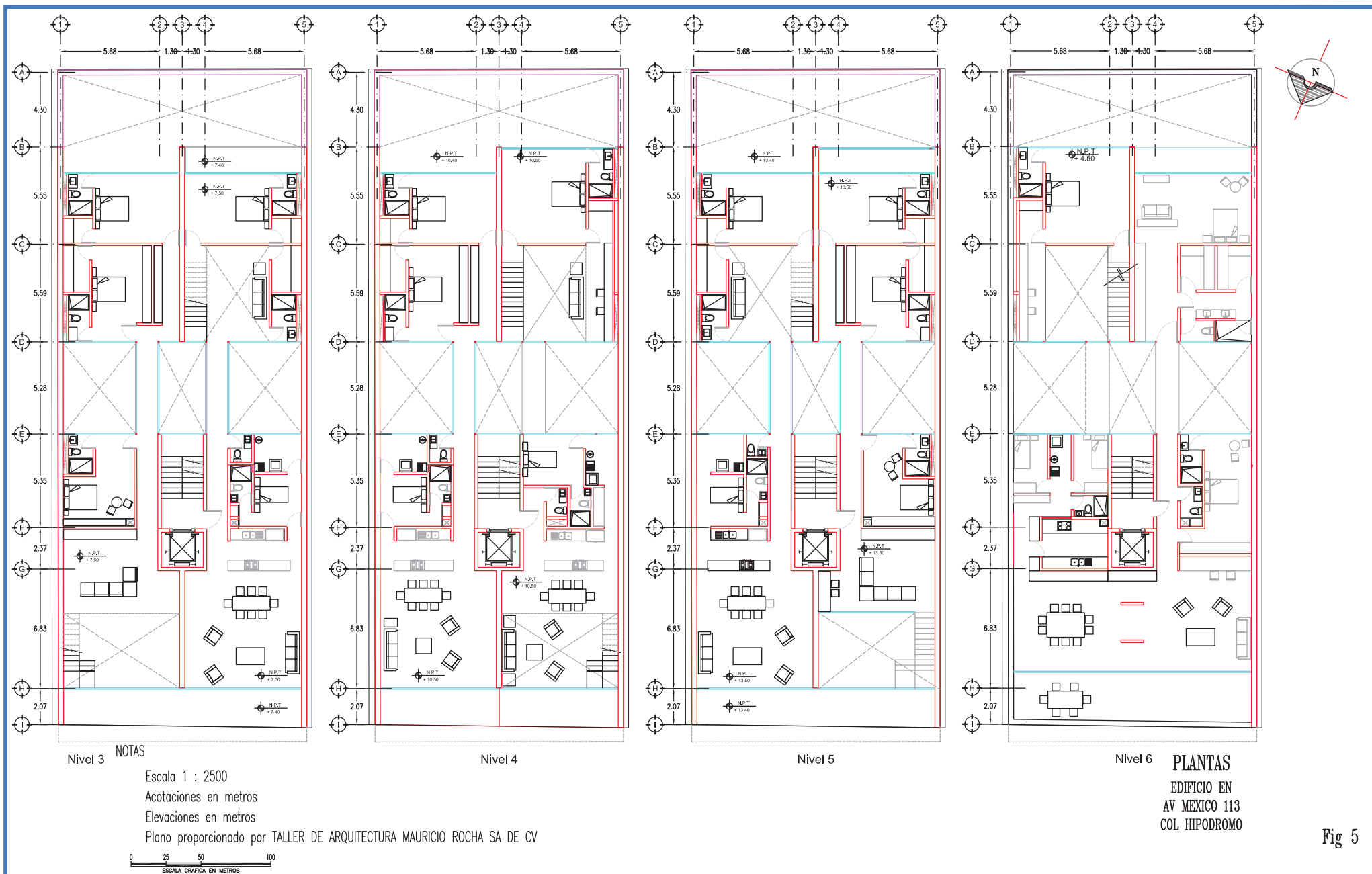
Fig 2

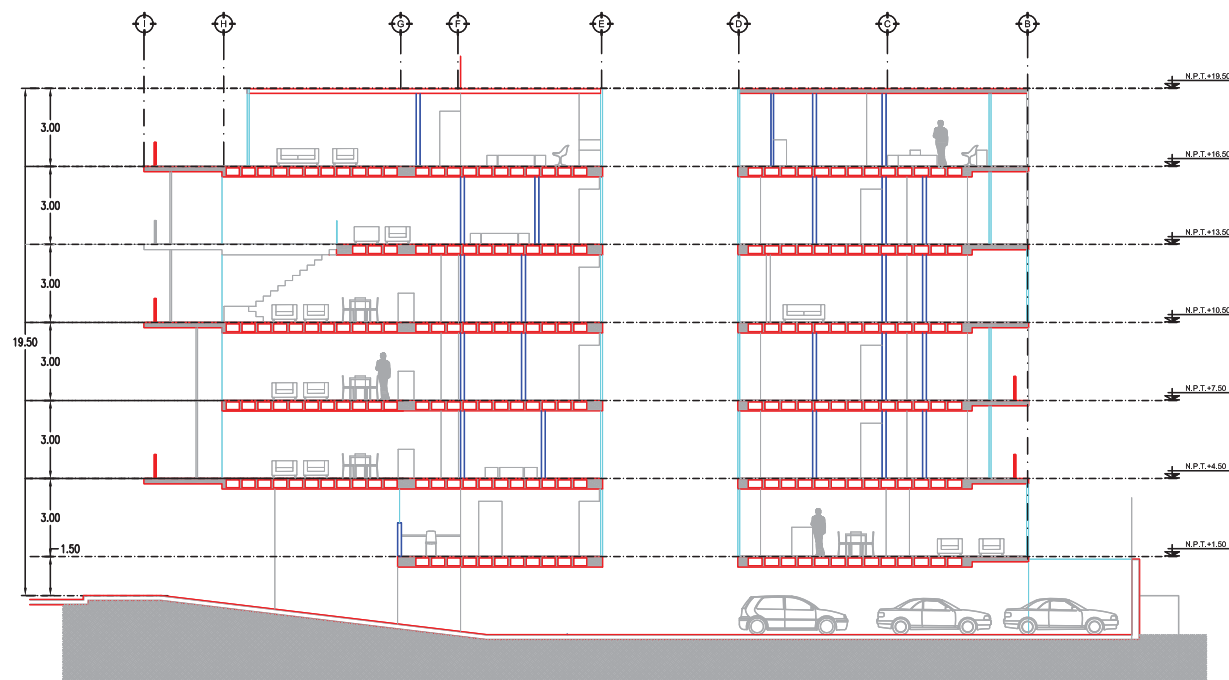


TOPOGRAFIA
EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

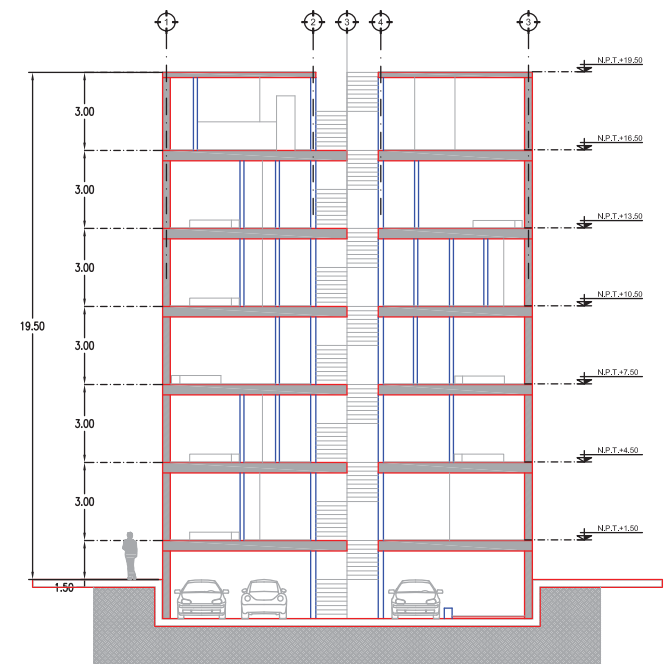
Fig 3







CORTE A-A'



CORTE B-B'

NOTAS

Escala 1 : 200

Acotaciones en metros

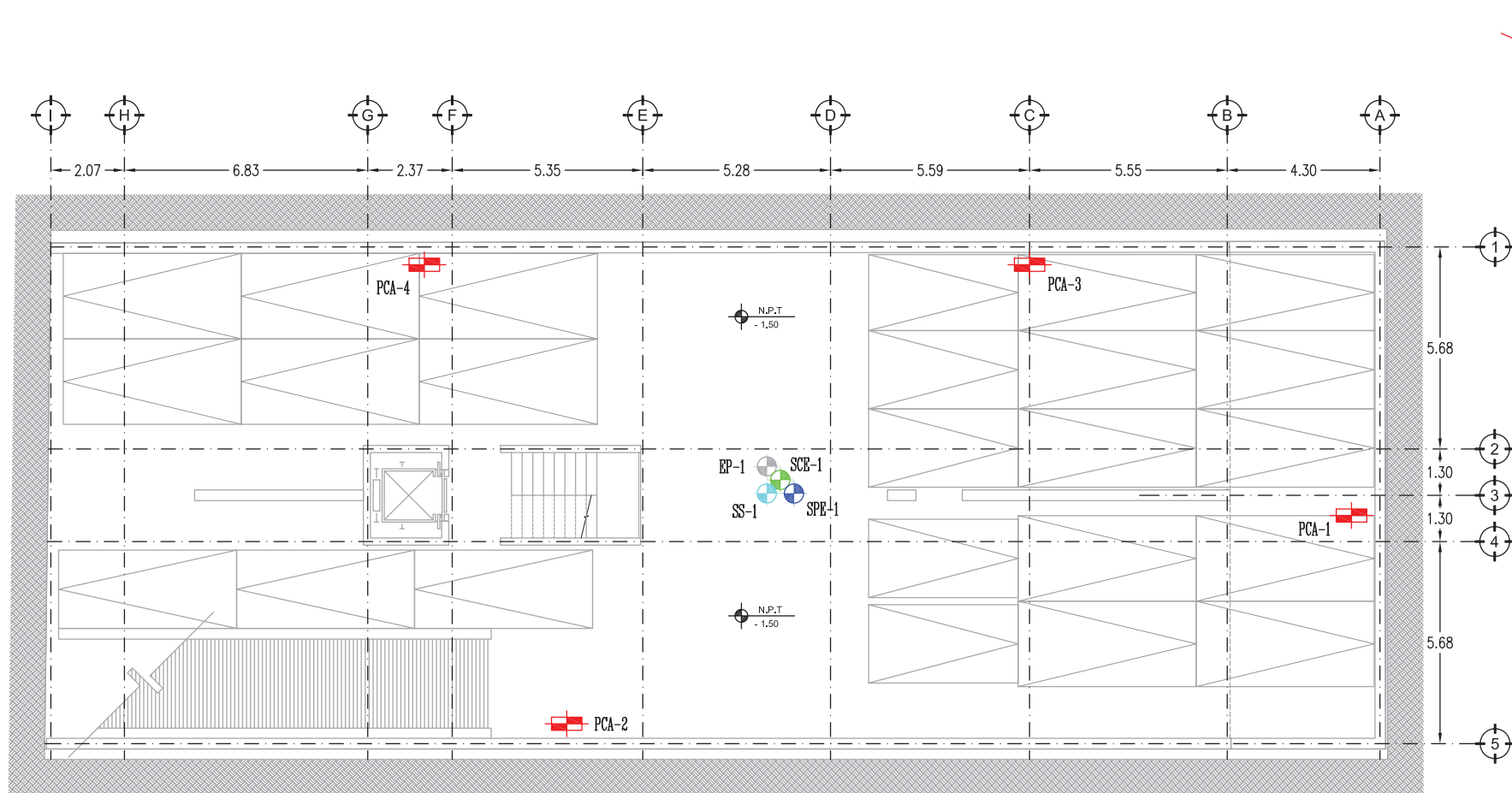
Elevaciones en metros

Plano proporcionado por TALLER DE ARQUITECTURA MAURICIO ROCHA SA DE CV



CORTES
EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 6



SIMBOLOGIA

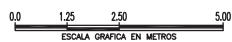
-  SCE Sondeo de cono eléctrico
-  SPE Sondeo de penetración estándar
-  SS Sondeo selectivo
-  EP Estación piezométrica
-  PCA Pozo a cielo abierto

NOTAS

Escala 1 : 125

Acotaciones en metros

Elevaciones en metros



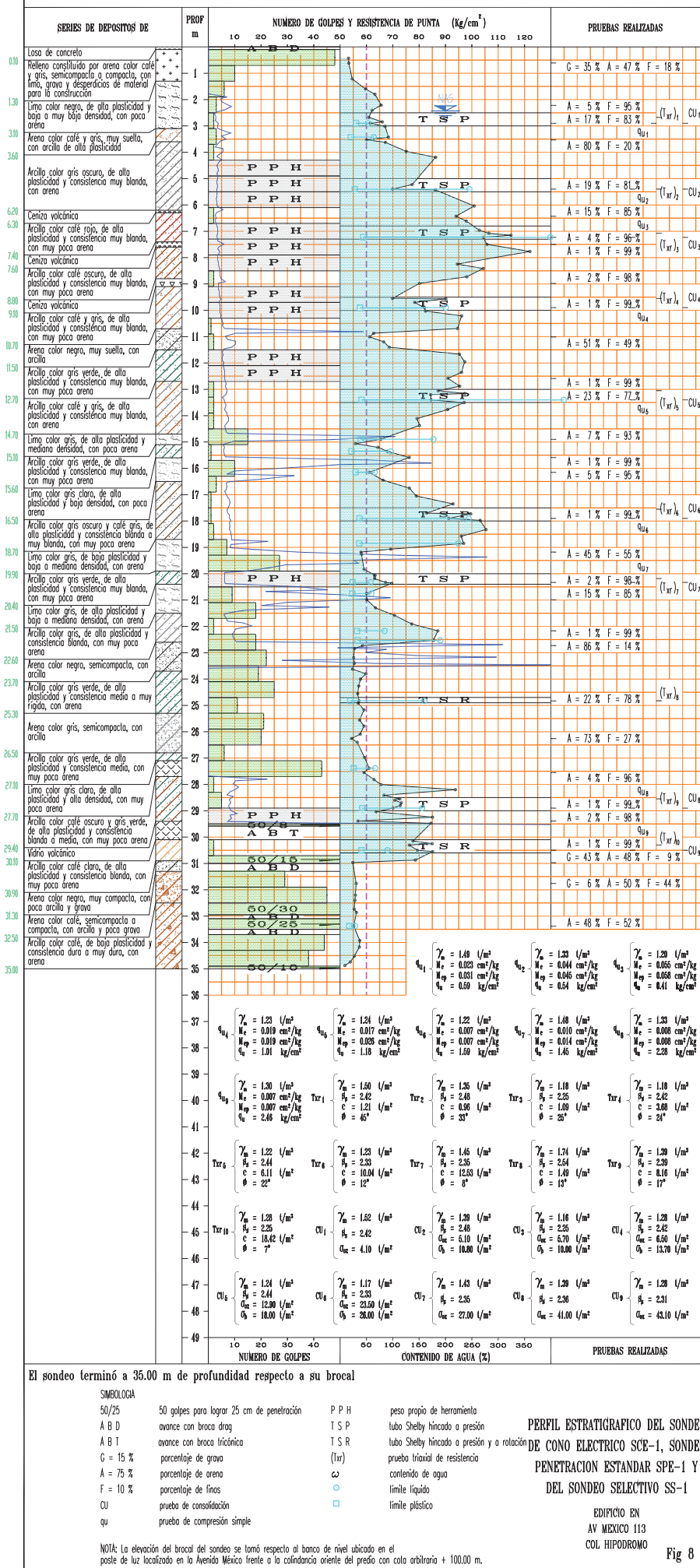
LOCALIZACION DE LOS SONDEOS Y DE LOS POZOS A CIELO ABIERTO

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 7

SONDEO SCE-1, SPE-1 Y SS-1

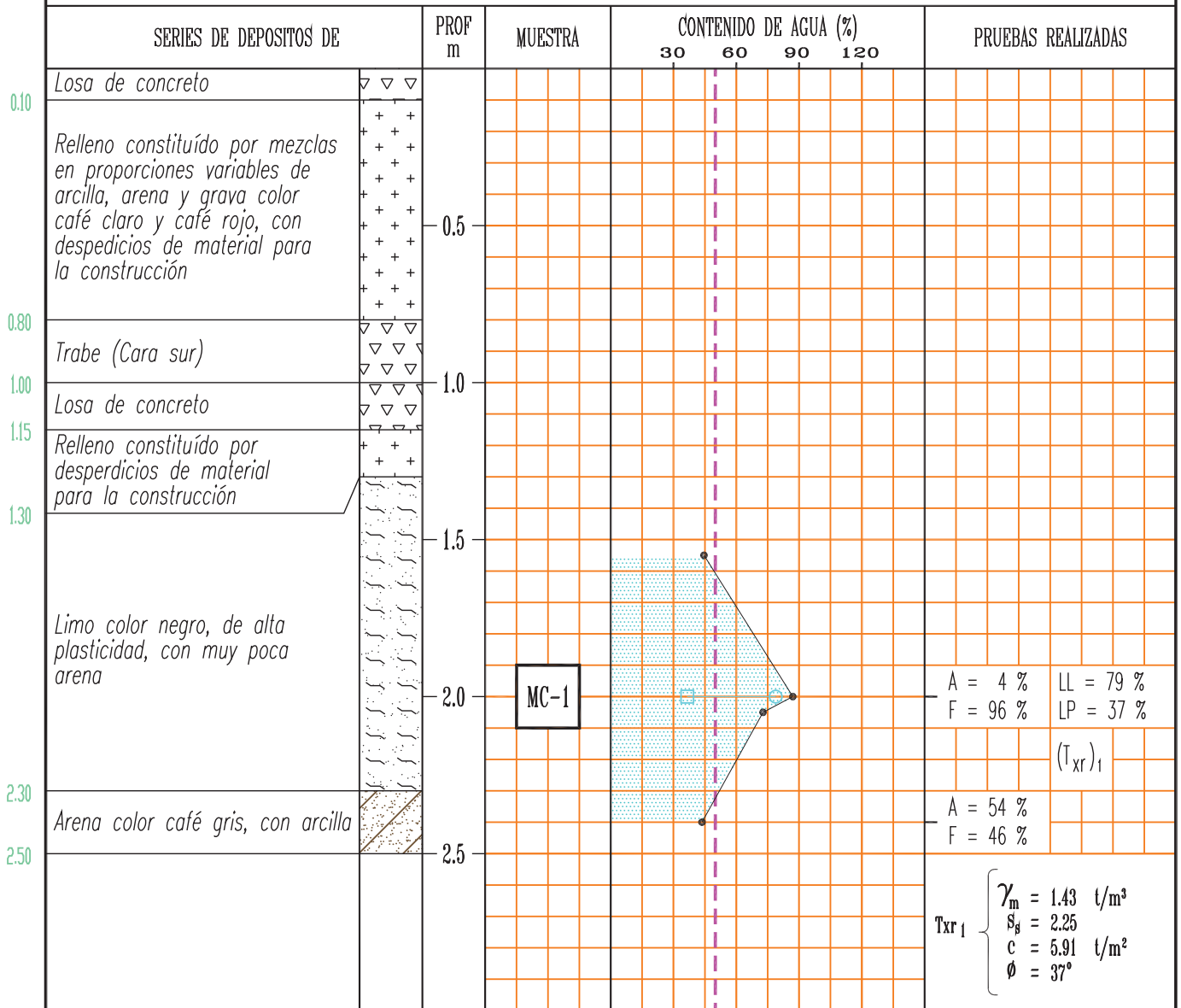
Elevación + 99.54 m



NOTA: La elevación del brocal del sondeo se tomó respecto al banco de nivel ubicado en el poste de luz localizado en la Avenida México frente a la colindancia oriente del predio con cota arbitraria + 100.00 m.

PCA-1

Elevación + 99.74 m



El pozo terminó a 2.50 m de profundidad

NOTAS

- 1 El significado de los símbolos se encuentra al principio del informe
- 2 Profundidad respecto al brocal del pozo
- 3 La elevación del brocal del pozo se tomó respecto al banco de nivel ubicado en el poste de luz localizado en la Av México frente a la colindancia oriente del predio con cota arbitraria + 100.00 m.

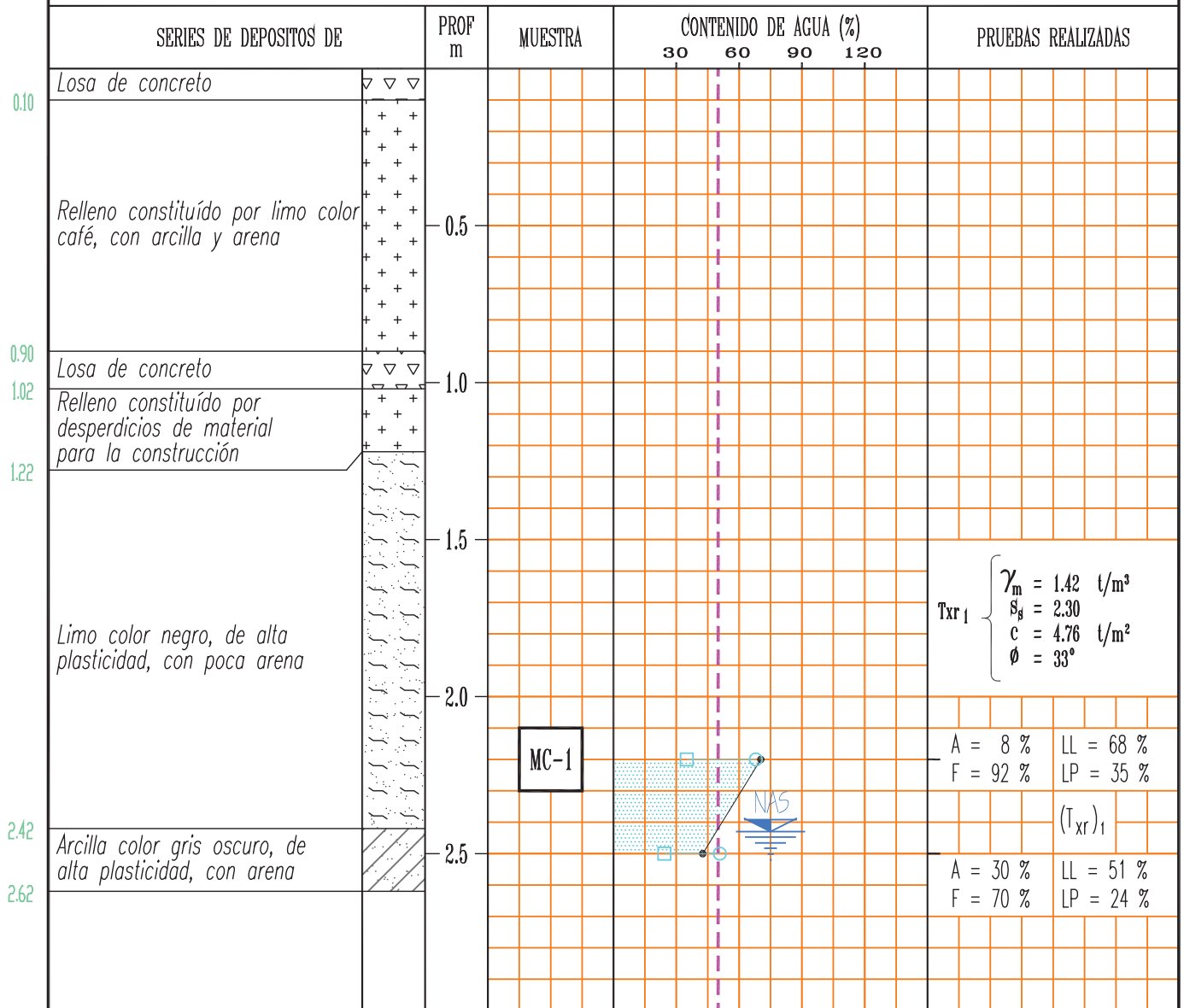
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-1

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 9

PCA-2

Elevación + 99.54 m



El pozo terminó a 2.60 m de profundidad

NOTAS

- 1 El significado de los símbolos se encuentra al principio del informe
- 2 Profundidad respecto al brocal del pozo
- 3 La elevación del brocal del pozo se tomó respecto al banco de nivel ubicado en el poste de luz localizado en la Av México frente a la colindancia oriente del predio con cota arbitraria + 100.00 m

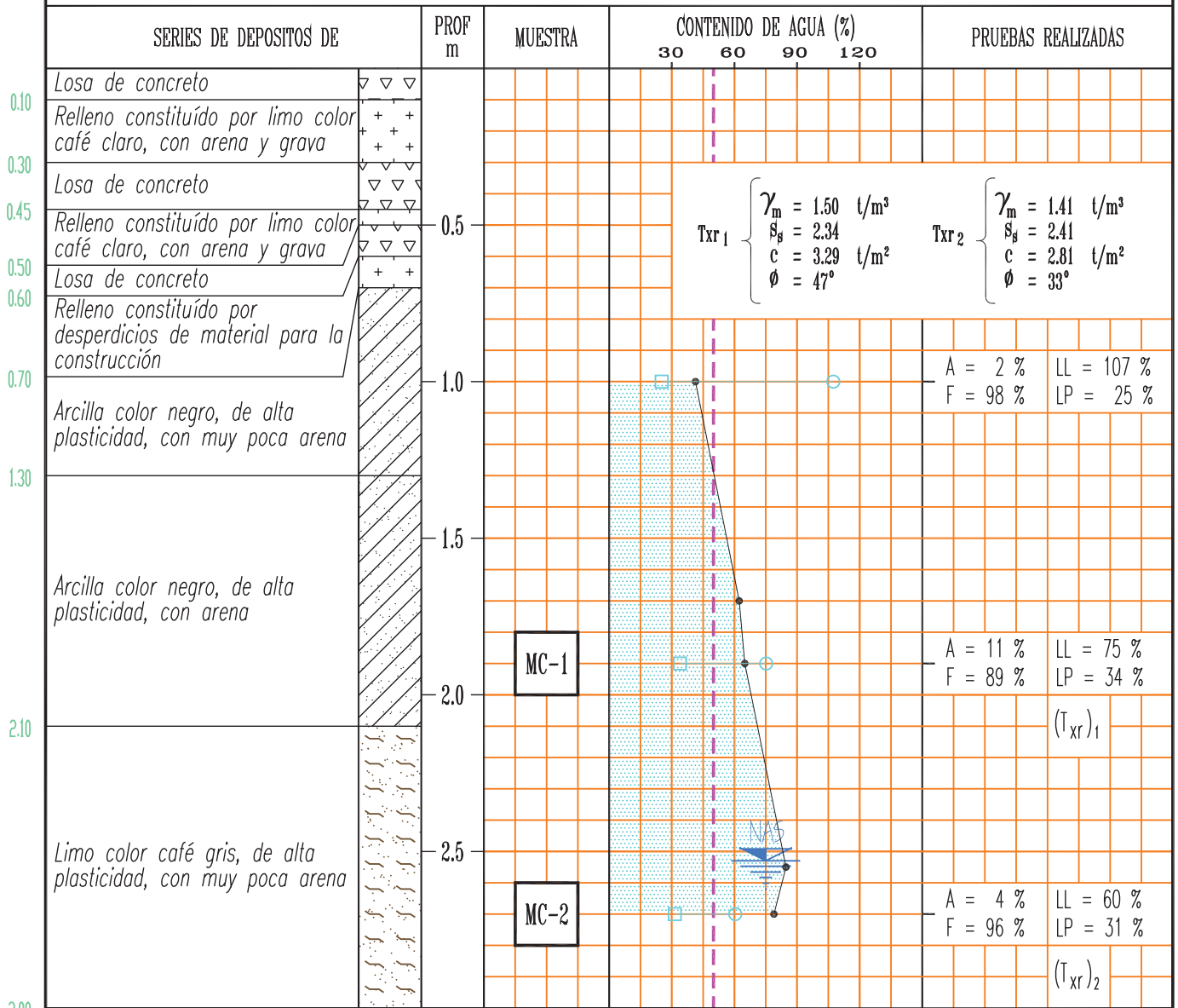
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL
POZO A CIELO ABIERTO PCA-2

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 10

PCA-3

Elevación + 99.64 m



El pozo terminó a 3.00 m de profundidad

NOTAS

- 1 El significado de los símbolos se encuentra al principio del informe
- 2 Profundidad respecto al brocal del pozo
- 3 La elevación del brocal del pozo se tomó respecto al banco de nivel ubicado en el posre de luz localizado en la Av México frente a la colindancia oriente del predio con cota arbitraria + 100.00 m.

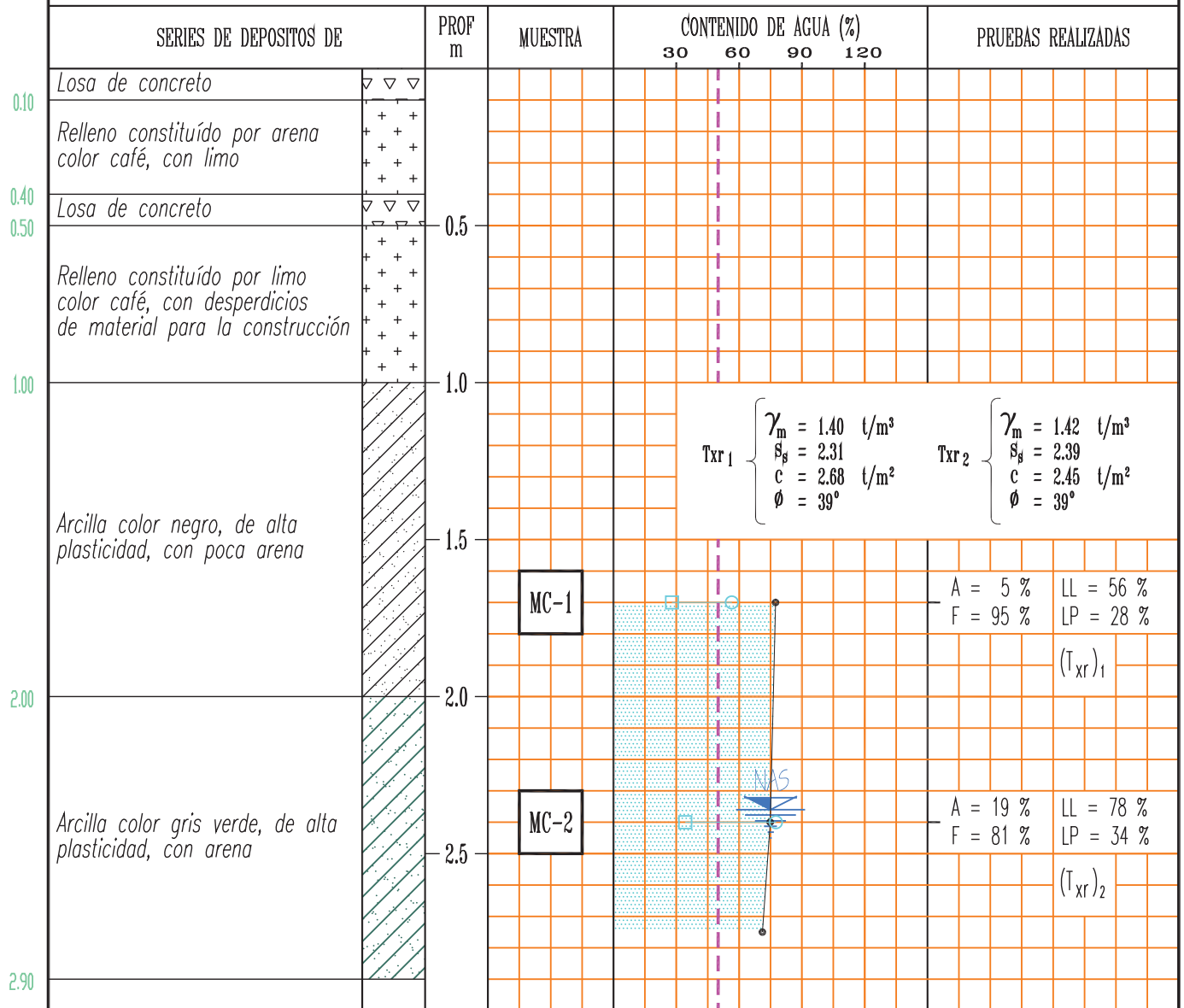
PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL
POZO A CIELO ABIERTO PCA-3

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 11

PCA-4

Elevación + 99.47 m



El pozo terminó a 2.90 m de profundidad

NOTAS

- 1 El significado de los símbolos se encuentra al principio del informe
- 2 Profundidad respecto al brocal del pozo
- 3 La elevación del brocal del pozo se tomó respecto al banco de nivel ubicado en el poste de luz localizado en la Av México frente a la colindancia oriente del predio con cota arbitraria + 100.00 m.

PERFIL ESTRATIGRAFICO DEL POZO A CIELO ABIERTO PCA-4

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 12

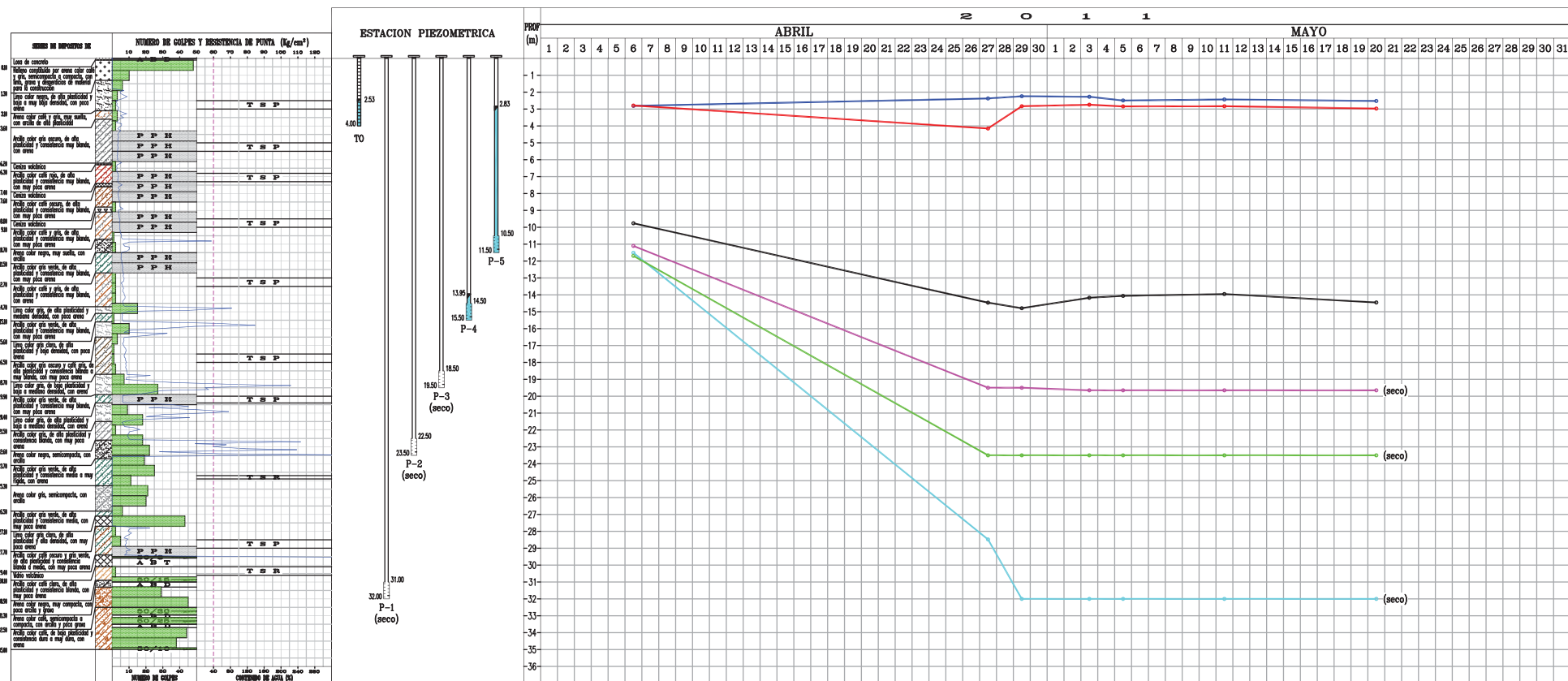


Fig 13

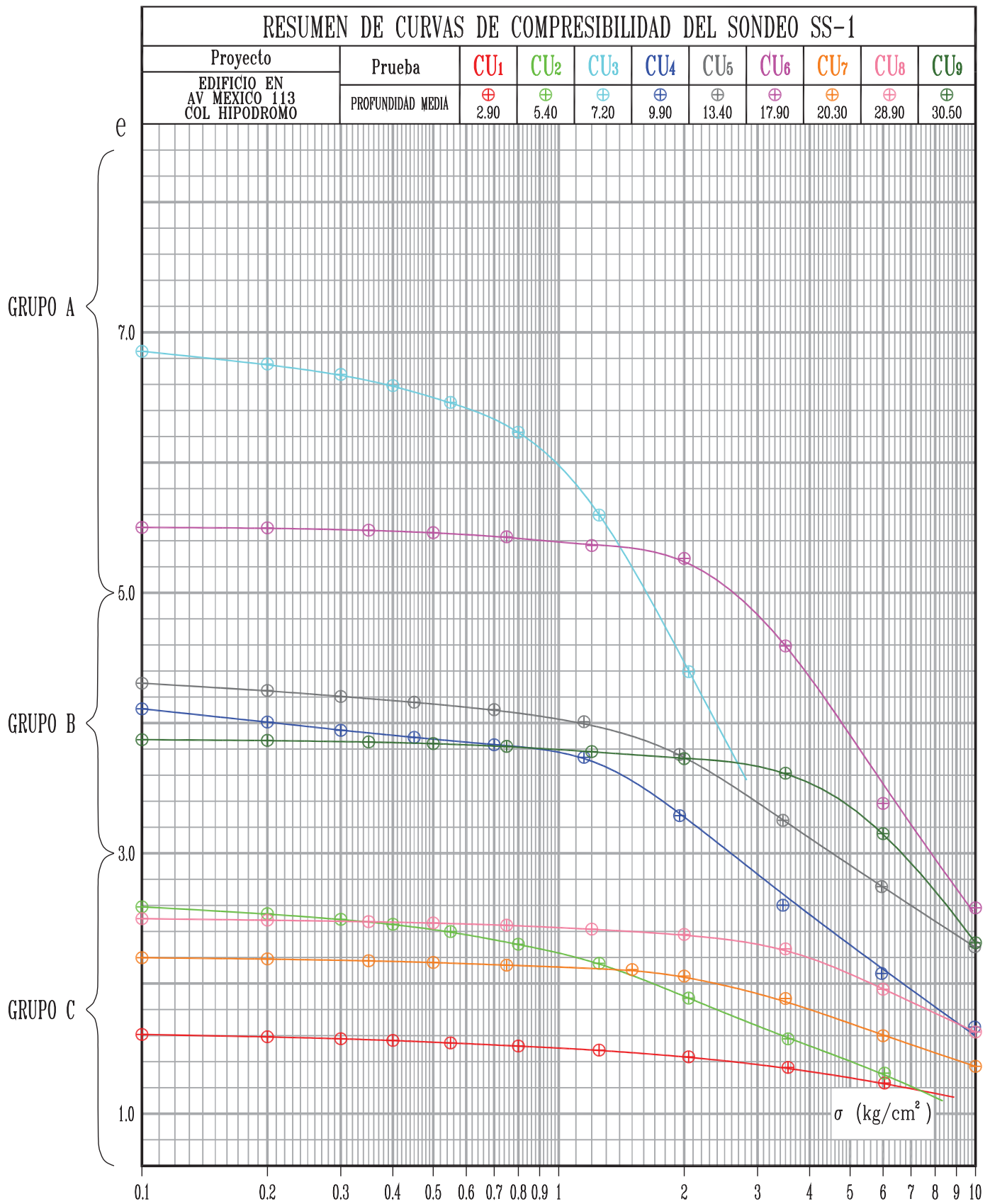
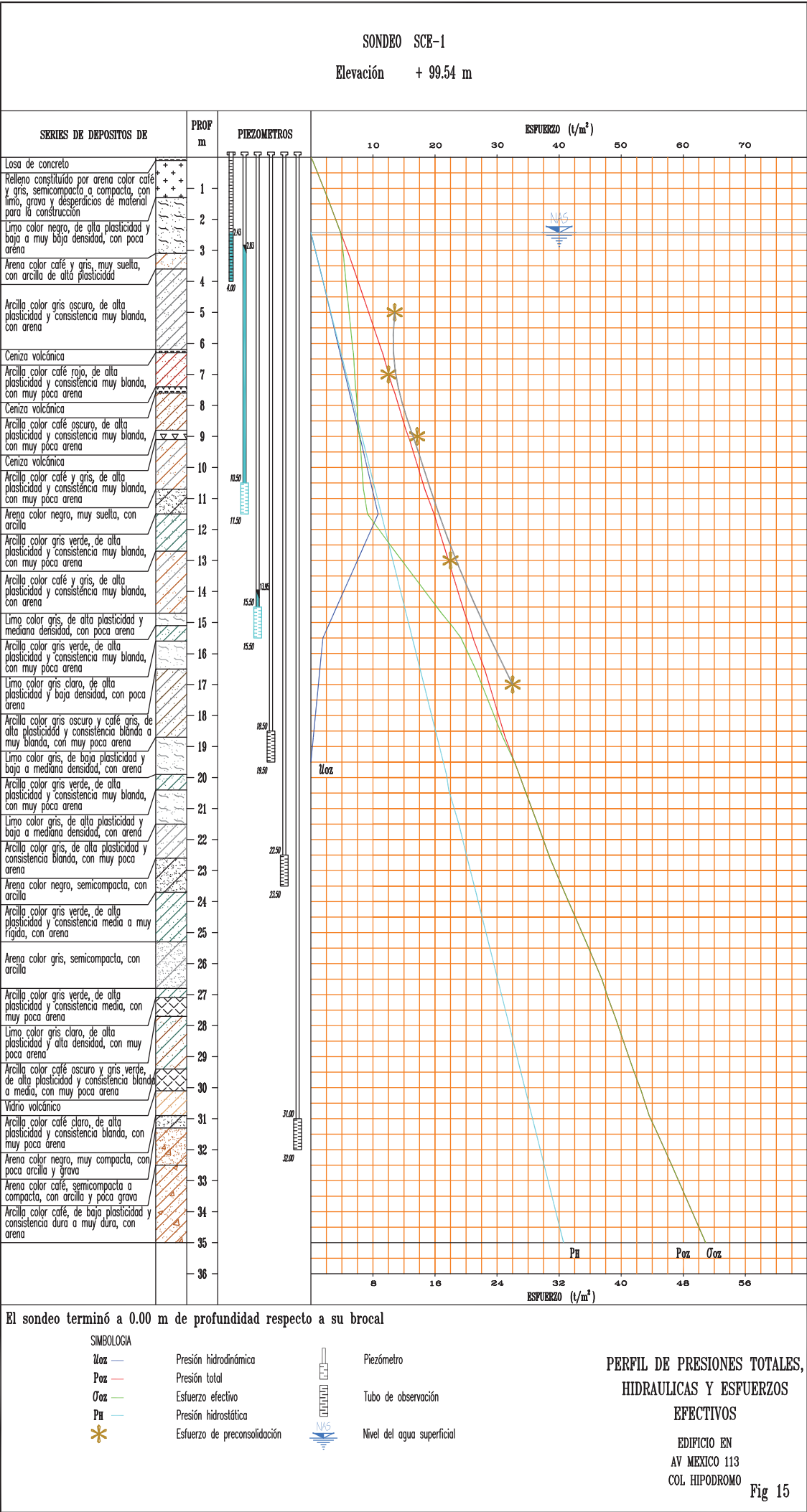
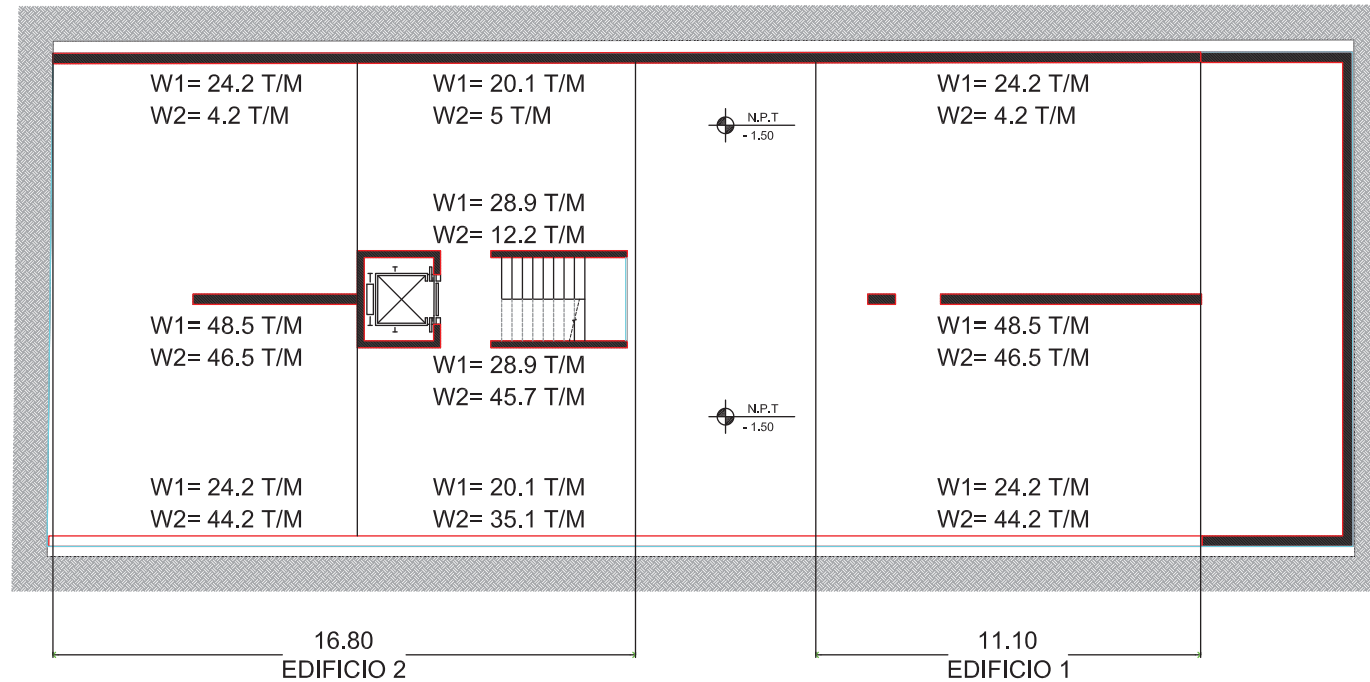
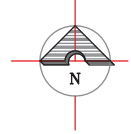
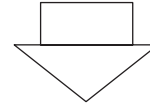


Fig 14



SISMO CRITICO

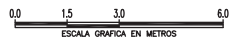


PLANTA SOTANO

- 1 Se proporcionan las cargas de manera lineal debido a que la estructura portante del edificio son muros que descargan de manera lineal
- 2 W1= carga muerta + carga viva maxima (no incluye f.c.= 1.4)
- 3 W2= carga muerta + carga viva instantanea + sismo x (no incluye f.c.= 1.1)
- 4 Considerar la inversión de descargas para sismo en sentido contrario
- 5 En ningun caso se incluye peso propio de cimentación
- 6 Se requiere el análisis de dos opciones de cimentación:
 - el semisótano a 1.50 m de profundidad
 - el semisótano a 1.50 m de profundidad mas un sotano adicional a 4.50 m de profundidad, en este caso las descargas se incrementarán en un 15% aproximadamente

NOTAS

Escala 1 : 150
 Acotaciones en metros
 Elevaciones en metros
 Plano proporcionado por TALLER DE ARQUITECTURA MAURICIO ROCHA SA DE CV

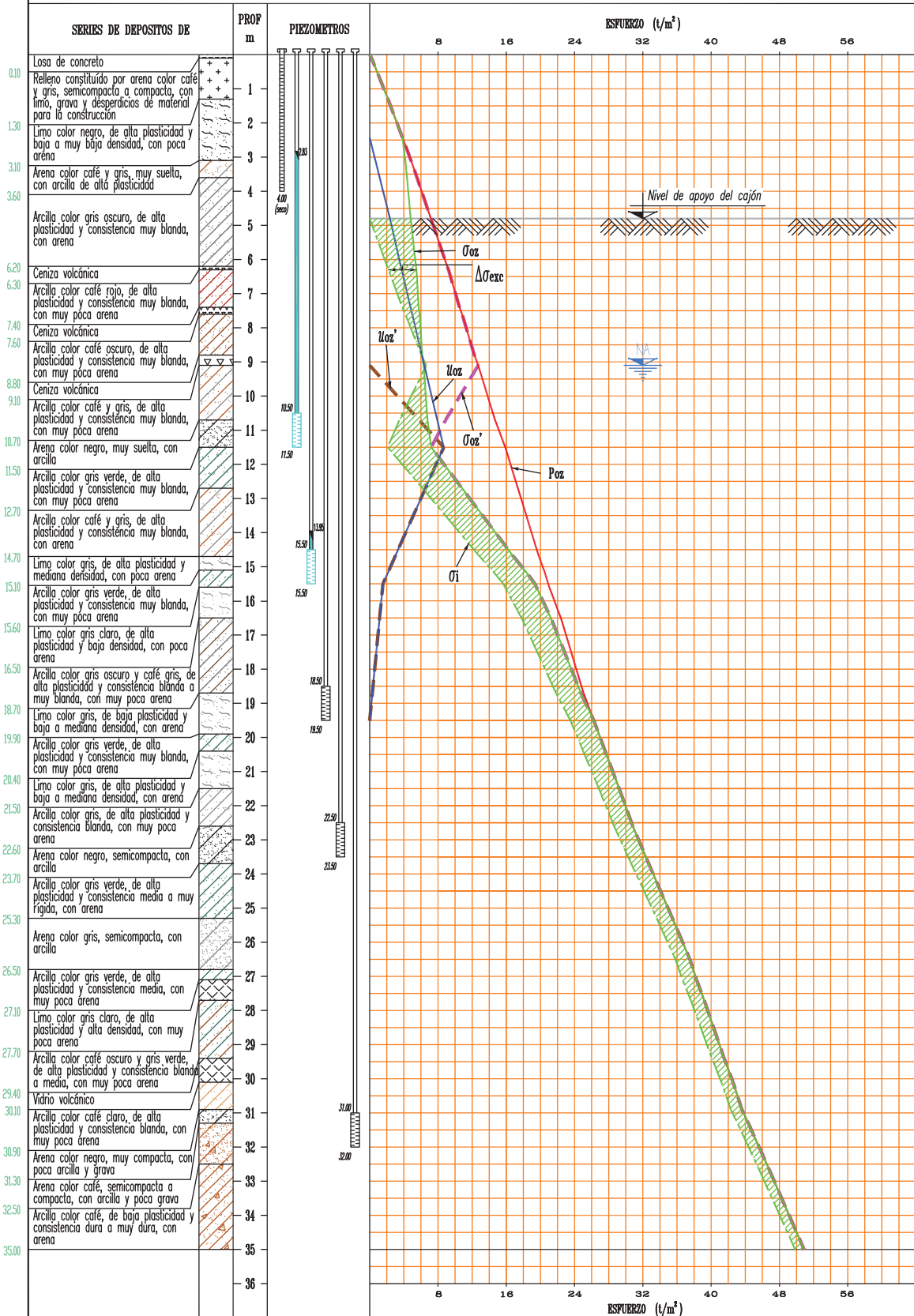


CARGAS TRANSMITIDAS A CIMENTACION

EDIFICIO EN
 AV MEXICO 113
 COL HIPODROMO

Fig 16

SONDEO SCE-1
Elevación + 99.54 m



El sondeo terminó a 35.00 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

- u_{oz} — Presión hidrodinámica
- u_{oz}' — Presión hidrodinámica abatida
- P_{oz} — Presión total
- σ_{oz} — Esfuerzo efectivo
- σ_{oz}' — Esfuerzo efectivo después del abatimiento
- σ_i — Esfuerzo efectivo después del bombeo y de la excavación
- $\Delta\sigma_{exc}$ — Alivio de esfuerzos por la excavación



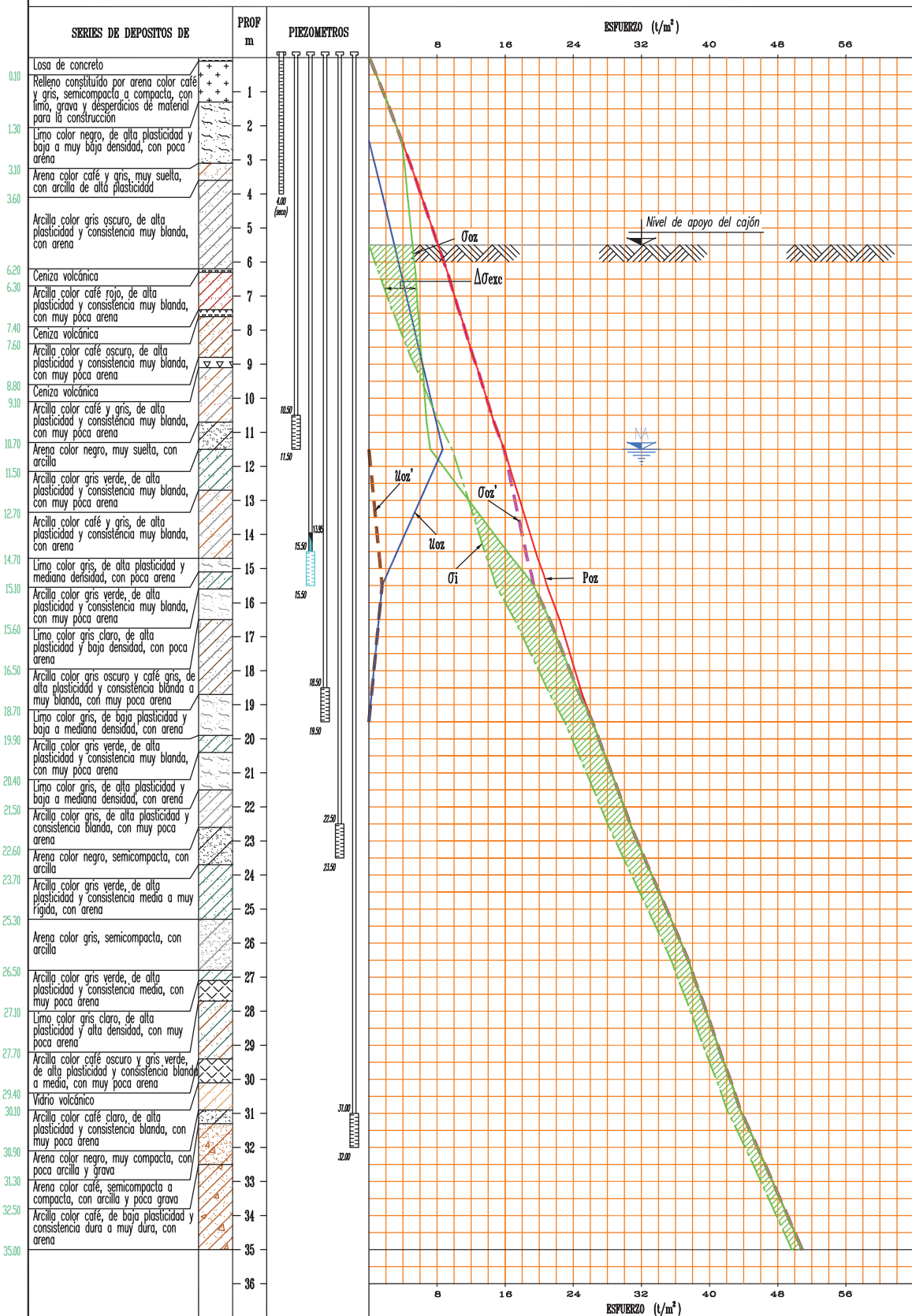
- Piezómetro
- Tubo de observación
- Nivel abatido del agua

**PERFIL DE PRESIONES TOTALES,
HIDRAULICAS Y ESFUERZOS EFECTIVOS
CON BOMBEO A 9 m**

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 17

SONDEO SCE-1
Elevación + 99.54 m



El sondeo terminó a 35.00 m de profundidad respecto a su brocal

SIMBOLOGIA

- u_{oz} — Presión hidrodinámica
- u_{oz}' — Presión hidrodinámica abatida
- P_{oz} — Presión total
- σ_{oz} — Esfuerzo efectivo
- σ_{oz}' — Esfuerzo efectivo después del abatimiento
- σ_i — Esfuerzo efectivo después del bombeo y de la excavación
- $\Delta\sigma_{exc}$ — Alivio de esfuerzos por la excavación



Piezómetro

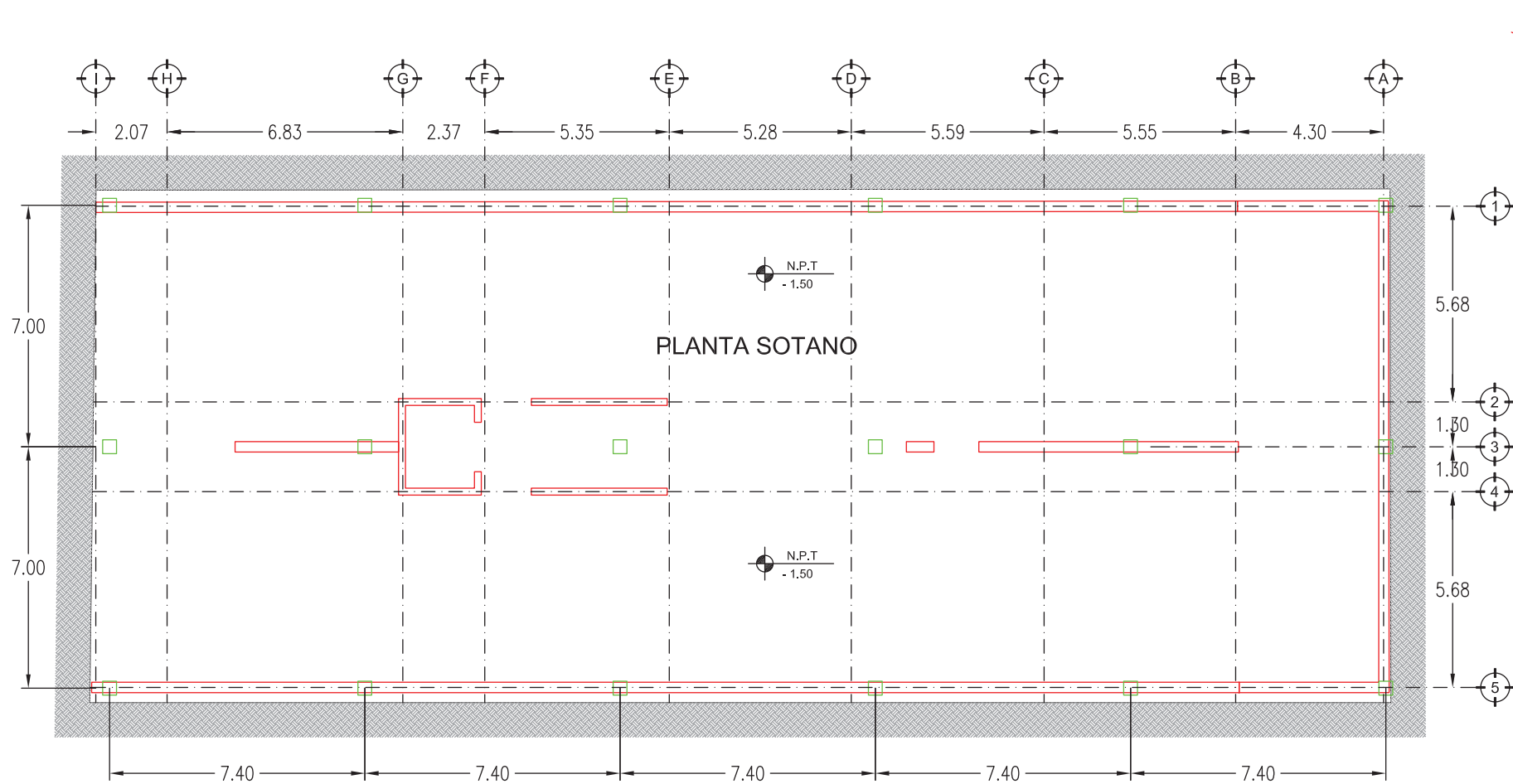
Tubo de observación

Nivel abatido del agua

**PERFIL DE PRESIONES TOTALES,
HIDRAULICAS Y ESFUERZOS EFECTIVOS
CON BOMBEO A 11.50 m**

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 18

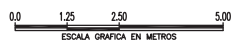


NOTAS

Escala 1 : 125

Acotaciones en metros

Elevaciones en metros

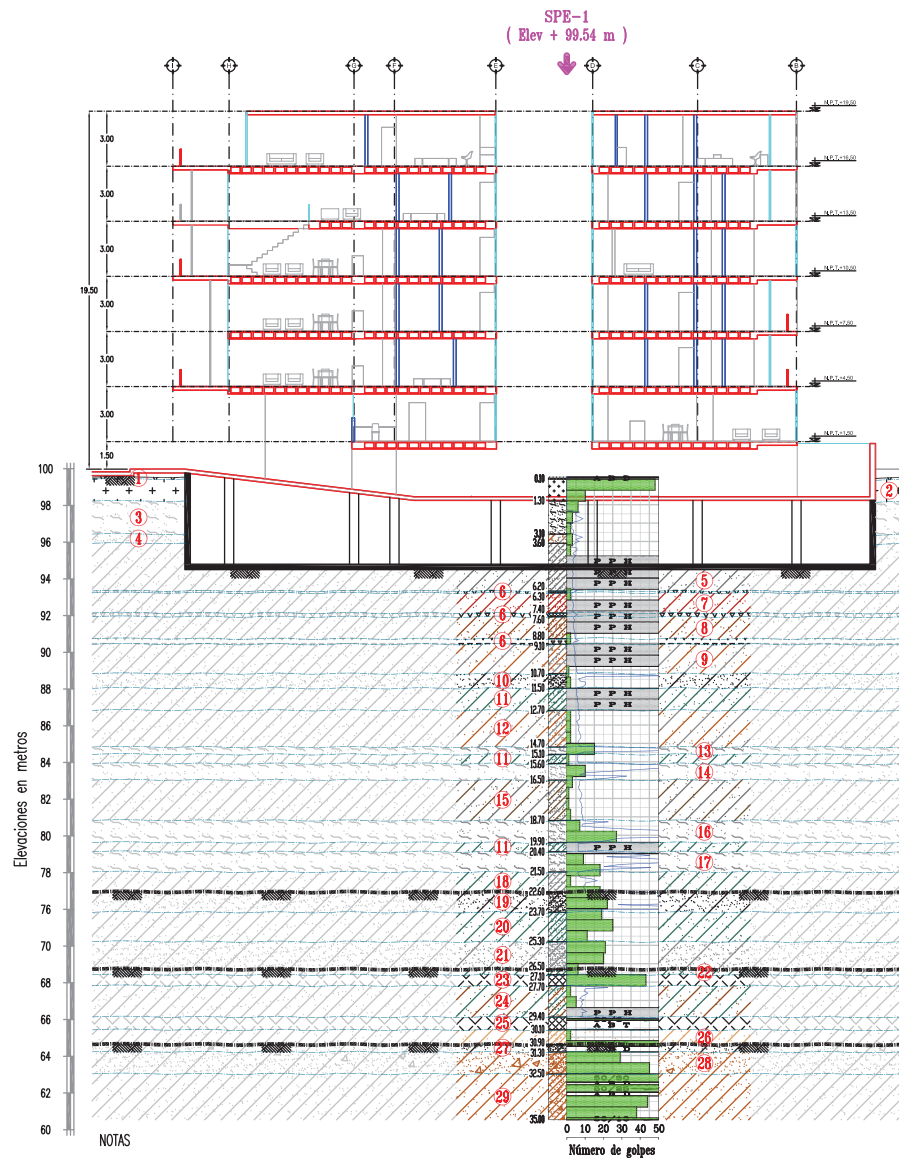


□ Pilotes de sección 0.4 x 0.4 m

DISTRIBUCION DE LOS PILOTES

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 19



NOTAS

Escala 1 : 200

Acotaciones en metros

Elevaciones en metros

Ver indicación del corte en la figura 7

SIMBOLOGIA

- ① Losa de concreto
- ② Relleno constituido por arena color café y gris, semicompacta a compacta, con limo, grava y desperdicios de material para la construcción
- ③ Limo color negro, de alta plasticidad y baja a muy baja densidad, con poca arena
- ④ Arena color café y gris, muy suelta, con arcilla de alta plasticidad
- ⑤ Arcilla color gris oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena
- ⑥ Ceniza volcánica
- ⑦ Arcilla color café rojo, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena
- ⑧ Arcilla color café oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena
- ⑨ Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena
- ⑩ Arena color negro, muy suelta, con arcilla
- ⑪ Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena
- ⑫ Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena
- ⑬ Limo color gris, de alta plasticidad y mediana densidad, con poca arena
- ⑭ Limo color gris claro, de alta plasticidad y baja densidad, con poca arena
- ⑮ Arcilla color gris oscuro y café gris, de alta plasticidad y consistencia blanda a muy blanda, con muy poca arena
- ⑯ Limo color gris, de baja plasticidad y baja a mediana densidad, con arena
- ⑰ Limo color gris, de alta plasticidad y baja a mediana densidad, con arena
- ⑱ Arcilla color gris, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena
- ⑲ Arena color negro, semicompacta, con arcilla
- ⑳ Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media a muy rígida, con arena
- ㉑ Arena color gris, semicompacta, con arcilla
- ㉒ Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media, con muy poca arena
- ㉓ Limo color gris claro, de alta plasticidad y alta densidad, con muy poca arena
- ㉔ Arcilla color café oscuro y gris verde, de alta plasticidad y consistencia blanda a media, con muy poca arena
- ㉕ Vidrio volcánico
- ㉖ Arcilla color café claro, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena
- ㉗ Arena color negro, muy compacta, con poca arcilla y grava
- ㉘ Arena color café, semicompacta a compacta, con arcilla y poca grava
- ㉙ Arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia dura a muy dura, con arena

FORMACION ARCILLOSA
SUPERIOR

PRIMERA CAPA
DURA

FORMACION ARCILLOSA
INFERIOR

DEPOSITOS
PROFUNDOS

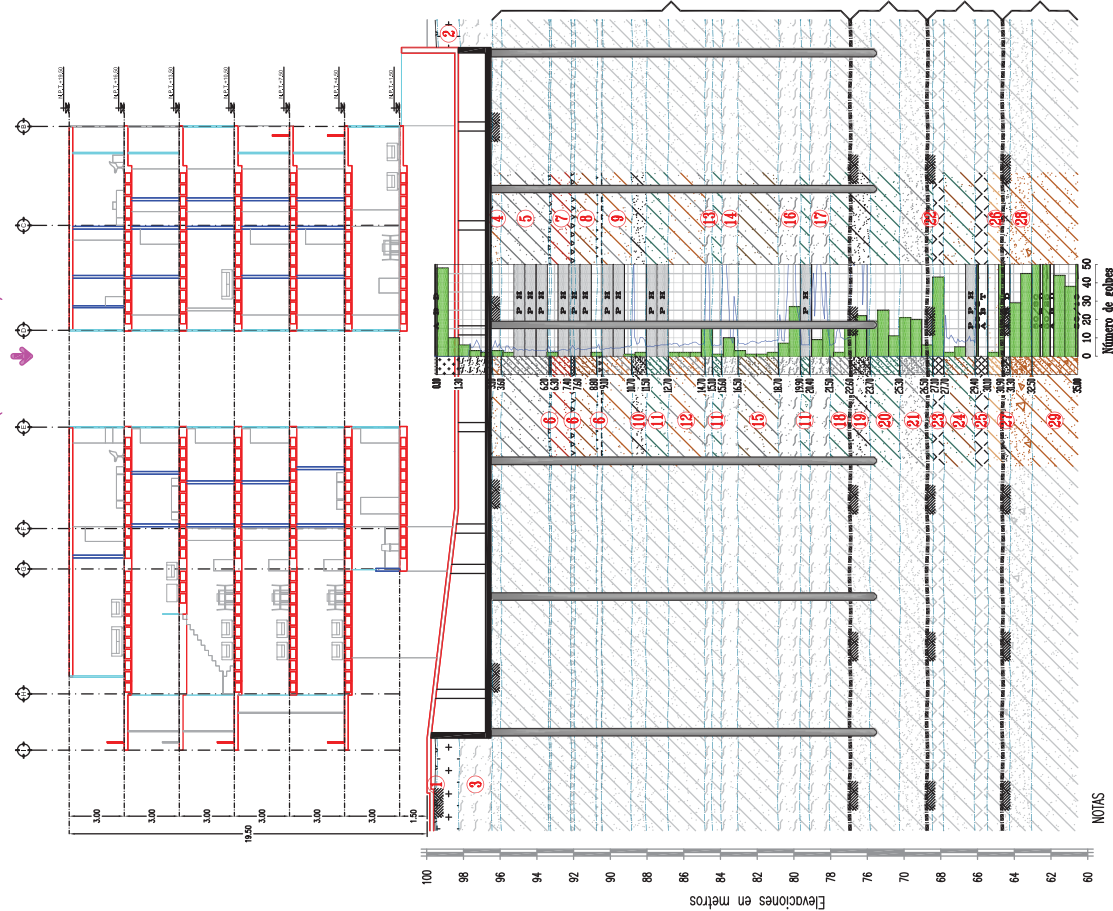
MODELO SUELO ESTRUCTURA CON UN
CAJON A 5.50 M DE PROFUNDIDAD

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

SIMBOLOGIA

- 1 Losa de concreto
- 2 Relleno constituido por arena color café y gris, semicomacto a compacto, con limo, grava y desperdicio de material para la construcción
- 3 Limo color negro, de alta plasticidad y bajo a muy bajo densidad, con poca arena
- 4 Arena color café y gris, muy suelta, con arcilla de alta plasticidad
- 5 Arcilla color gris oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena
- 6 Centra volcánica
- 7 Arcilla color café rojo, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena
- 8 Arcilla color café oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena
- 9 Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena
- 10 Arena color negro, muy suelta, con arcilla
- 11 Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena
- 12 Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena
- 13 Limo color gris, de alta plasticidad y mediana densidad, con poca arena
- 14 Limo color gris claro, de alta plasticidad y bajo densidad, con poca arena
- 15 Arcilla color gris oscuro y café gris, de alta plasticidad y consistencia blanda a muy blanda, con muy poca arena
- 16 Limo color gris, de baja plasticidad y bajo a mediana densidad, con arena
- 17 Limo color gris, de alta plasticidad y bajo a mediana densidad, con arena
- 18 Arcilla color gris, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena
- 19 Arena color negro, semicomacto, con arcilla
- 20 Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media a muy rígida, con arena
- 21 Arena color gris, semicomacto, con arcilla
- 22 Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media, con muy poca arena
- 23 Limo color gris claro, de alta plasticidad y alta densidad, con muy poca arena
- 24 Arcilla color café oscuro y gris verde, de alta plasticidad y consistencia blanda a media, con muy poca arena
- 25 Mito volcánico
- 26 Arcilla color café claro, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena
- 27 Arena color negro, muy compacta, con poca arcilla y grava
- 28 Arena color café, semicomacto a compacto, con arcilla y poca grava
- 29 Arcilla color café, de baja plasticidad y consistencia dura a muy dura, con arena

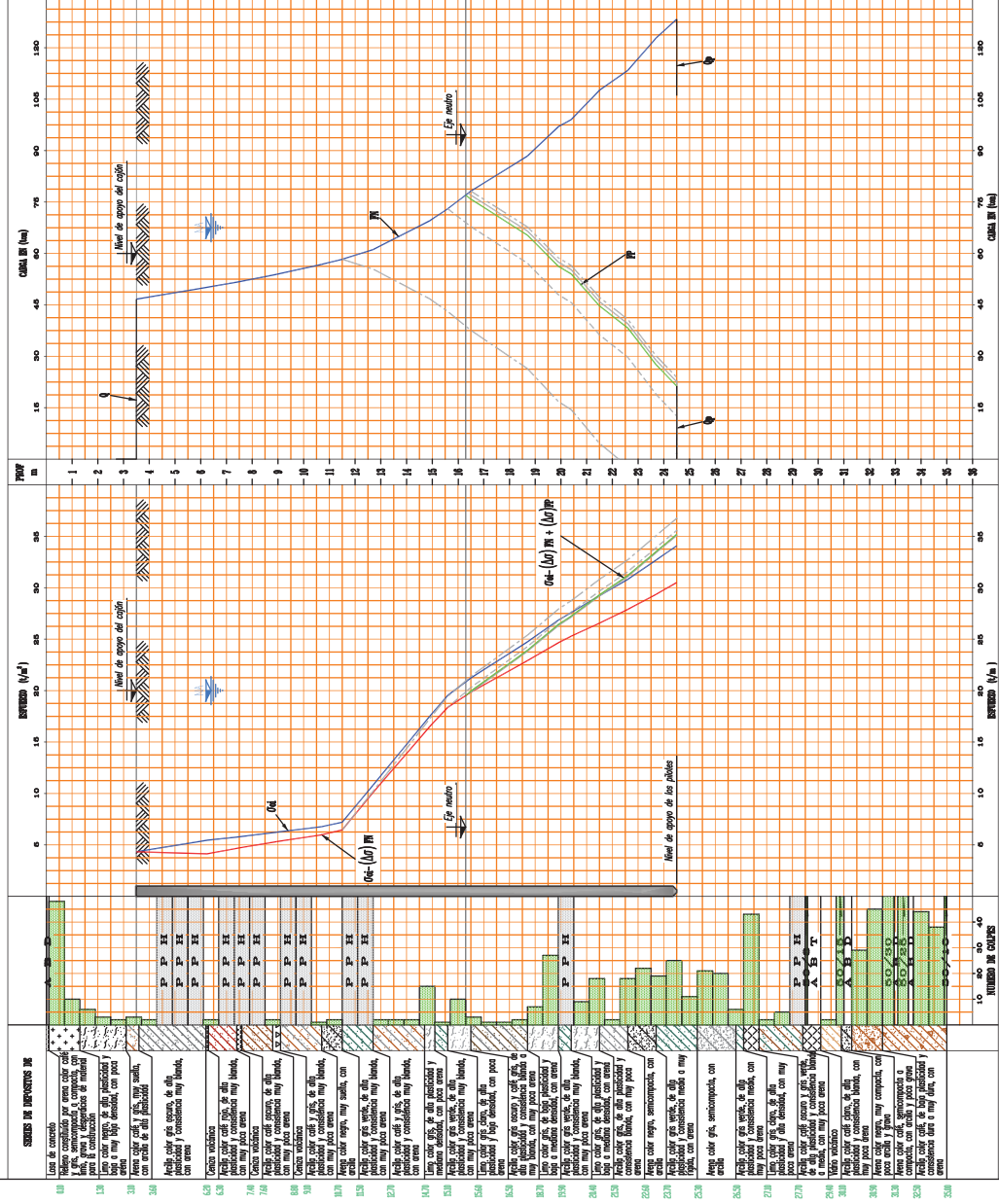
SPE-1
(Elev + 99.54 m)



NOTAS

Escala 1 : 200
Anotaciones en metros
Elevaciones en metros
Ver indicación del corte en la figura 7

MODELO SUELO ESTRUCTURA CON UN CAJON
A 3.50 M DE PROFUNDIDAD Y PILOTES
EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO



NOMBRE DEL CORPUS	
El sondeo terminó a 35.00 m de profundidad respecto a su brocal	

SMERLOCA
50/25
A B D
A B T
P P H

Esfuerzo efectivo inicial

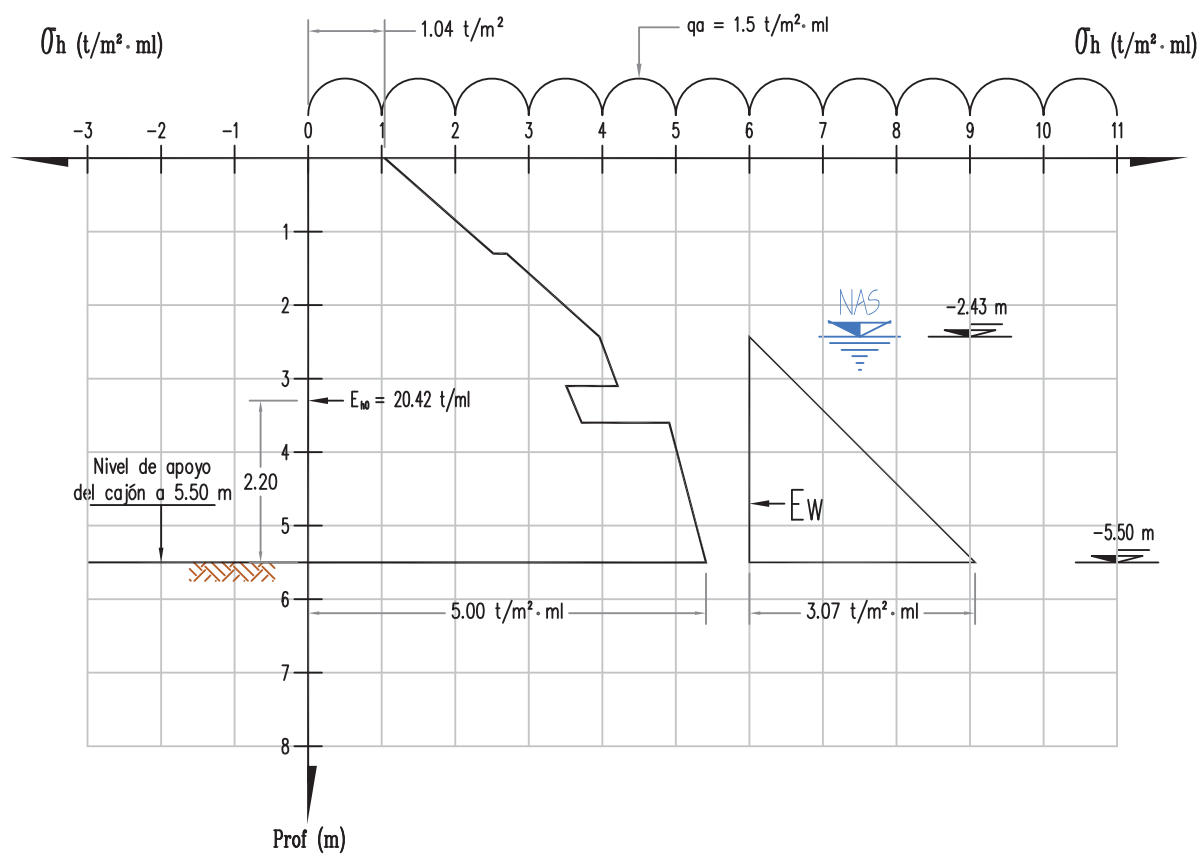
Esfuerzo efectivo menos afino por fricción negativo

Esfuerzo efectivo menos afino por fricción negativo + incremento de esfuerzo por fricción positiva como en la cabeza del pilote

fricción negativa
fricción positiva

PERFIL DE ESFUERZOS EFECTIVOS Y CARGA EN EL PILOTE

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL. HIPODROMO



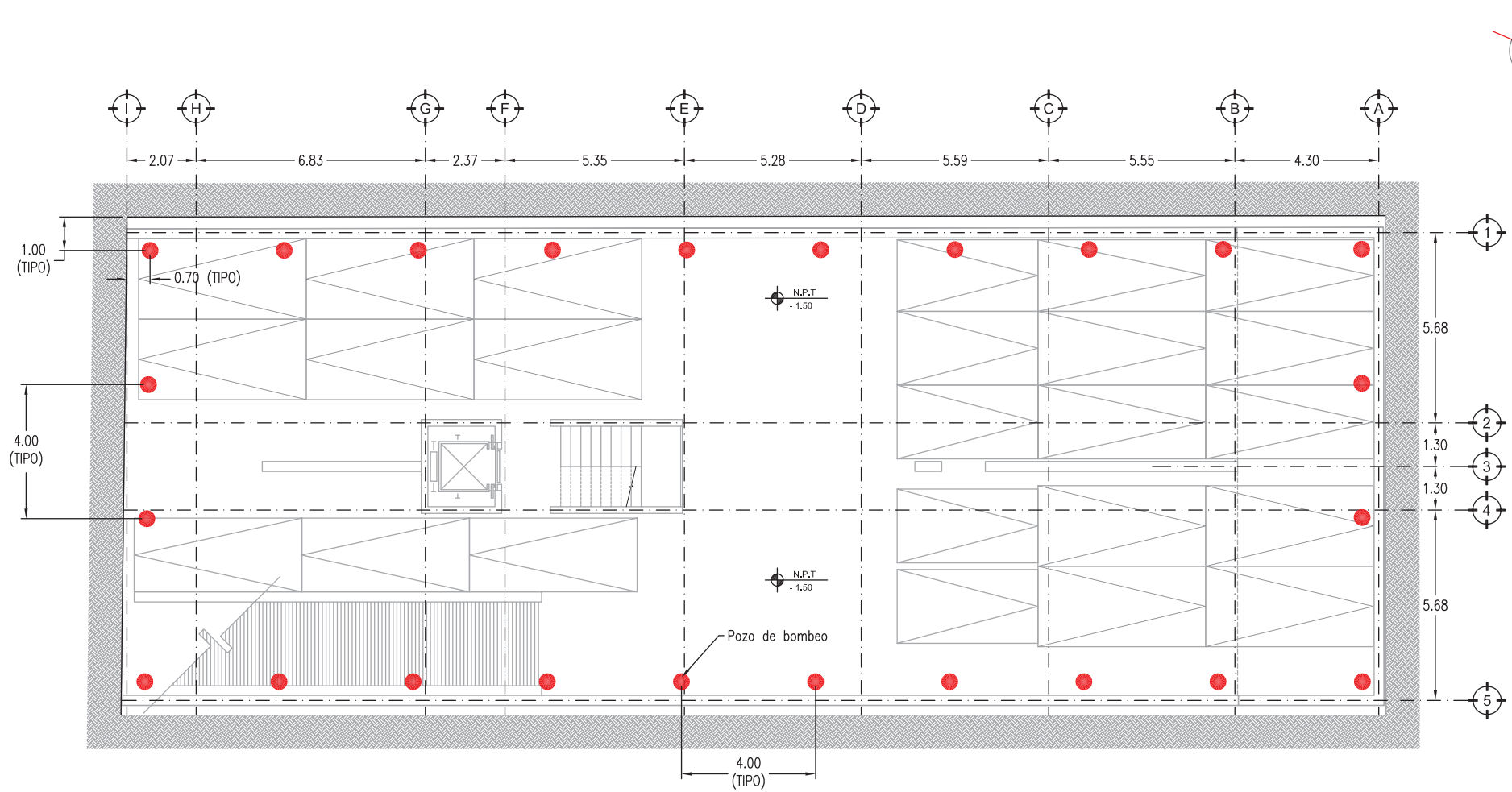
NOTAS

Escala 1 : 100

ESFUERZOS HORIZONTALES EN ESTADO DE REPOSO

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 24

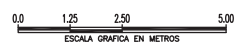


NOTAS

Escala 1 : 125

Acotaciones en metros

Elevaciones en metros



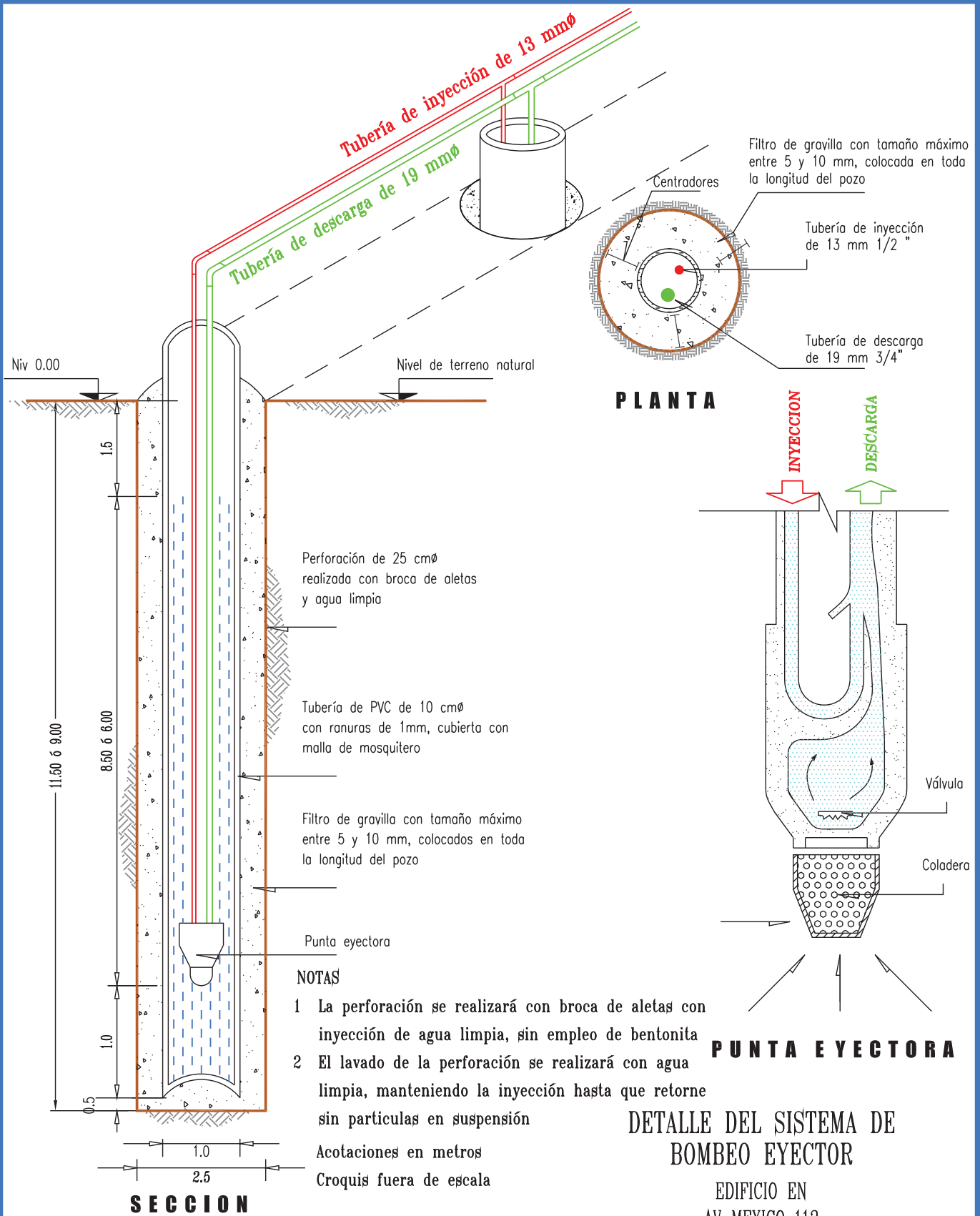
POZOS DE BOMBEO

EDIFICIO EN

AV MEXICO 113

COL HIPODROMO

Fig 27



EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

Fig 28

REPORTE FOTOGRAFICO

- 1 Vista aérea
- 2 Fachada del predio
- 3 Acceso al predio
- 4 Vista del predio hacia el norte
- 5 Vista del edificio de siete niveles colindante hacia el oriente
- 6 Otra vista del edificio de siete niveles colindante hacia el oriente
- 7 Otra vista del edificio de siete niveles colindante hacia el oriente
- 8 Vista del edificio de tres niveles colindante hacia el poniente
- 9 Otra vista del edificio de tres niveles colindante hacia el poniente
- 10 Vista de los edificios de cuatro y siete niveles colindantes hacia el poniente
- 11 Vista del edificio de tres niveles colindante hacia el sur
- 12 Ubicación de los sondeos de cono eléctrico SCE – 1, de penetración estándar SPE – 1 y selectivo SS – 1
- 13 Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 1
- 14 Otra vista de la ejecución del sondeo de penetración estándar SPE – 1
- 15 Muestra obtenida con el sondeo de penetración estándar SPE – 1
- 16 Pozo a cielo abierto PCA – 1. Cara sur
- 17 Pozo a cielo abierto PCA – 1. Cara oriente
- 18 Pozo a cielo abierto PCA – 2. Cara norte
- 19 Pozo a cielo abierto PCA – 2. Cara sur
- 20 Pozo a cielo abierto PCA – 2. Cara poniente
- 21 Pozo a cielo abierto PCA – 3. Cara norte

- 22 Pozo a cielo abierto PCA – 3. Cara sur
- 23 Pozo a cielo abierto PCA – 3. Cara poniente
- 24 Pozo a cielo abierto PCA – 4. Cara norte
- 25 Pozo a cielo abierto PCA – 4. Cara sur
- 26 Ubicación del banco de nivel
- 27 Otra vista del banco de nivel.



Vista aérea

NOTA

Escala aproximada 1:1000

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO

FOTO 1



Fachada del predio



Acceso al predio

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTOS 2 Y 3

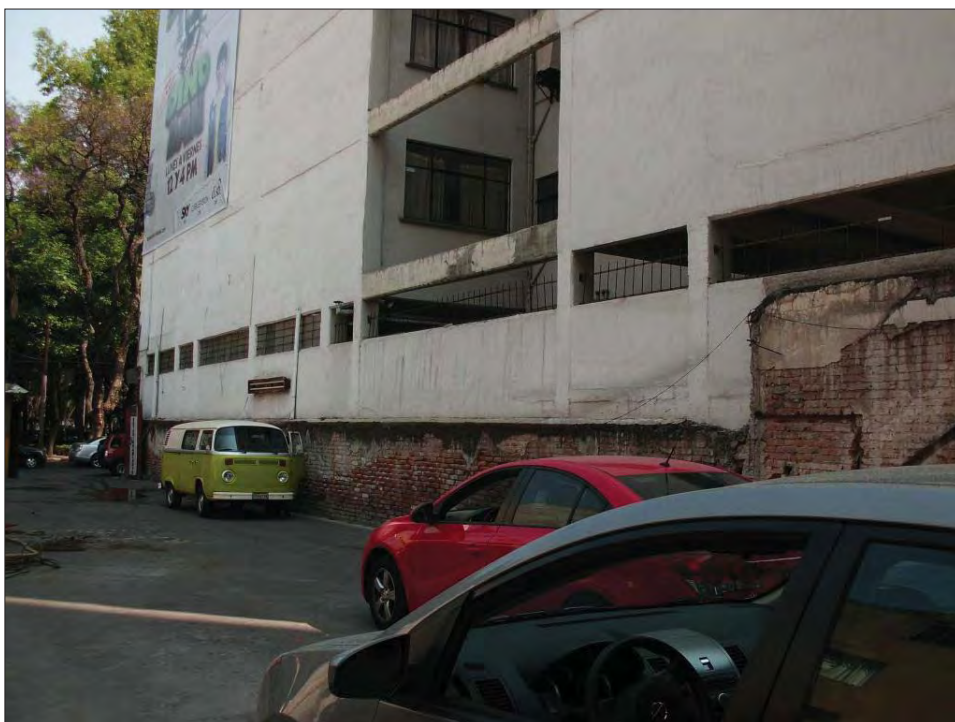


Vista del predio hacia el norte



Vista del edificio de siete niveles colindante hacia el oriente

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTOS 4 Y 5



Otra vista del edificio de siete niveles
colindante hacia el oriente

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 6



Otra vista del edificio de siete niveles
colindante hacia el oriente

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 7



Vista del edificio de tres niveles colindante hacia el poniente



Otra vista del edificio de tres niveles colindante hacia el poniente

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTOS 8 Y 9



Vista de los edificios de cuatro y siete niveles
colindantes hacia el poniente

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 10



Vista del edificio de tres niveles colindante hacia el sur

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 11



Ubicación de los sondeos de cono eléctrico SCE-1,
de penetración estándar SPE-1 y selectivo SS-1

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTOS 12



Ejecución del sondeo de penetración estándar SPE-1

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 13



Otra vista de la ejecución del sondeo
de penetración estándar SPE-1

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 14



Muestra obtenida con el sondeo de penetración estándar SPE-1

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTOS 15



Pozo a cielo abierto PCA-1. Cara sur

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 16



Pozo a cielo abierto PCA-1. Cara oriente

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 17



Pozo a cielo abierto PCA-2. Cara norte

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 18



Pozo a cielo abierto PCA-2. Cara sur

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 19



Pozo a cielo abierto PCA-2. Cara poniente

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 20



Pozo a cielo abierto PCA-3. Cara norte

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 21



Pozo a cielo abierto PCA-3. Cara sur

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTOS 22



Pozo a cielo abierto PCA-3. Cara poniente

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 23



Pozo a cielo abierto PCA-4. Cara norte

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 24



Pozo a cielo abierto PCA-4. Cara sur

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTOS 25



Ubicación del banco de nivel BN-1

EDIFICIO EN
AV MEXICO 113
COL HIPODROMO
FOTO 26



Otra vista de la ubicación del banco de nivel BN-1

ANEXOS

- *Procedimientos de exploración y muestreo*
- *Pruebas de laboratorio, resultados e interpretación*
- *Recomendaciones de construcción e hincado de pilotes.*

**PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACION
Y MUESTREO**

- 1 Cono eléctrico*
- 2 Prueba de penetración estándar*
- 3 Tubo Shelby*
- 4 Pozo a cielo abierto*
- 5 Tubos de observación*
- 6 Piezómetros*
- 7 Referencias.*

1 Cono eléctrico

Se emplea para determinar con precisión la profundidad de los cambios estratigráficos en subsuelo.

El procedimiento de exploración consiste en hincar en el suelo una punta cónica de 10 cm² de área con ángulo de ataque de 60°, mediante la fuerza que ejerce el cabezal del equipo de perforación hincando la punta a una velocidad constante entre 1 y 2 cm /seg $\pm 25\%$ (Ref 1).

Durante este proceso se registra la presión que se desarrolla en la punta del cono para cruzar las capas que constituyen el subsuelo.

Para efectuar este tipo de sondeos se coloca el cono contra la superficie del suelo (considerando que no existen rellenos) y se inicia su penetración procurando mantener constante la velocidad de avance.

Si por la dureza de los materiales encontrados no es posible continuar con el avance del cono, se retira de la perforación y se continúa mediante la ejecución de la prueba de penetración estándar o se avanza en la perforación con una broca drag ó tricónica, hasta cruzar la lente dura que impide su avance y se lava la perforación. A continuación se baja el cono y se continúa el sondeo.

El esfuerzo que se desarrolla en la punta del cono para forzar a que baje se indica en el perfil estratigráfico correspondiente. El avance con broca tricónica o drag se indica con las letras ABT o ABD, respectivamente.

Con estos sondeos no se obtienen muestras del suelo.

2 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 hince 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 hince 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 cualquiera de los tramos indicados, 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.

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.

3 *Tubo Shelby*

La obtención de muestras inalteradas con tubos tipo Shelby se efectuó hincando en el suelo un tubo de acero de pared delgada a presión y velocidad constantes en los materiales del subsuelo que permitieron su hincado.

El tubo es de 10 cm de diámetro interno, un metro 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 presión.

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 en el fondo de la perforación hincándolo a presión y velocidad constantes hasta que penetre 80 cm en el suelo; se deja reposar y 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 TSP.

En los depósitos densos se emplearon tubos similares pero dentados en su perímetro de corte, hincados a presión y aplicando una rotación a muy baja velocidad. Las muestras así obtenidas se identificaron en el perfil del sondeo con las iniciales TSR.

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

Todas 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.

4 Pozo a cielo abierto

La excavación de un pozo a cielo abierto se hace con pico y pala o con una retroexcavadora. Usualmente sus dimensiones en planta son de 1.5 x 1.5 m y se concluye hasta la profundidad necesaria para inspeccionar satisfactoriamente los materiales superficiales.

Estas excavaciones permiten observar directamente las características estratigráficas del subsuelo, clasificar en campo los materiales encontrados, determinar el espesor de cada estrato y labrar muestras cúbicas inalteradas representativas de los principales depósitos hasta la profundidad excavada.

Las muestras cúbicas se labran del terreno natural con herramientas manuales con una dimensión aproximada de 25 cm por lado. Posteriormente cada muestra se envuelve con varias capas de plástico autoadherente, se zuncha con cinta adhesiva, se identifica perfectamente y se envía al laboratorio para su clasificación y ensaye.

Las muestras cúbicas se indican en la columna estratigráfica de cada pozo con las letras MC.

Cuando las paredes de la excavación no son estables se contienen con madera para evitar caídos.

5 *Tubos de observación*

Se instalan en los sondeos para conocer la profundidad del nivel del agua superficial.

La tubería guía se fabrica con tramos de fierro galvanizado de 2.5 cm de diámetro al cual se le practican ranuras con segueta a cada 7 cm al tresbolillo para asegurar su alta permeabilidad. En la base se coloca un tapón hermético para impedir la entrada de residuos durante su colocación dentro de la perforación. Los tubos de observación se instalan dentro de la perforación limpia y libre de azolve.

Después de su instalación se procede a lavarlos utilizando agua limpia. Posteriormente se efectúa una prueba de llenado en cada uno de ellos para verificar su funcionamiento.

6 *Piezómetros*

Se instalaron piezómetros de tipo abierto – también conocidos como Casagrande – en los principales depósitos permeables del subsuelo.

La tubería guía se fabrica con tramos de fierro galvanizado de 2.5 cm de diámetro perfectamente sellados en sus conexiones para evitar la entrada o salida del agua. En su extremo inferior se coloca un tramo de un metro de tubo de 5 cm de diámetro, al cual se le practican ranuras con segueta a cada 7 cm al tresbolillo para formar una punta permeable. En la base se coloca un tapón hermético para impedir la entrada de residuos durante su colocación dentro de la perforación. Los piezómetros se instalan dentro de la perforación limpia y libre de azolve.

Cada una de las puntas permeables queda confinada entre sellos formados con bentonita para evitar la comunicación de la presión hidráulica entre capas permeables.

Después de su instalación se procede a lavarlos utilizando agua limpia. Posteriormente se efectúa una prueba de llenado en cada uno de ellos para verificar su funcionamiento.

7 *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.

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.

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 efectuaron 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 efectuaron en forma sistemática y sus resultados se consignan en forma gráfica en cada perfil, dibujando los resultados obtenidos 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 la figura 1 se presentan las curvas de distribución granulométrica obtenidas.

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

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

Se realizaron nueve pruebas de compresión simple para conocer el parámetro de cohesión de los depósitos arcillosos. Cada prueba se efectuó con una probeta. De ella se obtuvo su consistencia natural.

En la figuras 2 a 10 se consigna el esfuerzo máximo alcanzado en las pruebas de compresión simple, así como sus curvas esfuerzo – deformación unitaria y las principales características índice de los materiales ensayados.

Además se hicieron 16 pruebas triaxiales de resistencia en los depósitos más representativos del subsuelo para conocer su ley de resistencia al esfuerzo cortante mediante sus parámetros de cohesión y ángulo de fricción interna. En las figuras 11 a 26 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 las pruebas triaxiales se calculó la variación de los módulos de deformación elástica y elasto – plástica contra el esfuerzo de confinamiento, según se consignan en las figuras 27 a 42. Estos parámetros se calcularon como se indica en la referencia 2.

También se investigaron las características esfuerzo – deformación – tiempo de los depósitos arcillosos de alta deformabilidad del subsuelo mediante nueve pruebas de consolidación unidimensional. Los resultados de estos ensayos se presentan en dos formas

- a con la curva de compresibilidad $e - \log \sigma$ de cada prueba en las figuras 43 a 51 y
- b con la variación de los parámetros de consolidación m_v , C_v , β y ξ contra el esfuerzo medio aplicado en las figuras 52 a 87.

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 1982.

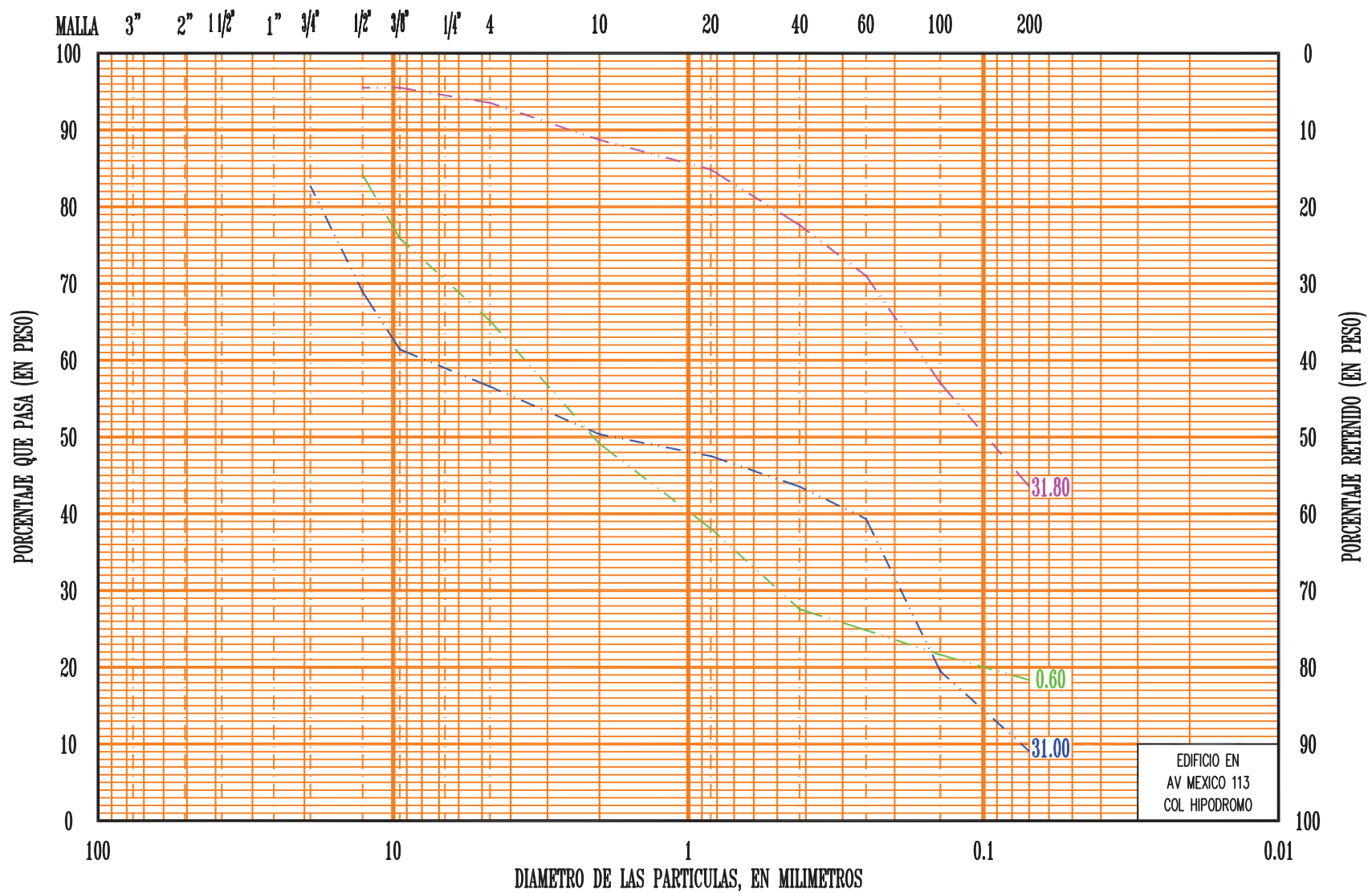
4 Figuras

- 1 Curvas de distribución granulométrica del sondeo de penetración estándar SPE – 1

- 2 Prueba de compresión no confinada (q_u)₁ del sondeo SS – 1
- 3 Prueba de compresión no confinada (q_u)₂ del sondeo SS – 1
- 4 Prueba de compresión no confinada (q_u)₃ del sondeo SS – 1
- 5 Prueba de compresión no confinada (q_u)₄ del sondeo SS – 1
- 6 Prueba de compresión no confinada (q_u)₅ del sondeo SS – 1
- 7 Prueba de compresión no confinada (q_u)₆ del sondeo SS – 1
- 8 Prueba de compresión no confinada (q_u)₇ del sondeo SS – 1
- 9 Prueba de compresión no confinada (q_u)₈ del sondeo SS – 1
- 10 Prueba de compresión no confinada (q_u)₉ del sondeo SS – 1
- 11 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₁ del sondeo SS – 1
- 12 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₂ del sondeo SS – 1
- 13 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₃ del sondeo SS – 1
- 14 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₄ del sondeo SS – 1
- 15 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₅ del sondeo SS – 1
- 16 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₆ del sondeo SS – 1
- 17 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₇ del sondeo SS – 1
- 18 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₈ del sondeo SS – 1
- 19 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₉ del sondeo SS – 1
- 20 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₁₀ del sondeo SS – 1
- 21 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₁ del pozo a cielo abierto PCA – 1
- 22 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₁ del pozo a cielo abierto PCA – 2
- 23 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₁ del pozo a cielo abierto PCA – 3
- 24 Prueba triaxial de resistencia (T_{xr})₂ del pozo a cielo abierto PCA – 3

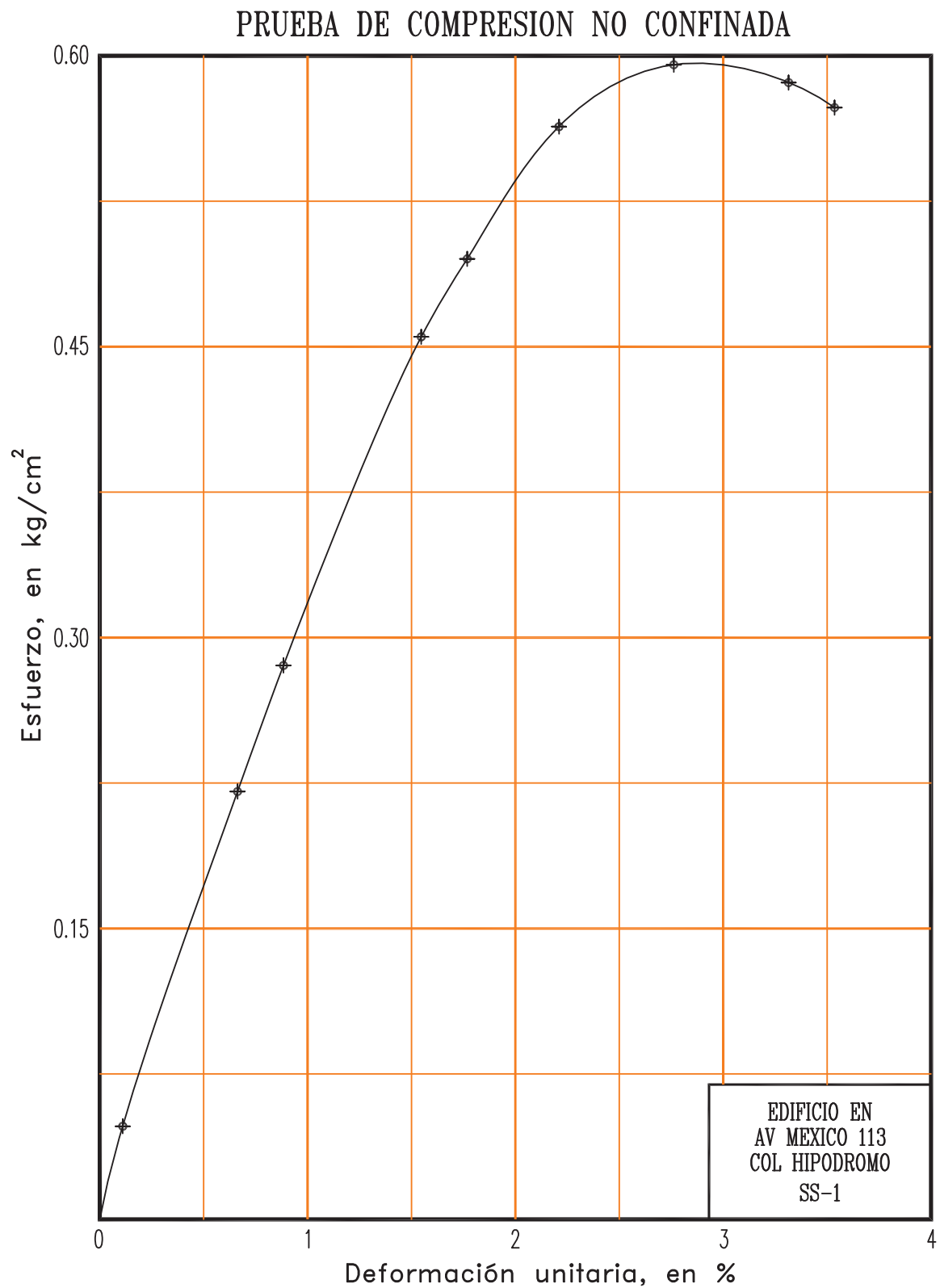
- 25 Prueba triaxial de resistencia (Txr)₁ del pozo a cielo abierto PCA – 4
- 26 Prueba triaxial de resistencia (Txr)₂ del pozo a cielo abierto PCA – 4
- 27 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₁ del sondeo SS – 1
- 28 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₂ del sondeo SS – 1
- 29 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₃ del sondeo SS – 1
- 30 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₄ del sondeo SS – 1
- 31 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₅ del sondeo SS – 1
- 32 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₆ del sondeo SS – 1
- 33 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₇ del sondeo SS – 1
- 34 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₈ del sondeo SS – 1
- 35 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₉ del sondeo SS – 1
- 36 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₁₀ del sondeo SS – 1
- 37 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₁ del pozo a cielo abierto PCA – 1
- 38 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₁ del pozo a cielo abierto PCA – 2
- 39 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₁ del pozo a cielo abierto PCA – 3
- 40 Variación de los módulos Me y Mep contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (Txr)₂ del pozo a cielo abierto PCA – 3

- 41 Variación de los módulos M_e y M_{ep} contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (T_{xr})₁ del pozo a cielo abierto PCA – 4
- 42 Variación de los módulos M_e y M_{ep} contra el esfuerzo de confinamiento en la prueba triaxial (T_{xr})₂ del pozo a cielo abierto PCA – 4
- 43 Curva de compresibilidad CU_1 del sondeo SS – 1
- 44 Curva de compresibilidad CU_2 del sondeo SS – 1
- 45 Curva de compresibilidad CU_3 del sondeo SS – 1
- 46 Curva de compresibilidad CU_4 del sondeo SS – 1
- 47 Curva de compresibilidad CU_5 del sondeo SS – 1
- 48 Curva de compresibilidad CU_6 del sondeo SS – 1
- 49 Curva de compresibilidad CU_7 del sondeo SS – 1
- 50 Curva de compresibilidad CU_8 del sondeo SS – 1
- 51 Curva de compresibilidad CU_9 del sondeo SS – 1
- 52 a 87 Parámetros de consolidación m_v , C_v , β y ξ .



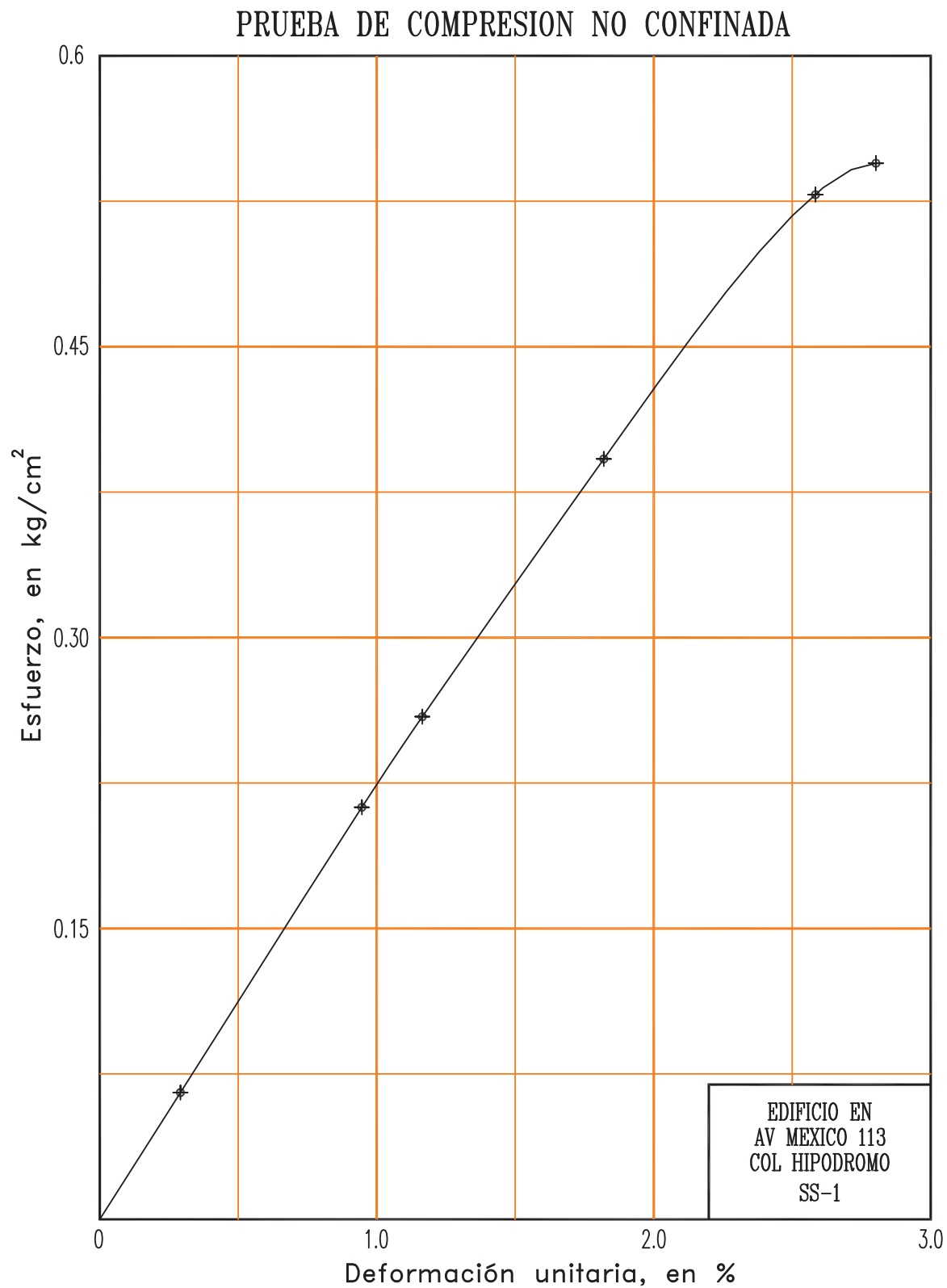
SONDEO	PROF m	SIMBOLO	ω	LL	LP	IP	D_{10}	D_{30}	D_{60}	Cu	Cc	GRUPO SUCS
			%				mm					
SPE-1	0.60		16	MATERIAL POCO PLASTICO				0.50	3.70			SC
SPE-1	31.00		24	MATERIAL POCO PLASTICO			0.075	0.19	8.00	106.7	0.06	SP-SC
SPE-1	31.80		30						0.16			SC

Fig 1



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
qu1	2.90	Limo color negro, de alta plasticidad, con poca arena	78	1.90	1.49	0.59	0.031	0.023

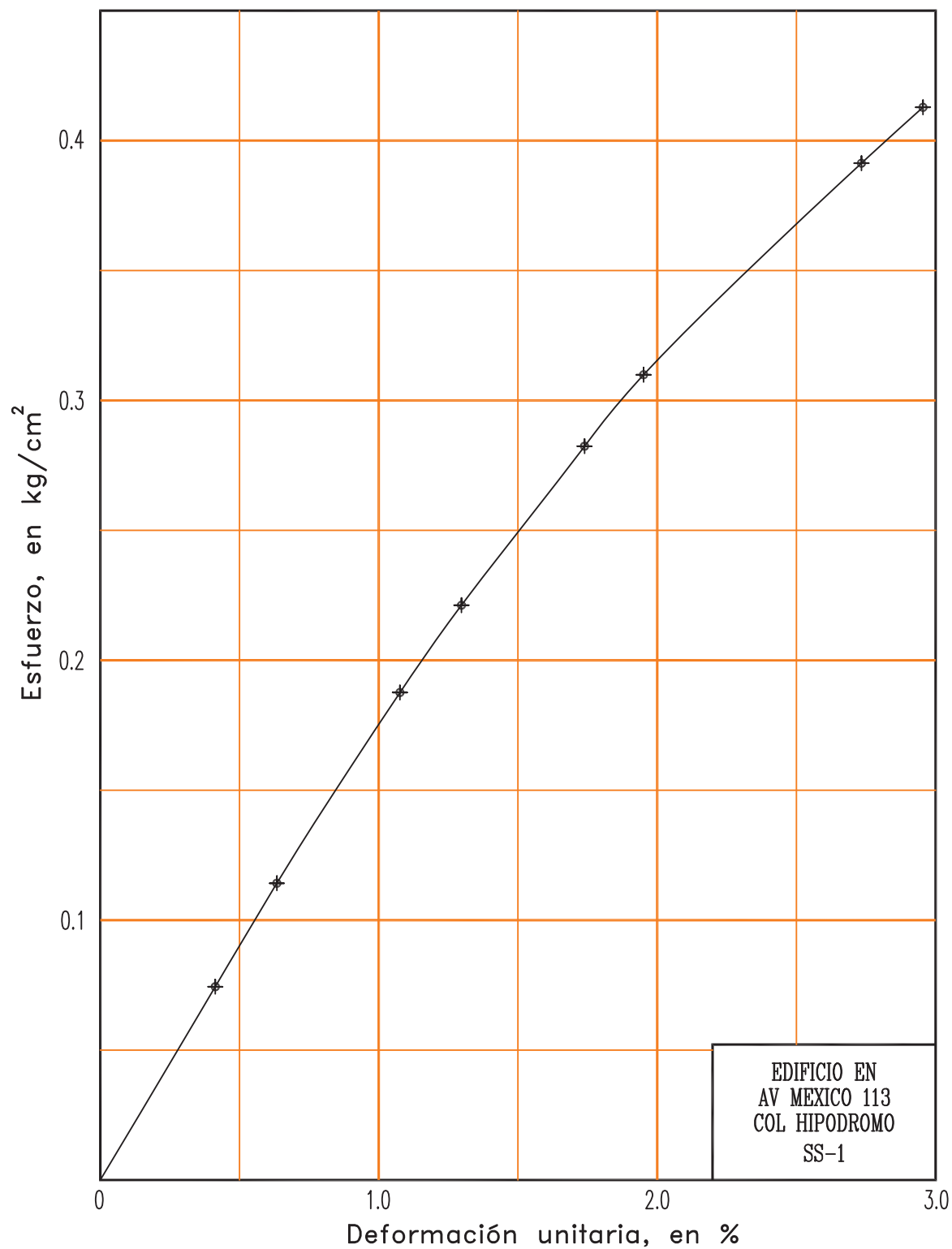
Fig 2



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u2}	5.40	Arcilla color gris oscuro, de alta plasticidad, con arena	139	3.45	1.33	0.54	0.045	0.044

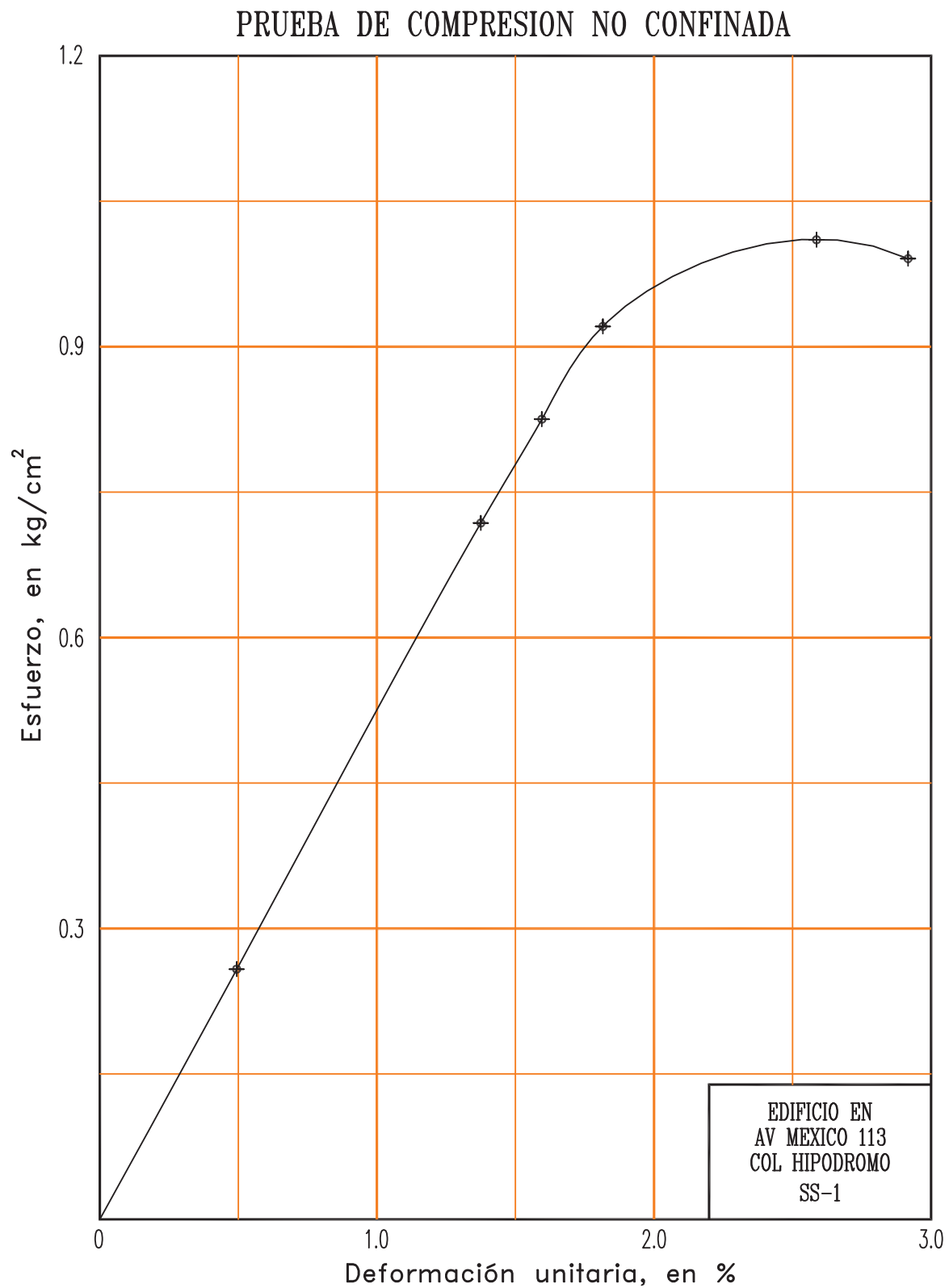
Fig 3

PRUEBA DE COMPRESION NO CONFINADA



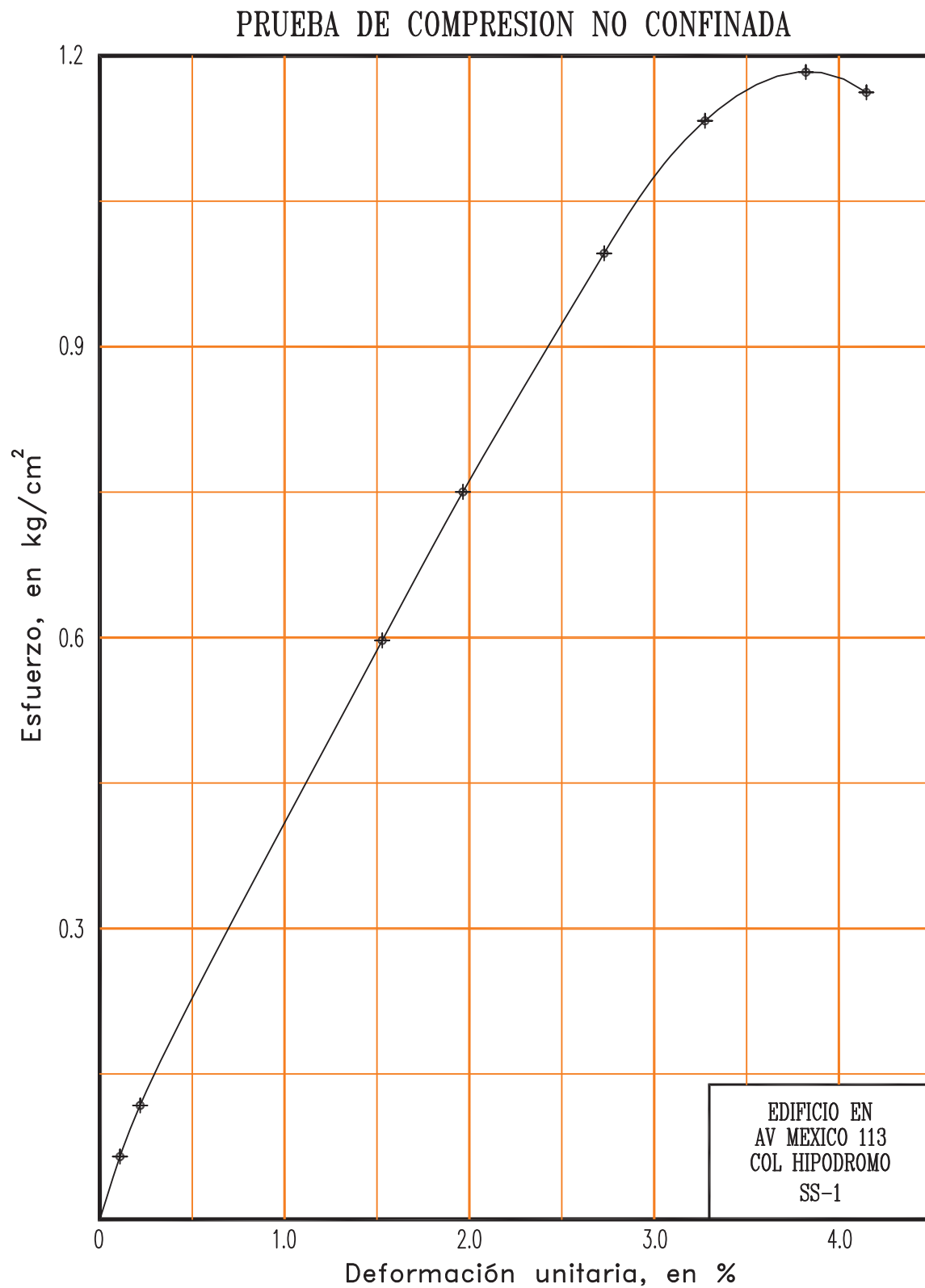
PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u3}	7.20	Arcilla color café rojo, de alta plasticidad, con muy poca arena	297	6.46	1.20	0.41	0.058	0.055

Fig 4



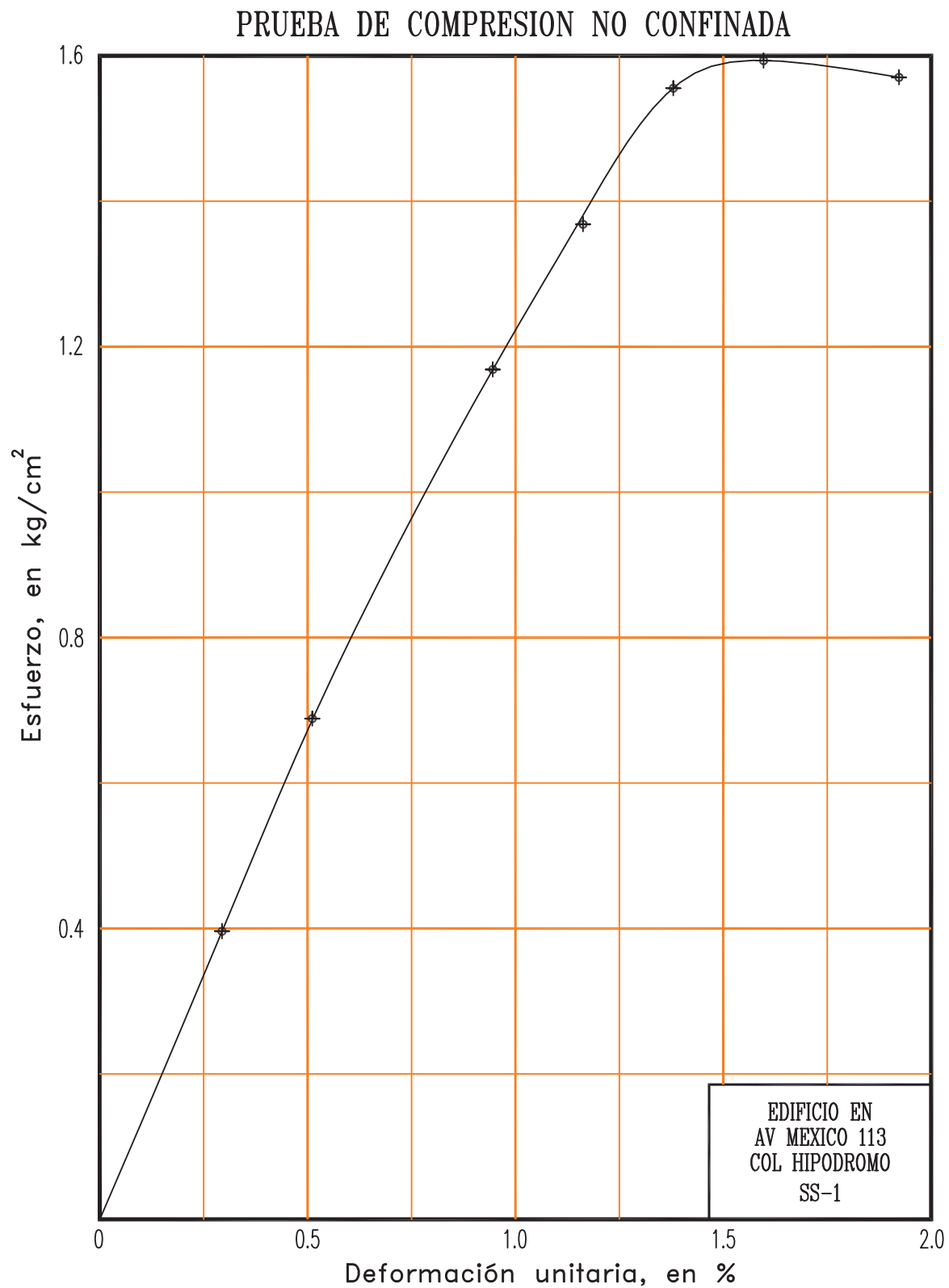
PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m^3	q_u kg/cm^2	M_{ep} cm^2/kg	M_e cm^2/kg
qu4	9.90	Arcilla color café y gris, de alta plasticidad, con muy poca arena	200	4.87	1.23	1.01	0.019	0.019

Fig 5



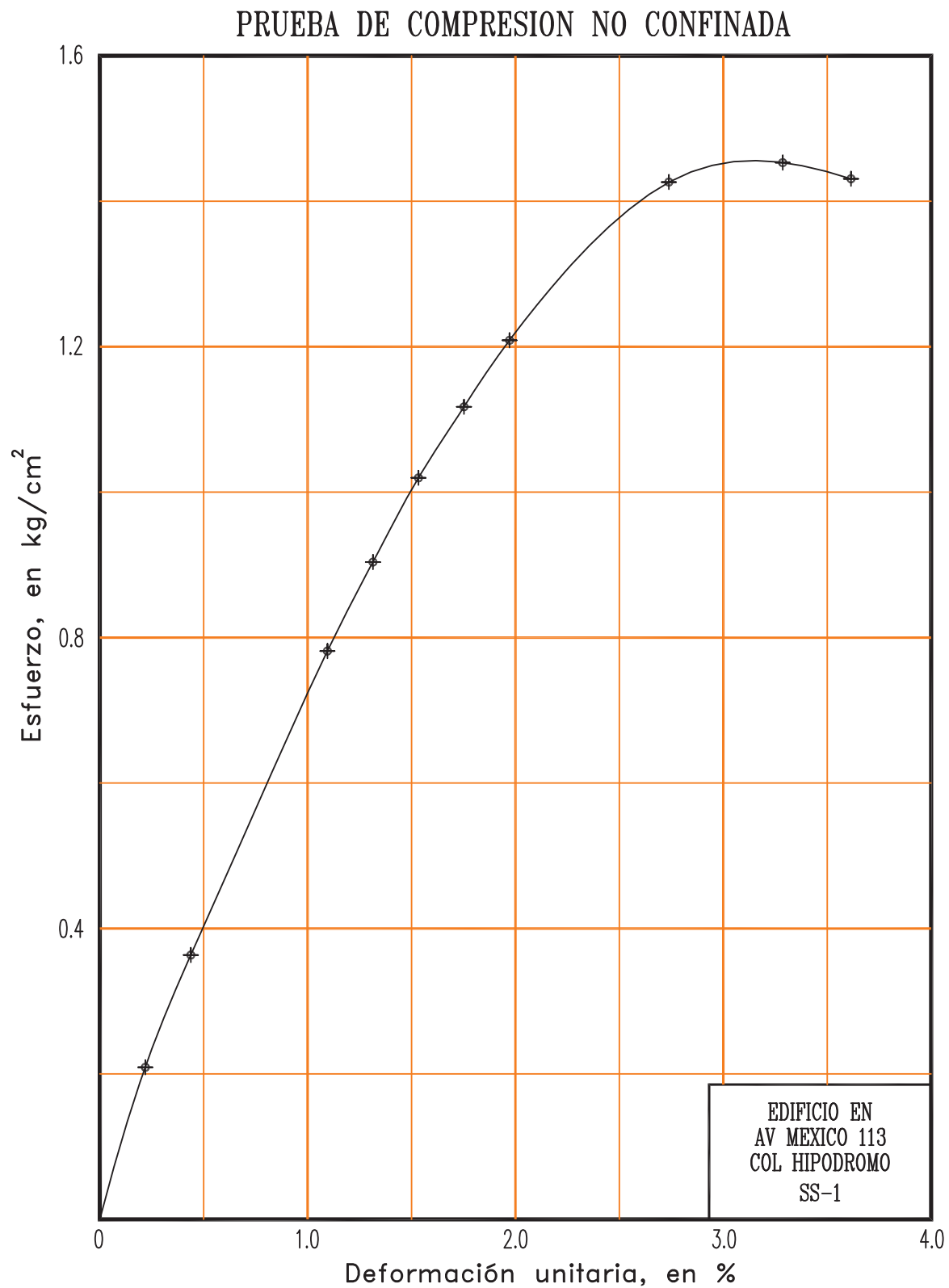
PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
qu5	13.40	Arcilla color café y gris, de alta plasticidad, con arena	222	5.33	1.24	1.18	0.026	0.017

Fig 6



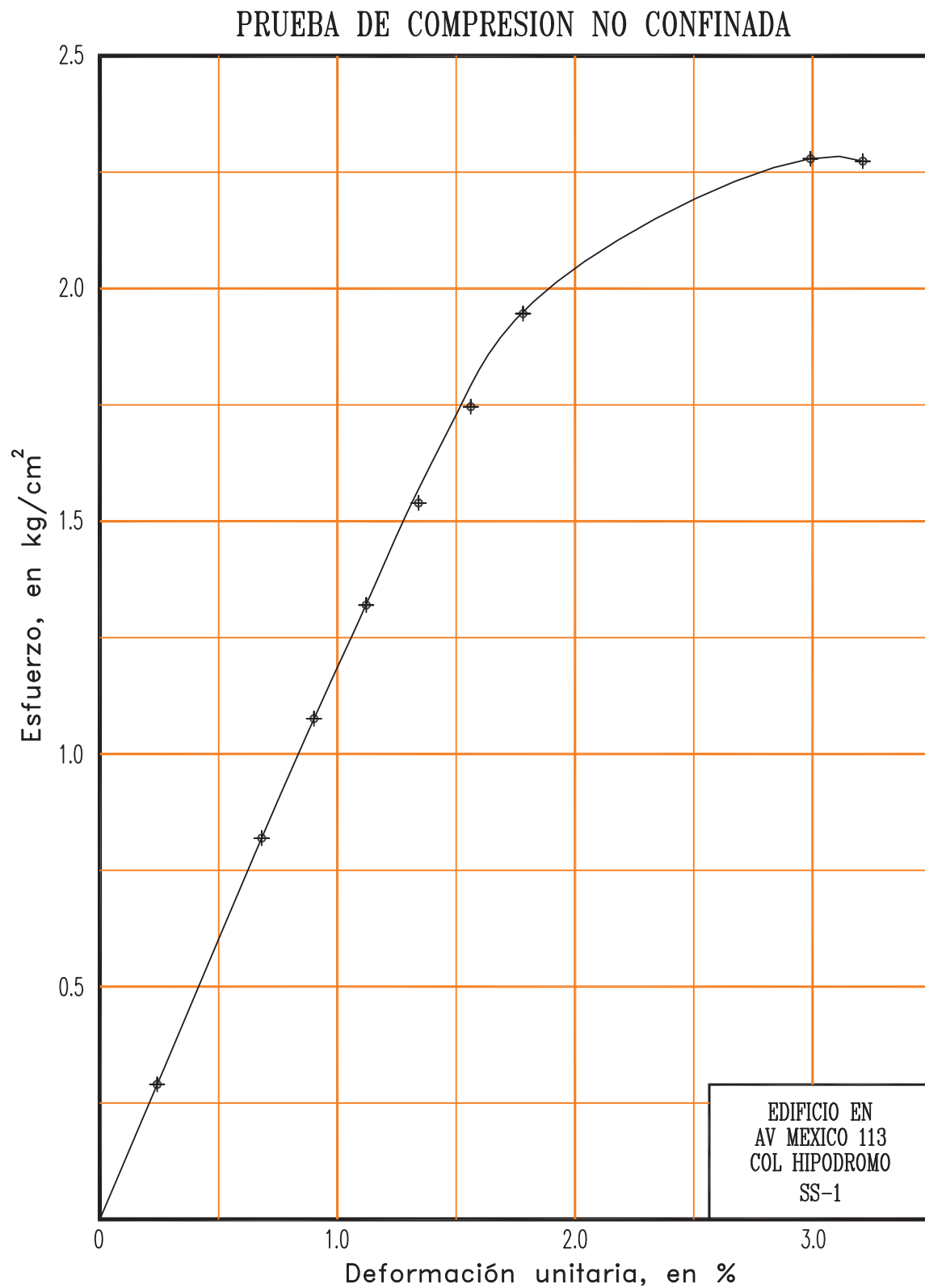
PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u6}	17.90	Arcilla color gris oscuro y café gris, de alta plasticidad, con muy poca arena	226	5.24	1.22	1.59	0.007	0.007

Fig 7



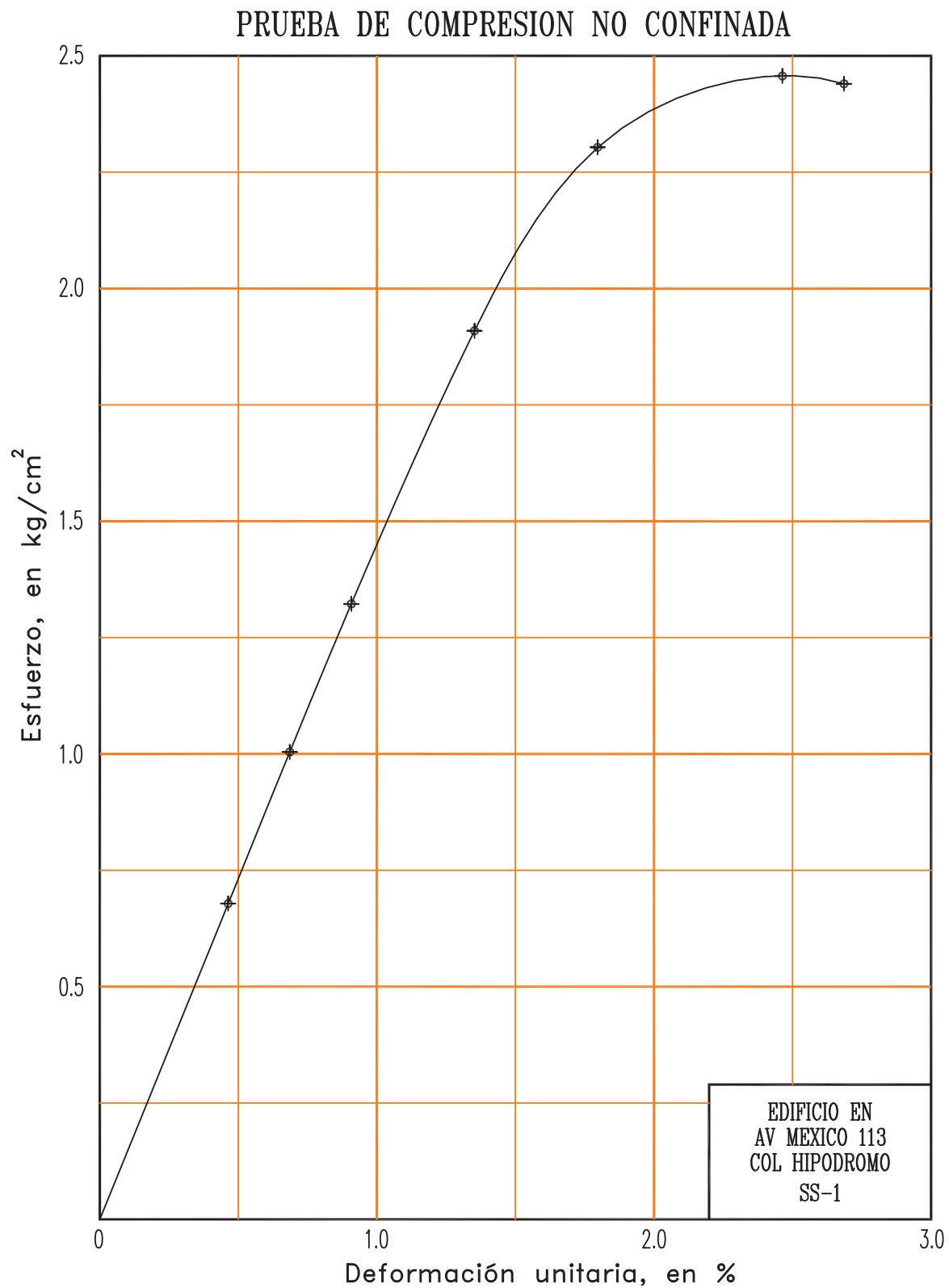
PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u7}	20.30	Arcilla color gris verde, de alta plasticidad, con muy poca arena	82	1.89	1.48	1.45	0.014	0.010

Fig 8



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u8}	28.90	Arcilla color café oscuro y gris verde, de alta plasticidad, con muy poca arena	134	3.12	1.33	2.28	0.008	0.008

Fig 9



PRUEBA No	PROF m	DESCRIPCION DEL MATERIAL	ω %	e -	γ t/m ³	q_u kg/cm ²	M_{ep} cm ² /kg	M_e cm ² /kg
q_{u9}	30.50	Arcilla color café claro, de alta plasticidad, con muy poca arena	165	3.71	1.30	2.46	0.007	0.007

Fig 10

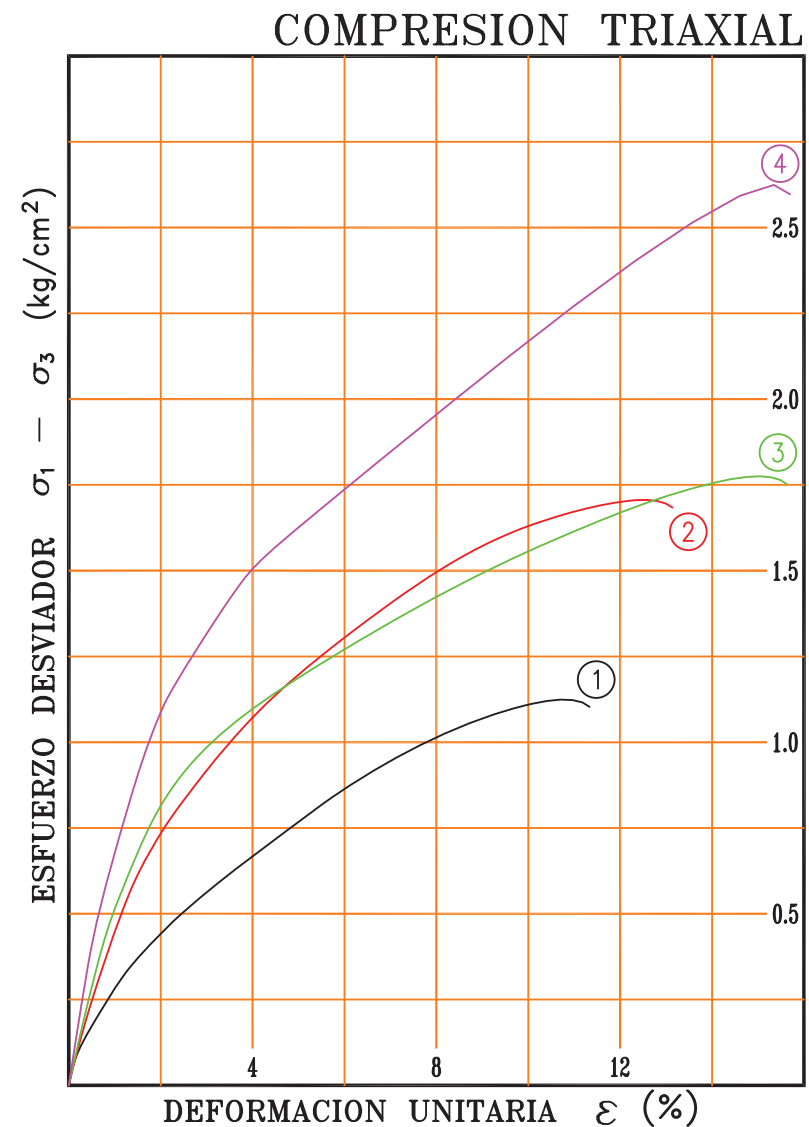
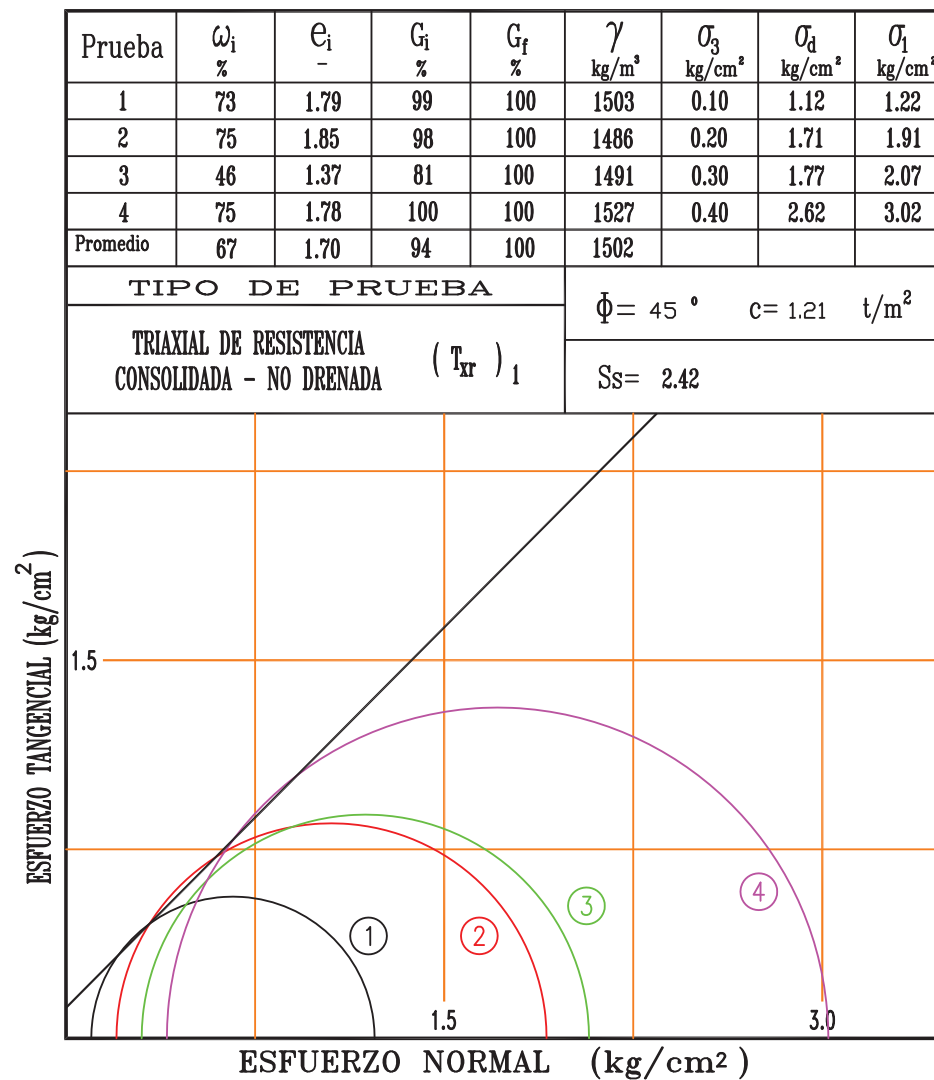


Fig 11

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 1 Profundidad 2.70 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Limo color negro, de alta plasticidad y baja a muy baja densidad, con poca arena

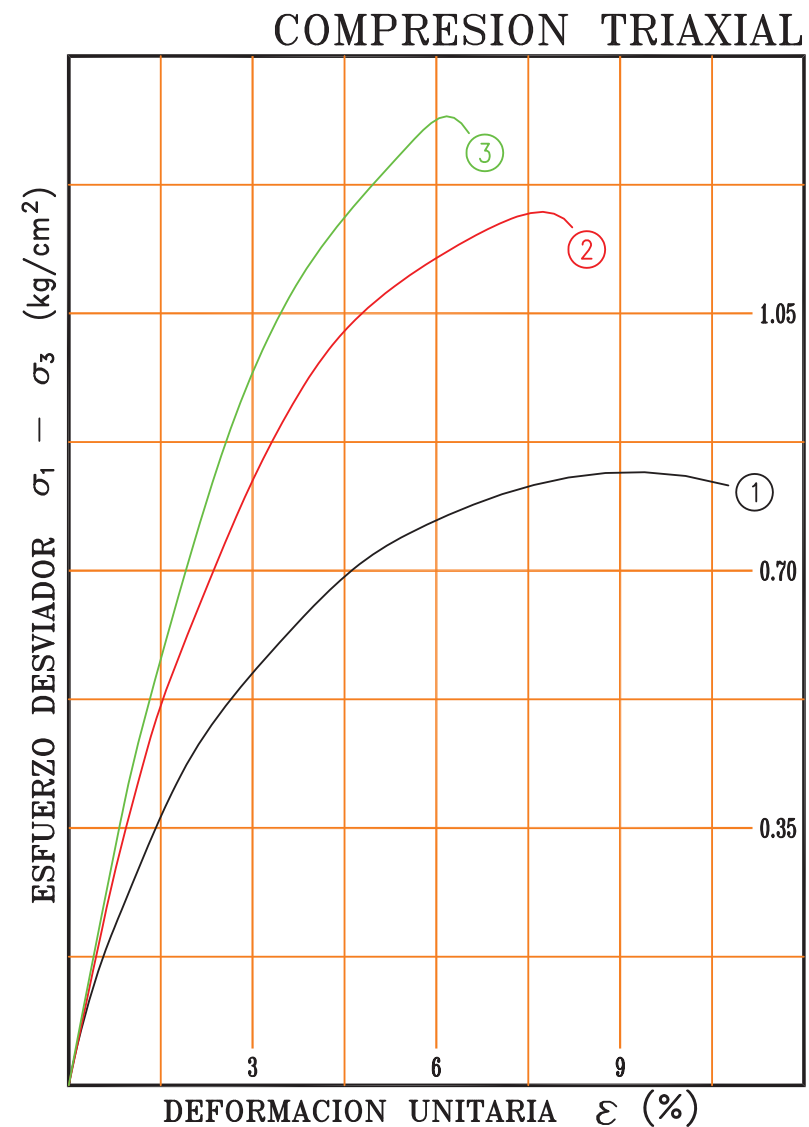
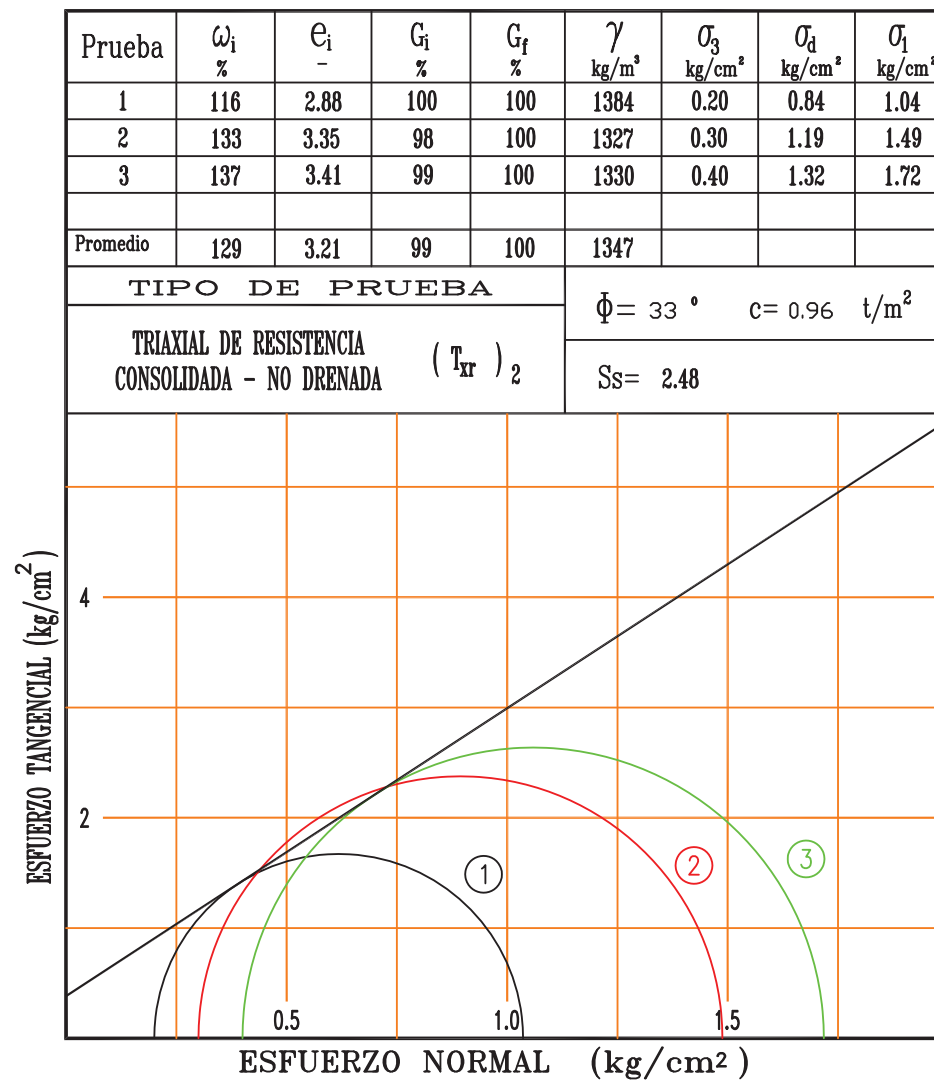


Fig 12

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 2 Profundidad 5.40 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color gris oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena

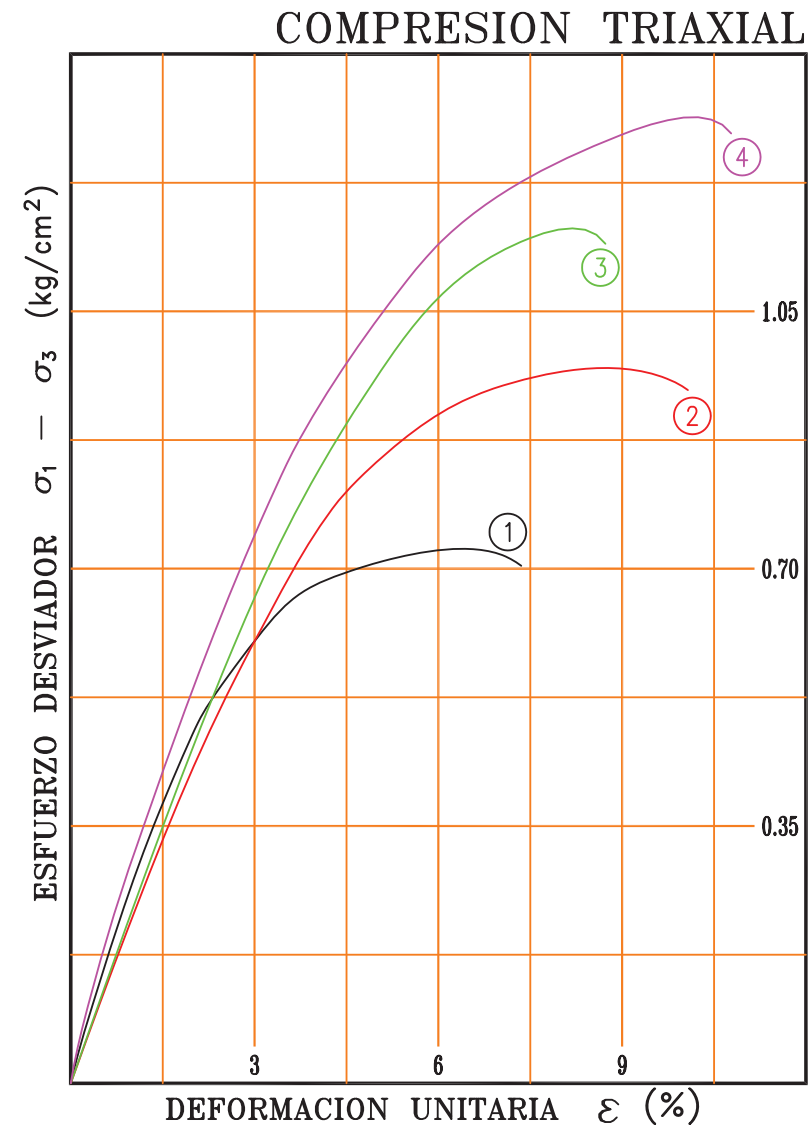
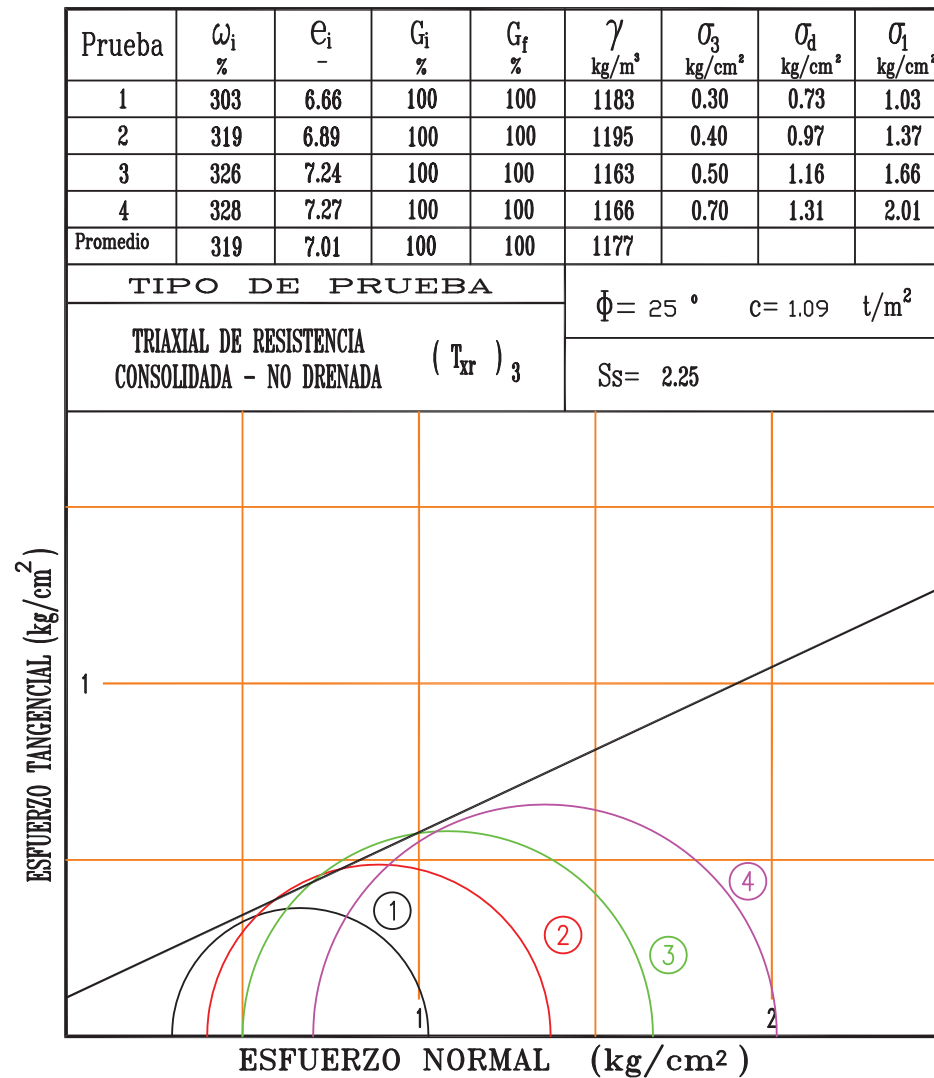


Fig 13

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 3 Profundidad 7.10 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color café rojo, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con poca arena

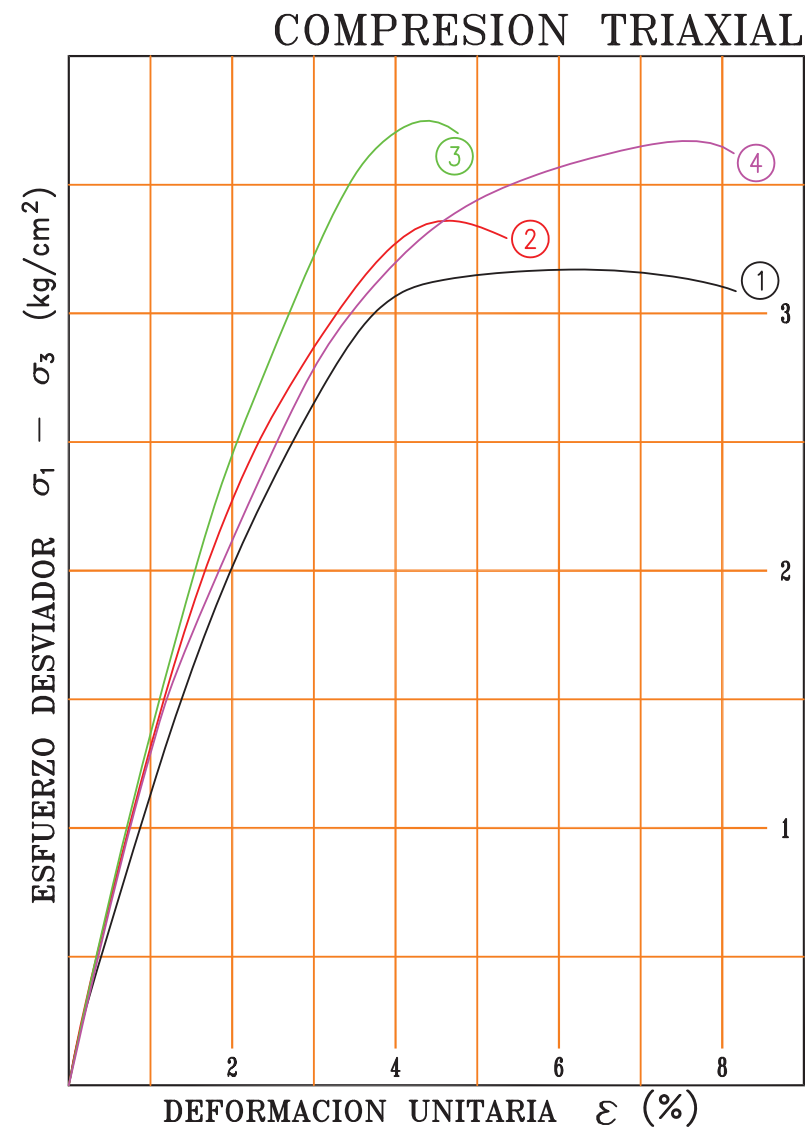
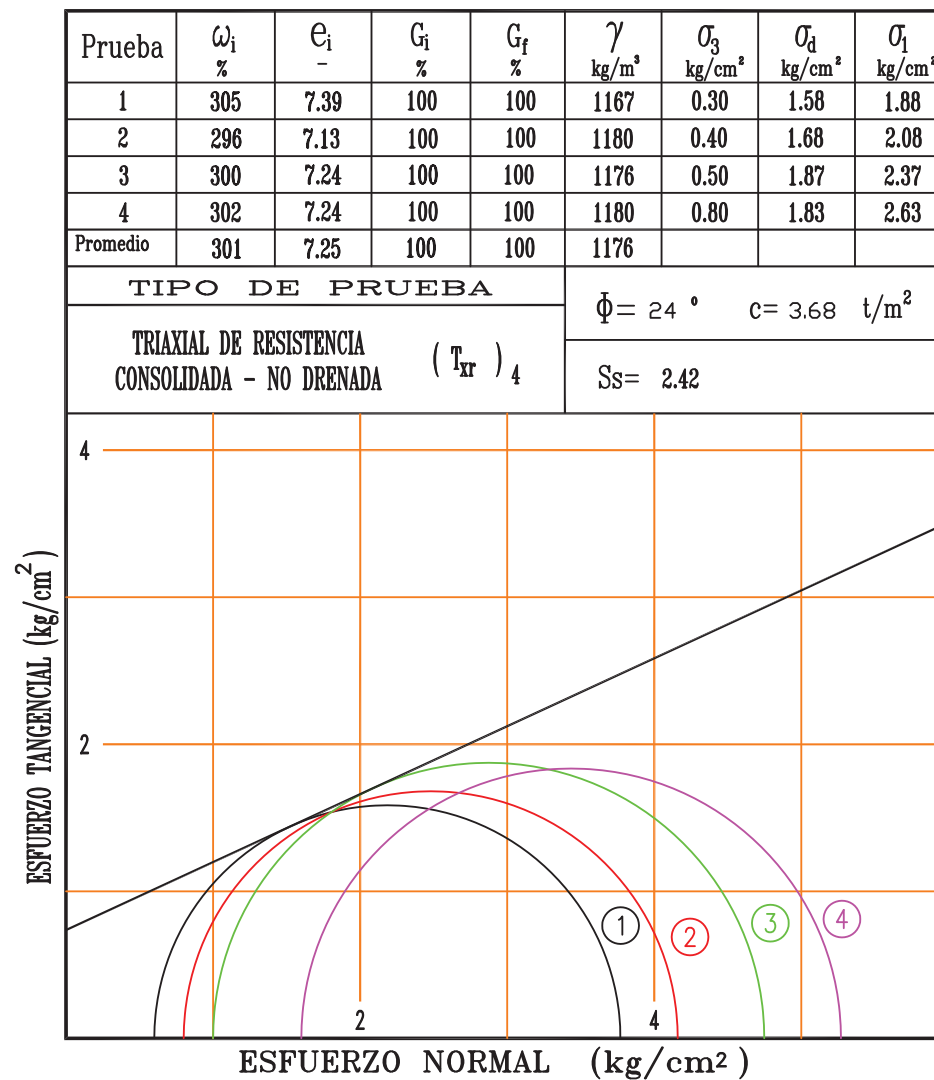


Fig 14

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 4 Profundidad 9.50 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena

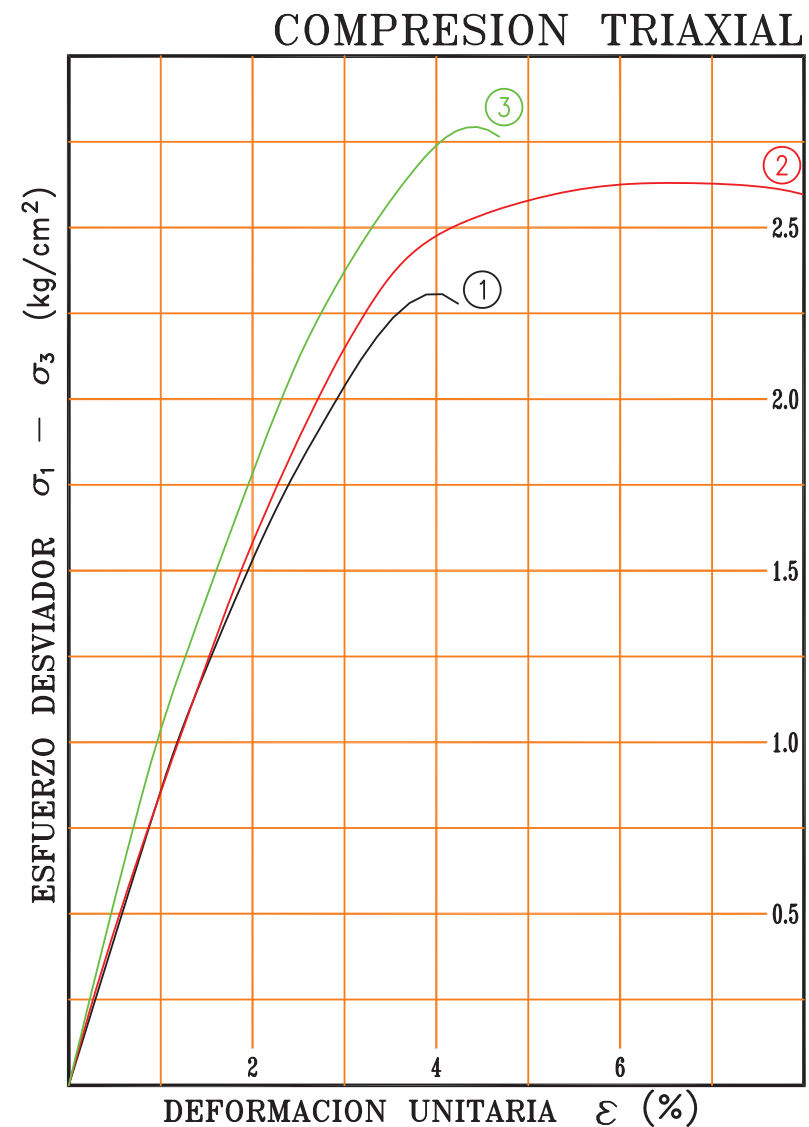
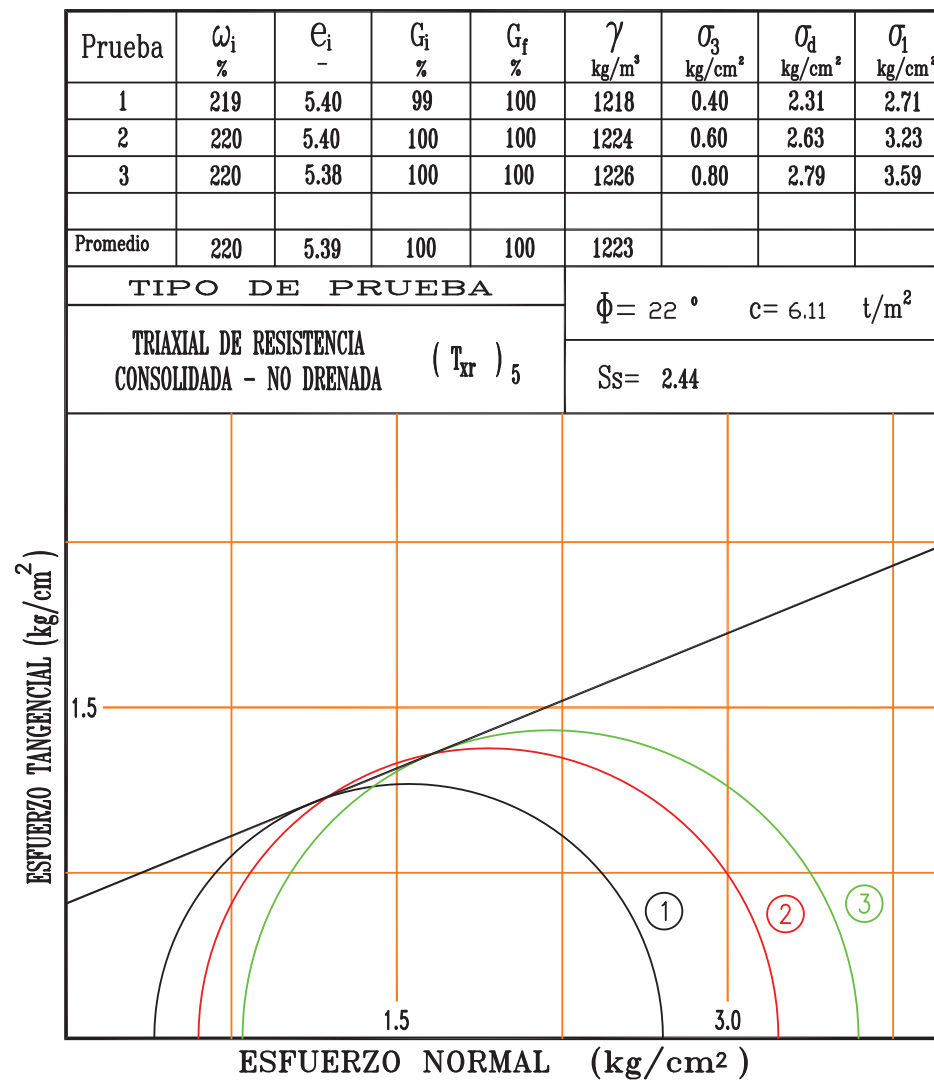


Fig 15

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 5 Profundidad 13.00 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena

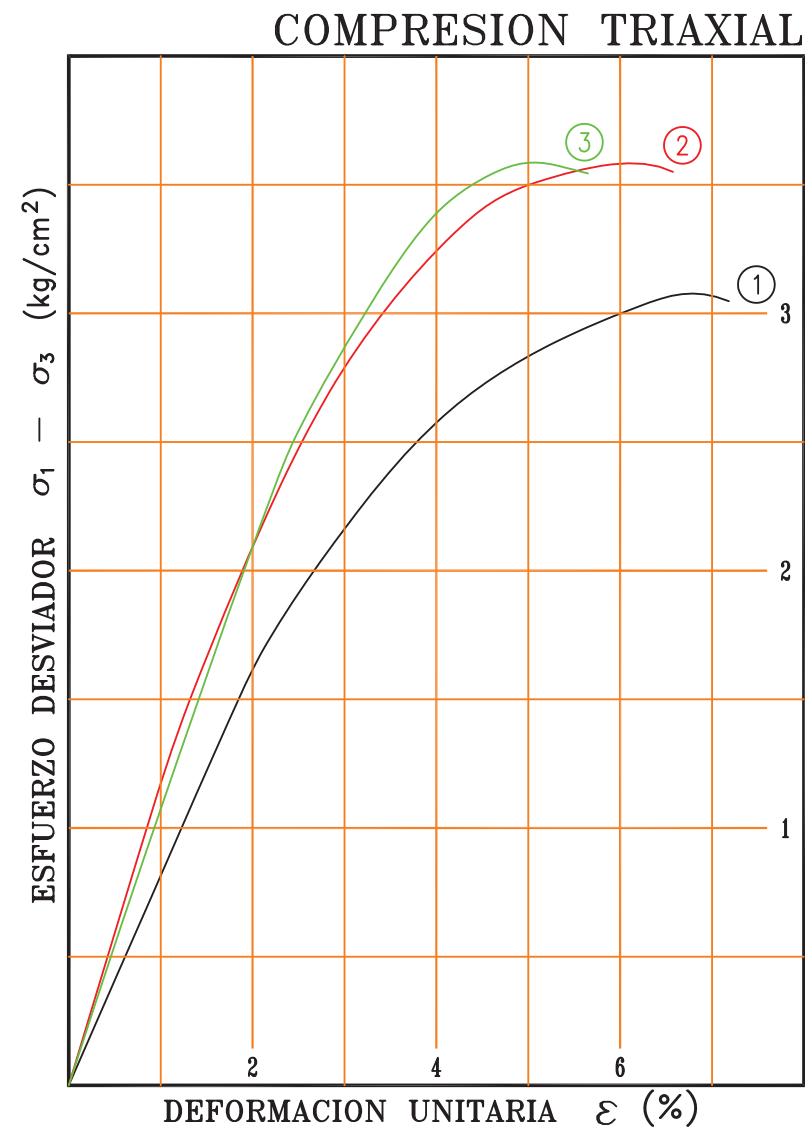
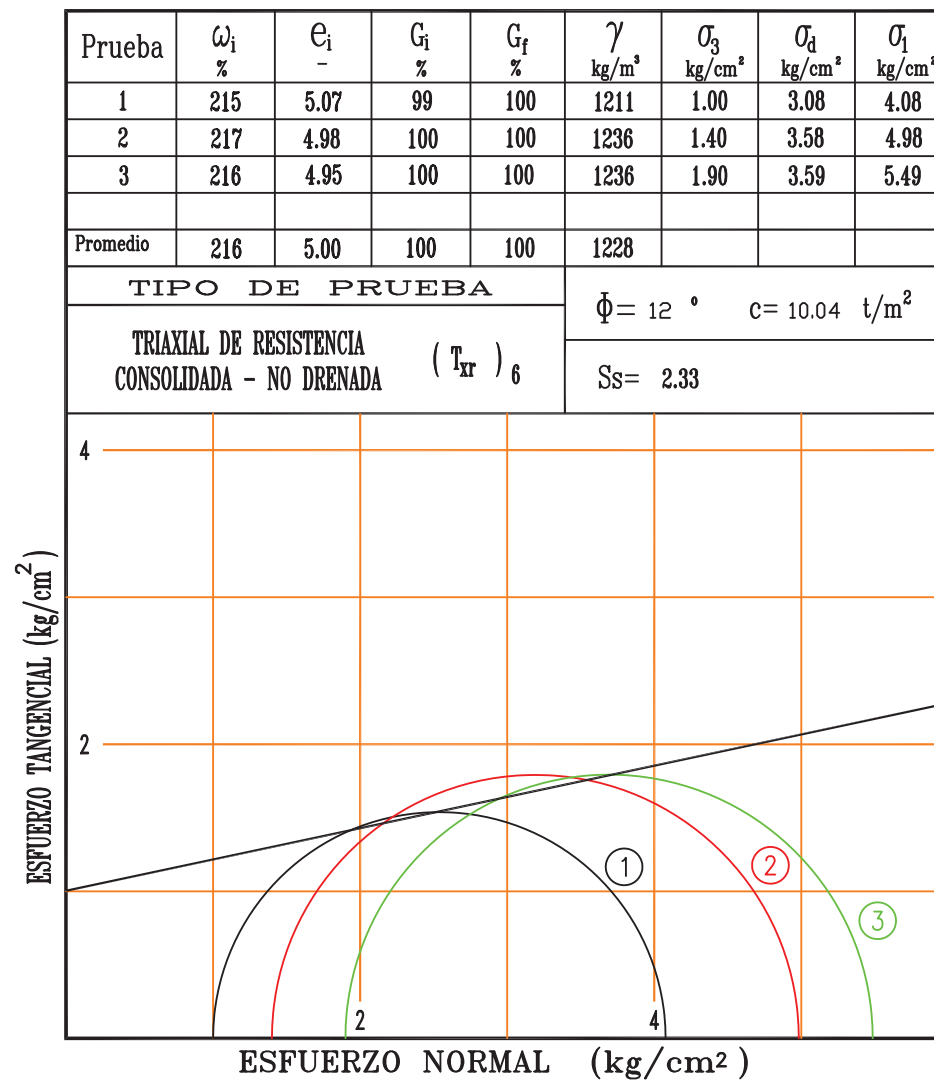


Fig 16

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 6 Profundidad 17.50 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color gris oscuro y café gris, de alta plasticidad y consistencia blanda a muy blanda, con muy poca arena

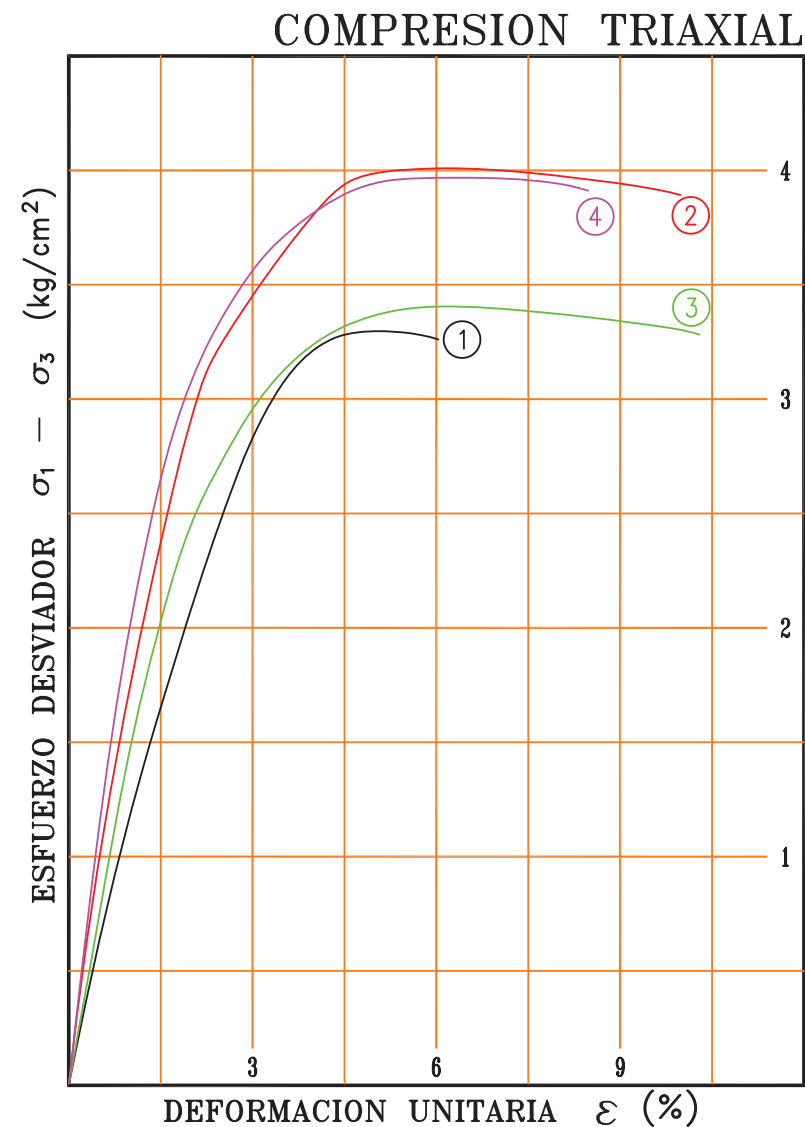
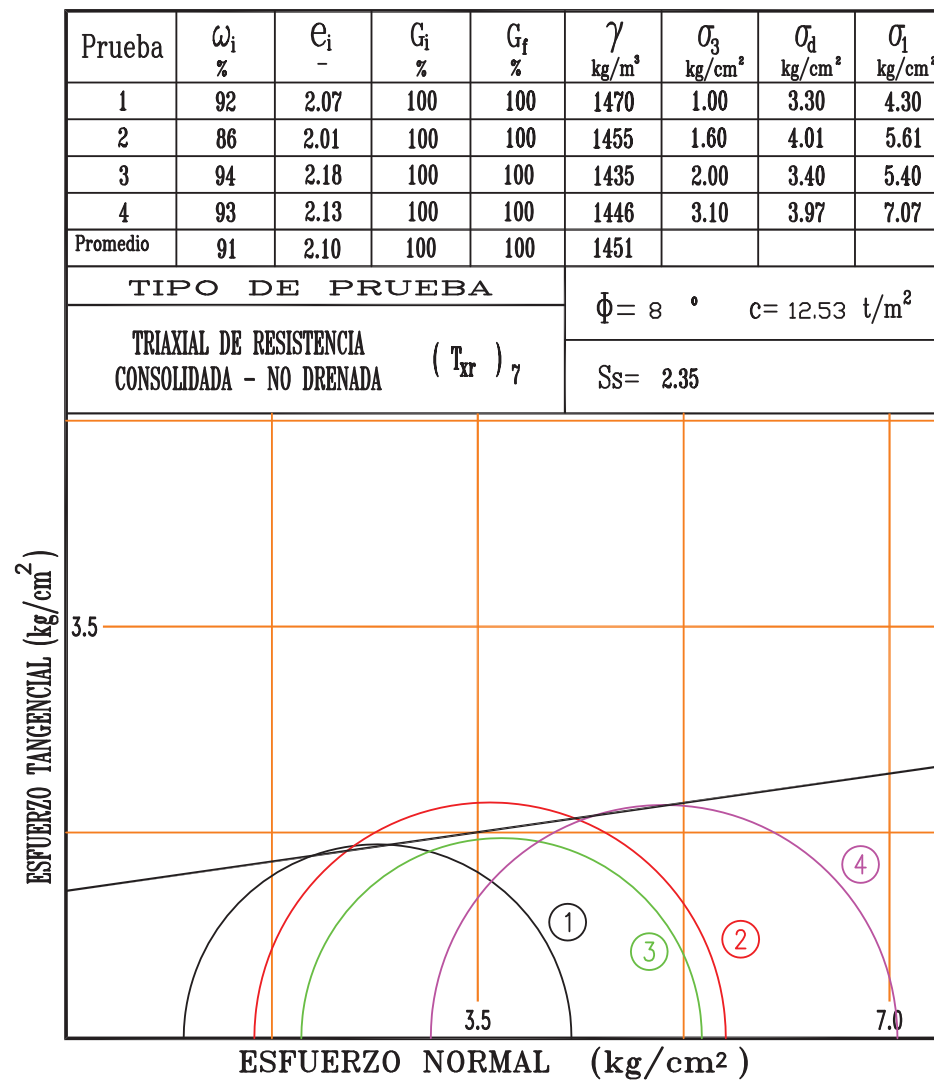


Fig 17

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 7 Profundidad 20.20 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena

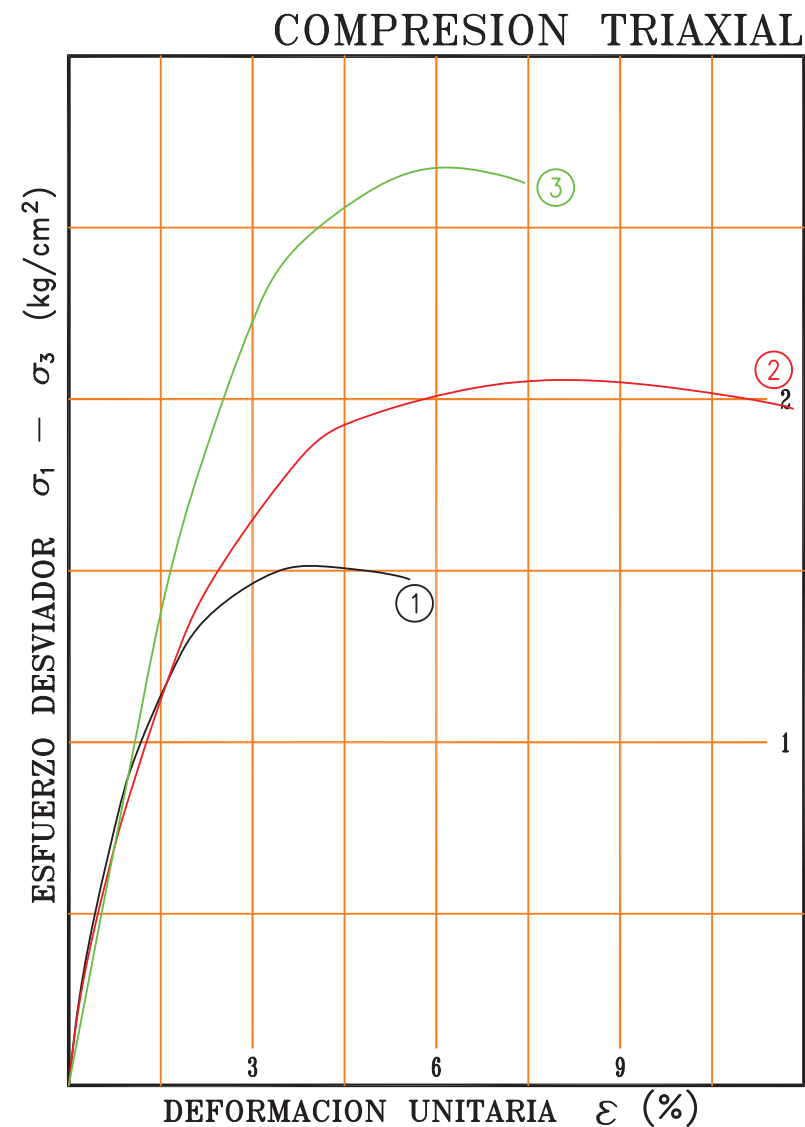
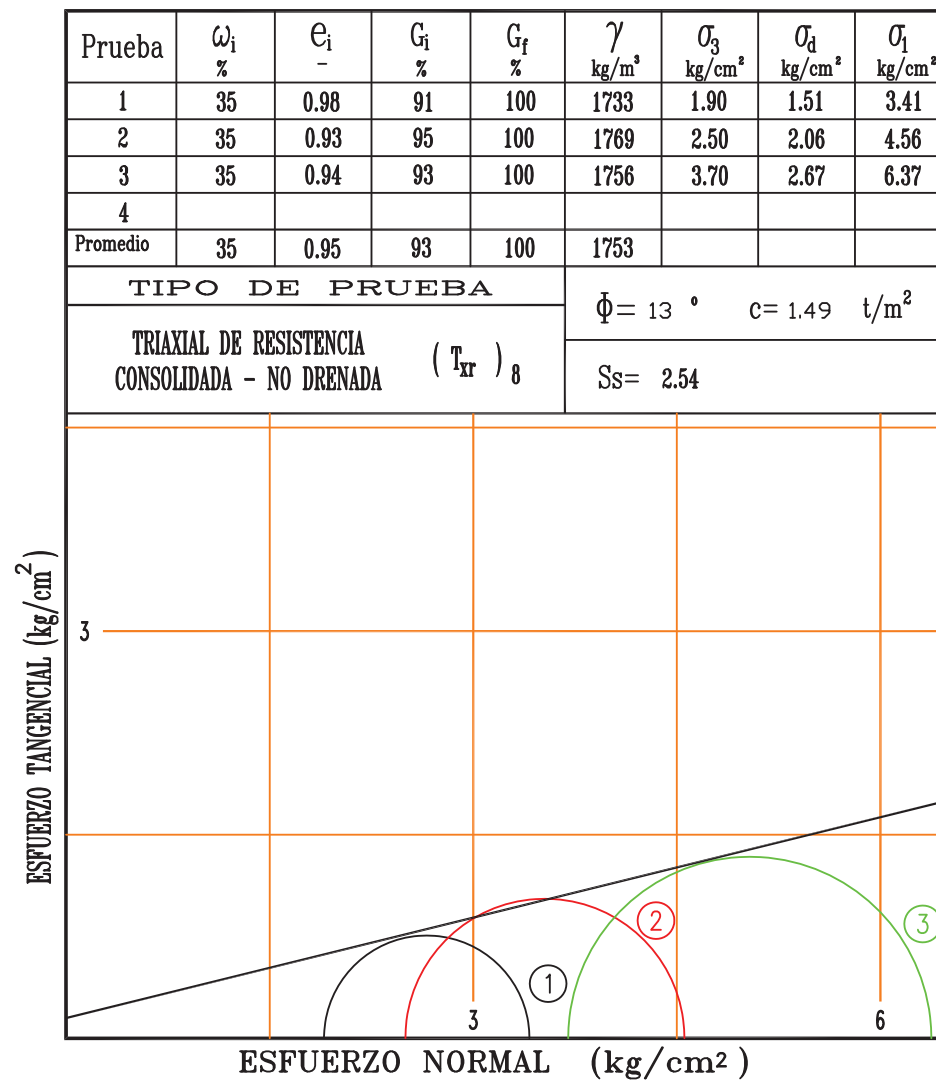


Fig 18

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 8 Profundidad 24.80 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media a muy rígida, con arena

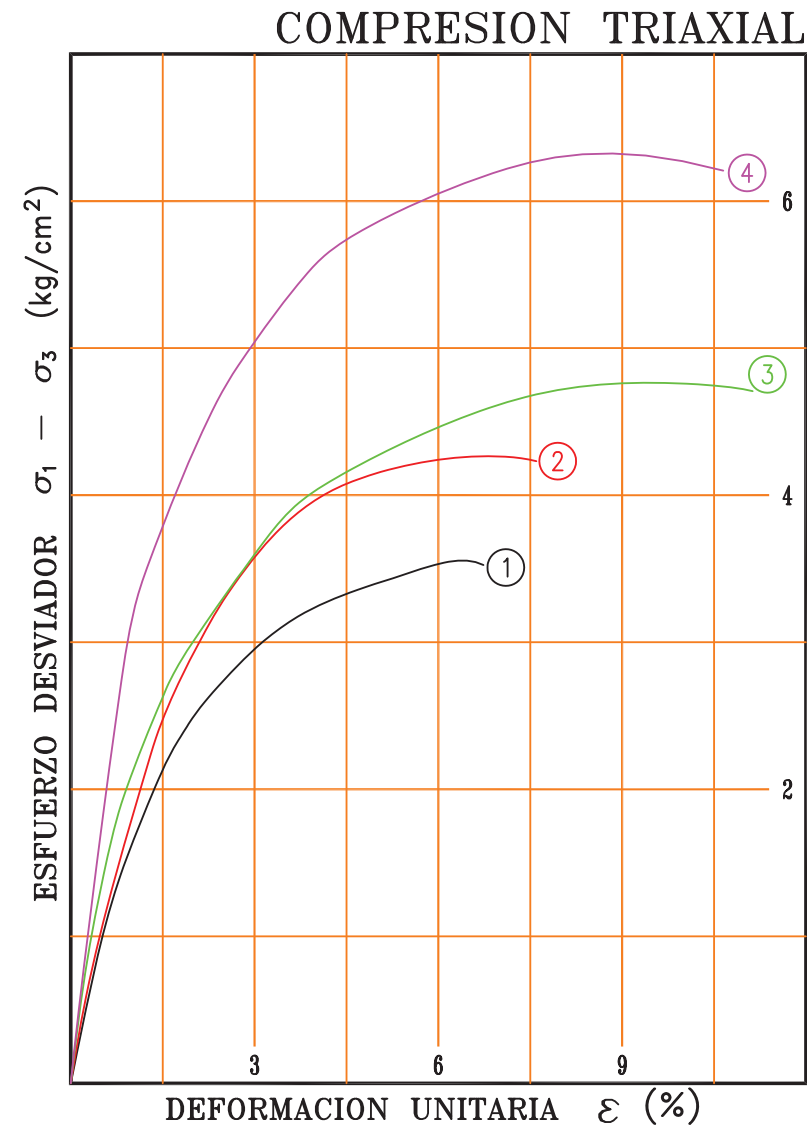
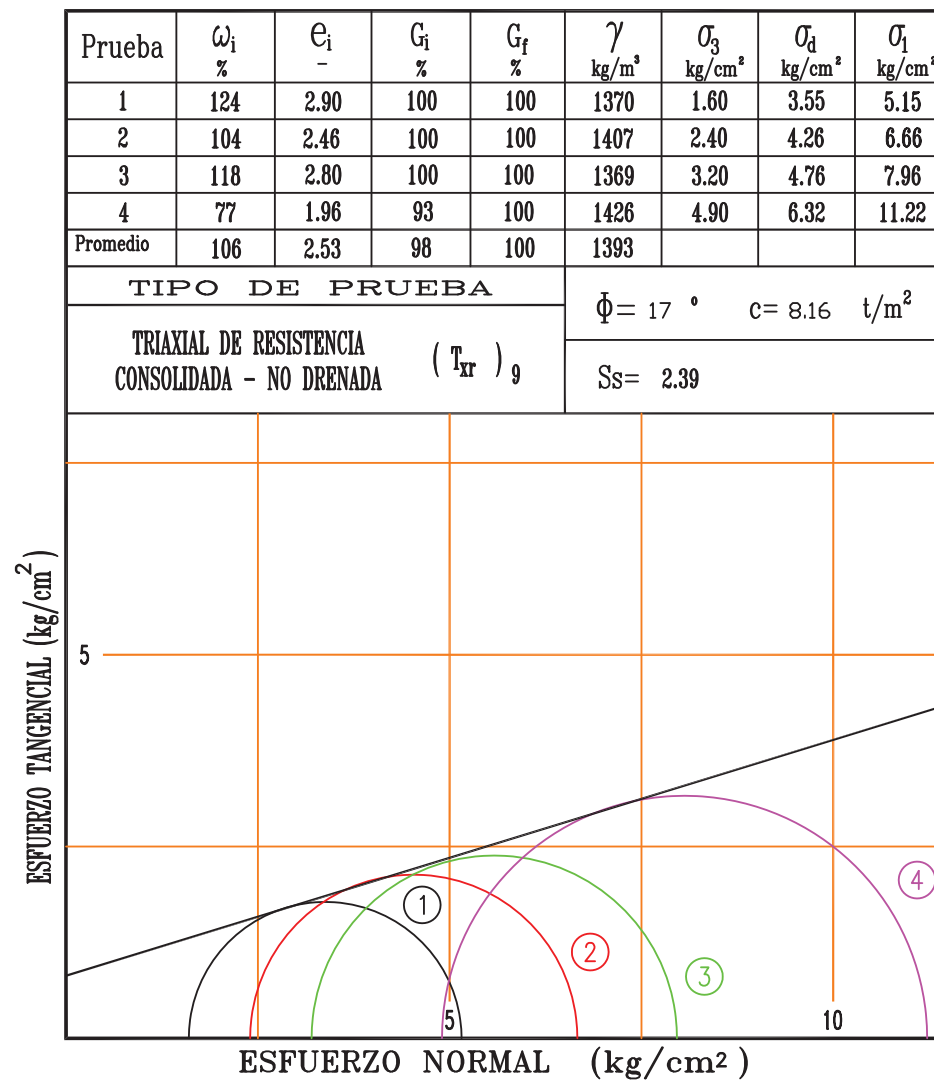


Fig 19

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 9 Profundidad 28.50 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color café oscuro y gris verde, de alta plasticidad y consistencia blanda a media, con muy poca arena

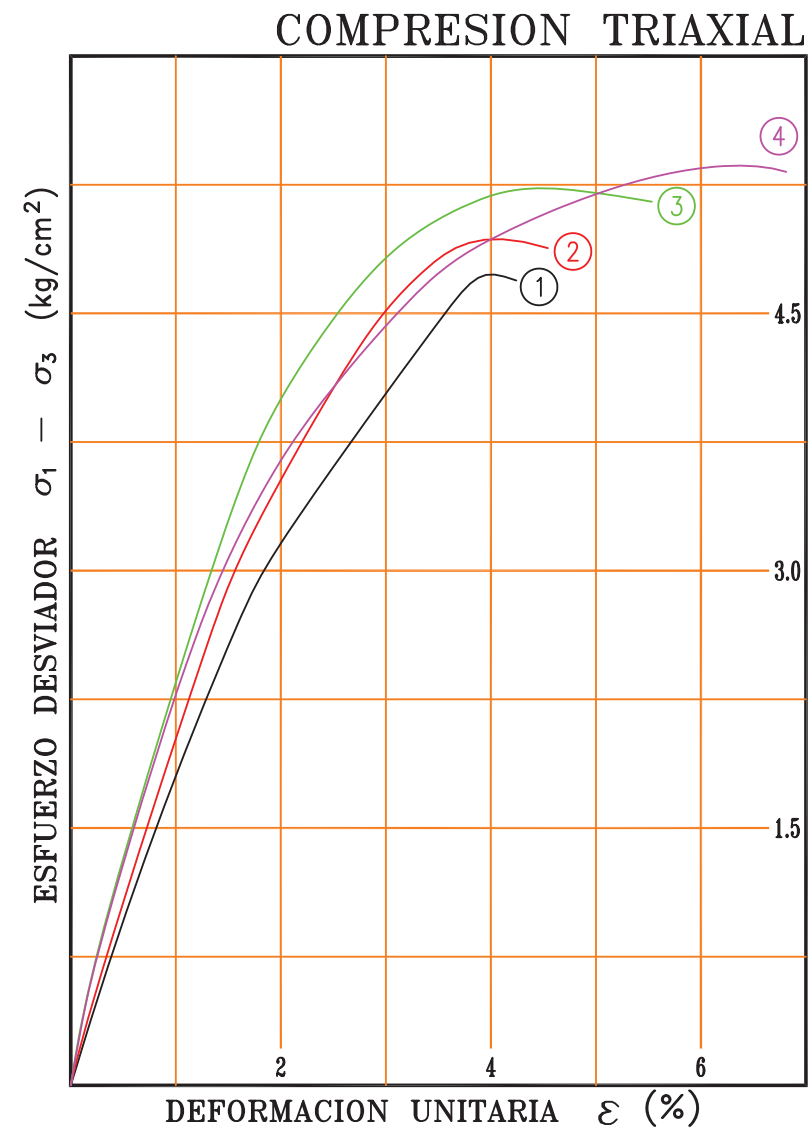
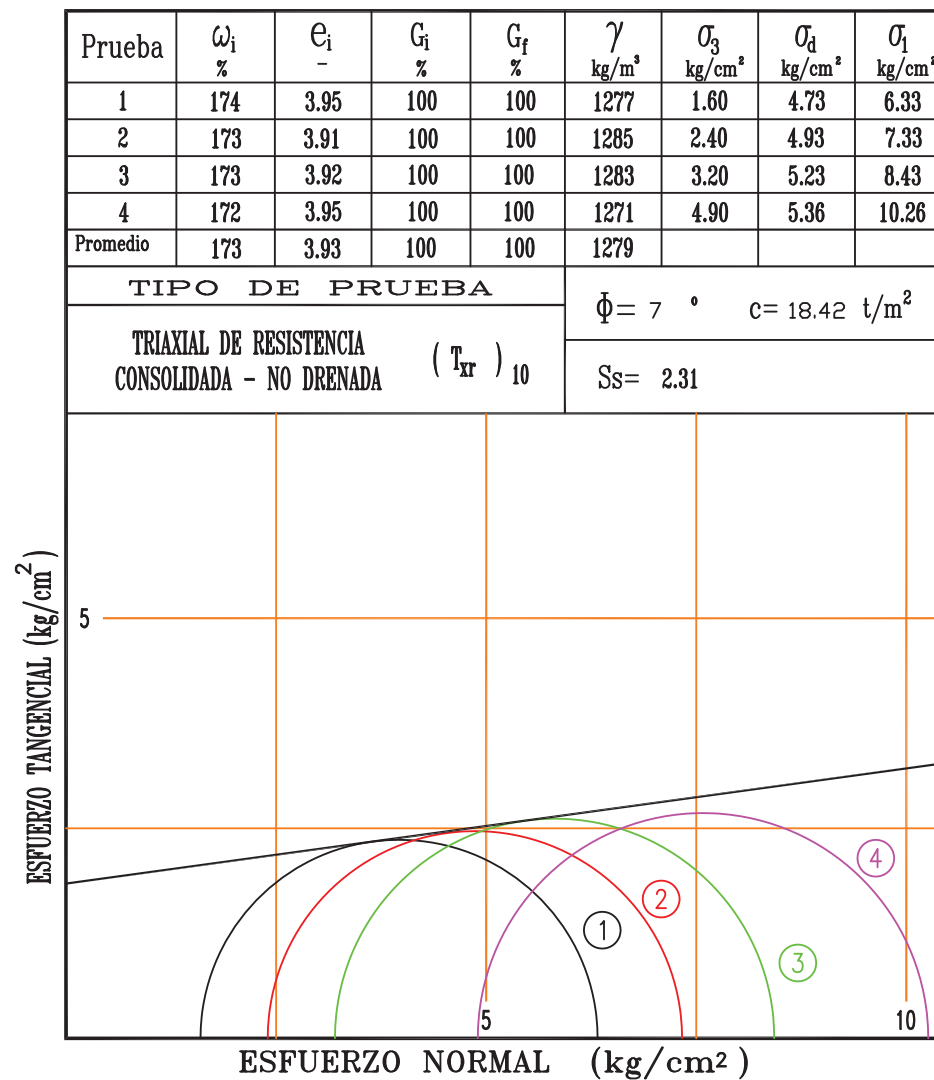
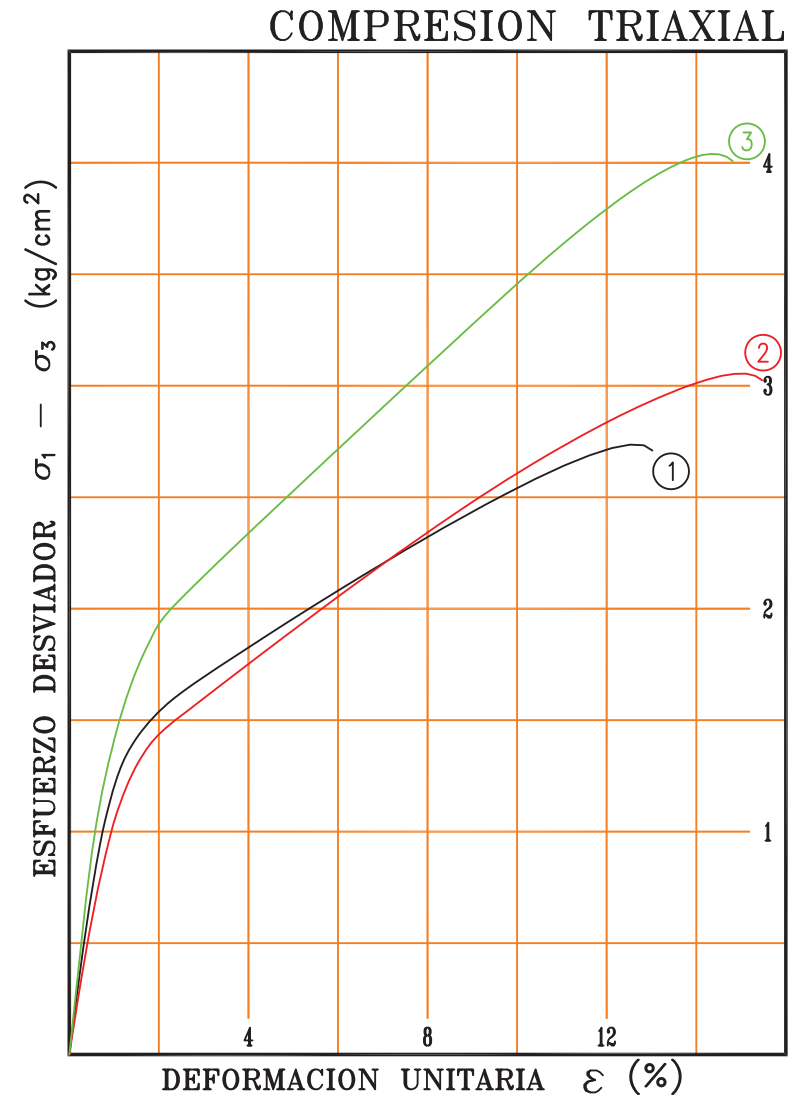
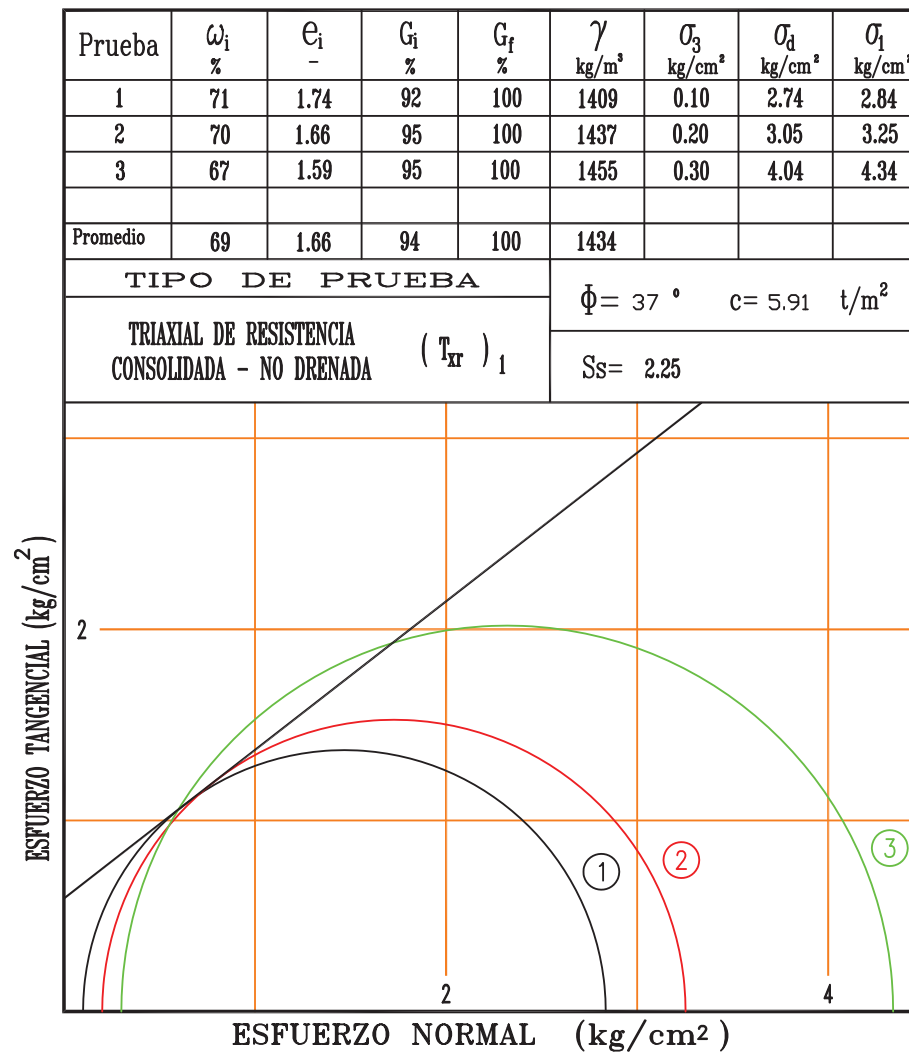
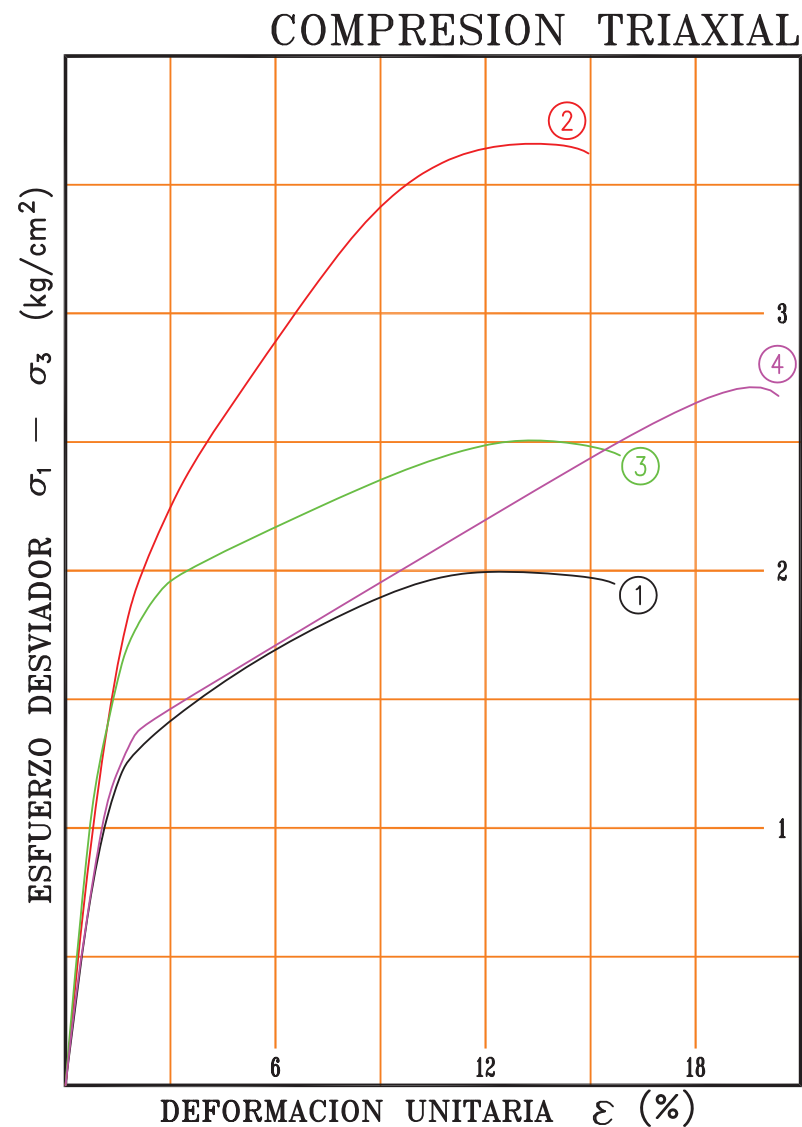
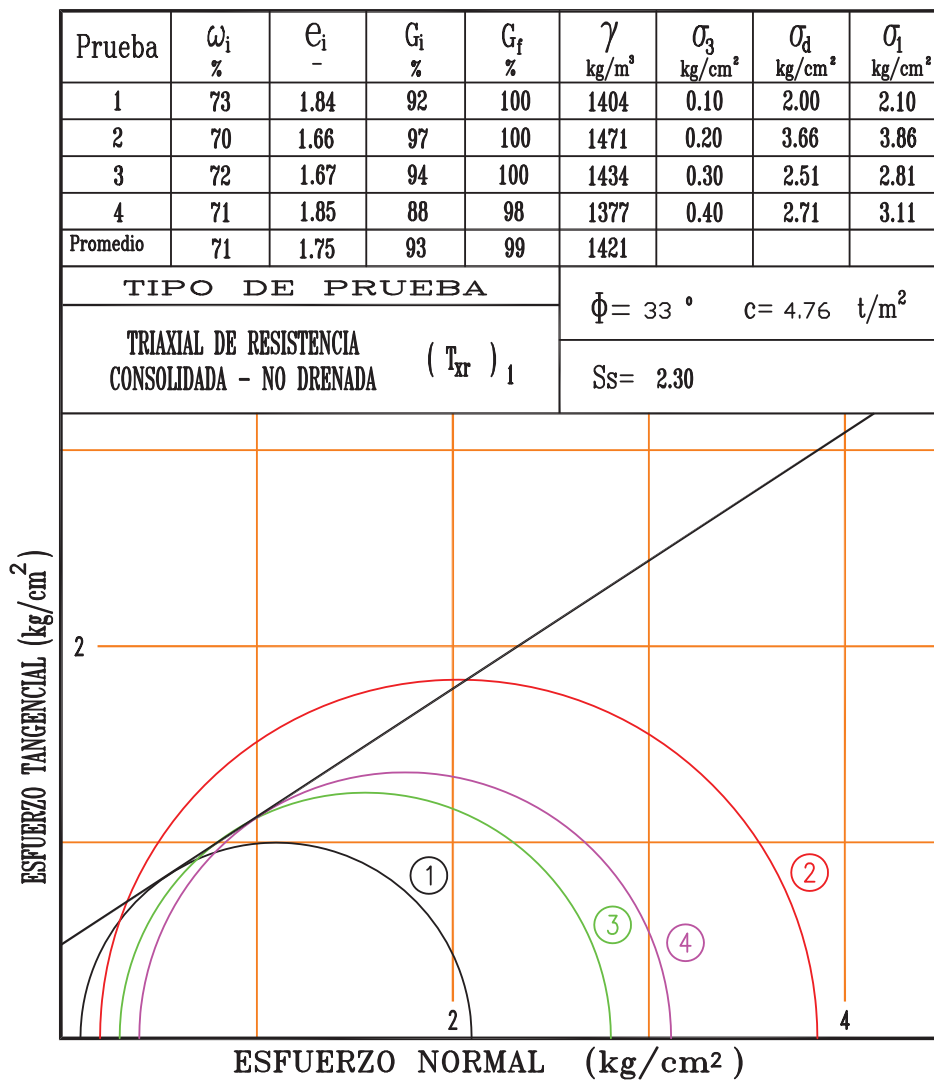
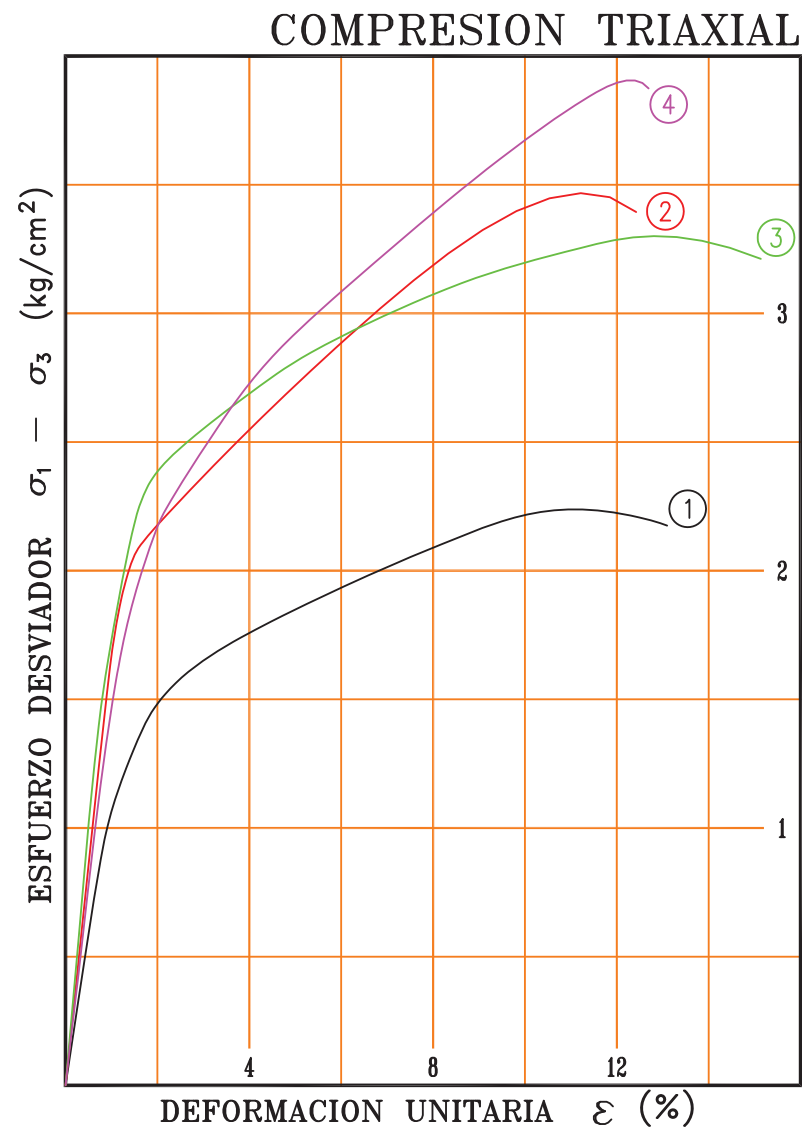
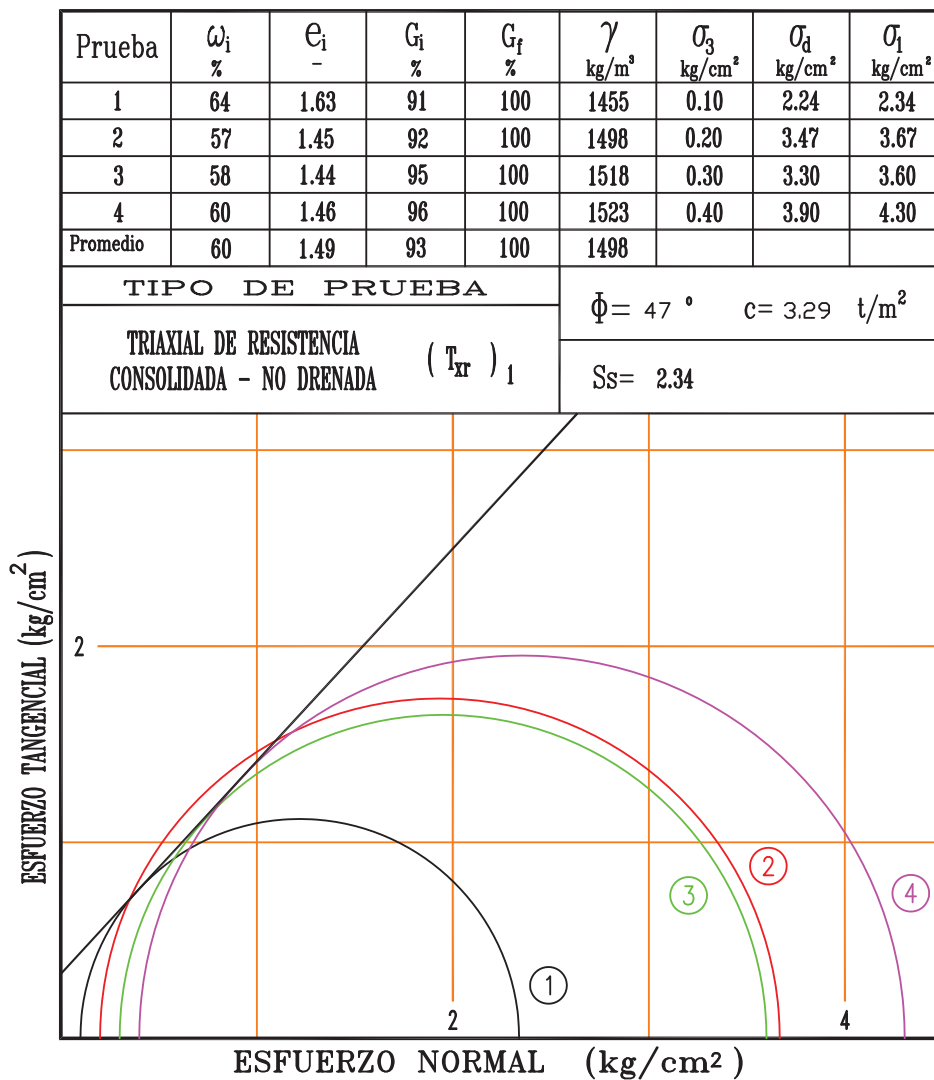


Fig 20

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo SS-1 Muestra 10 Profundidad 30.30 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color café claro, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena







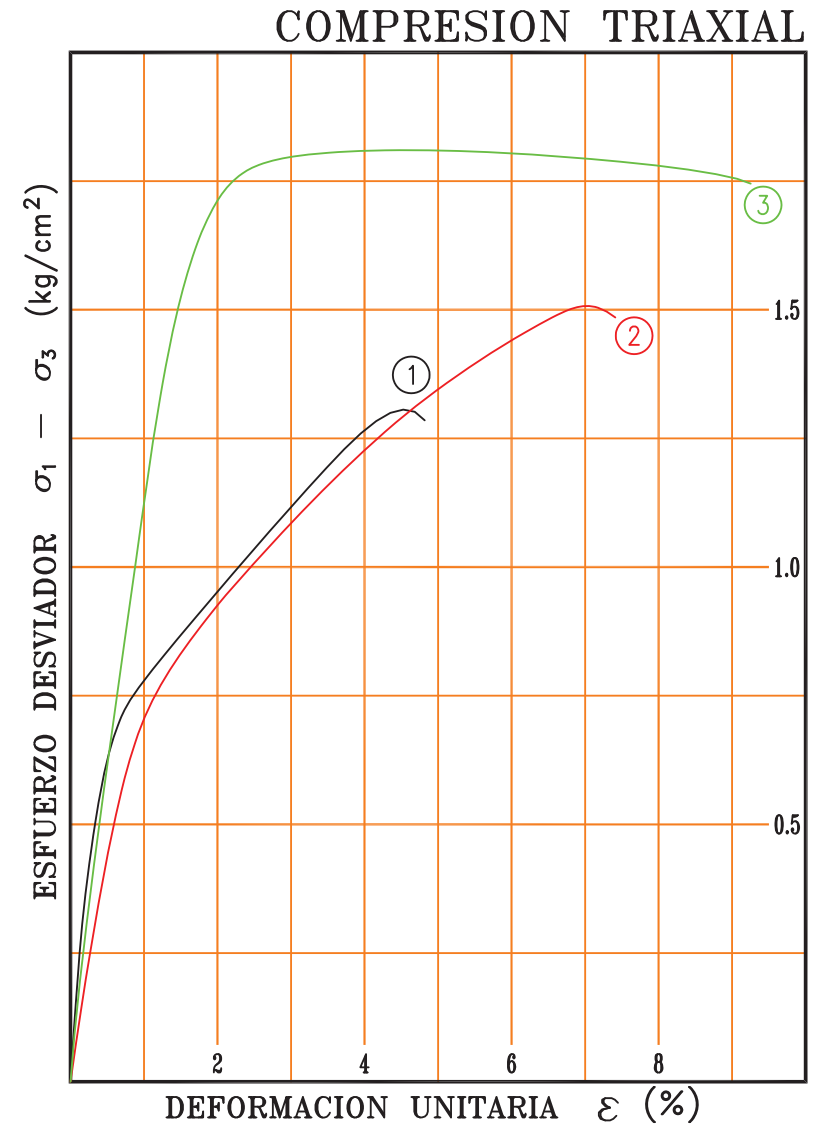
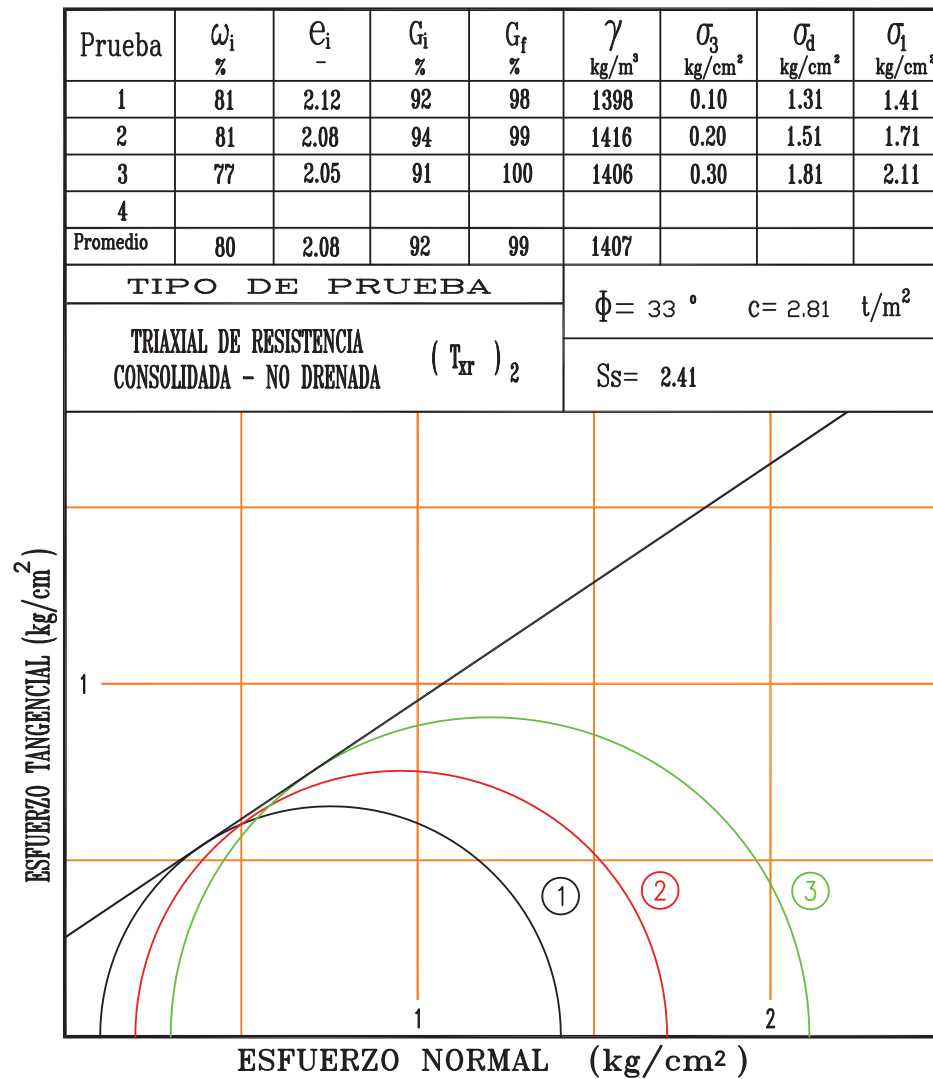


Fig 24

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo PCA-3 Muestra MC-2 Profundidad 2.70 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Limo color café gris, de alta plasticidad, con muy poca arena

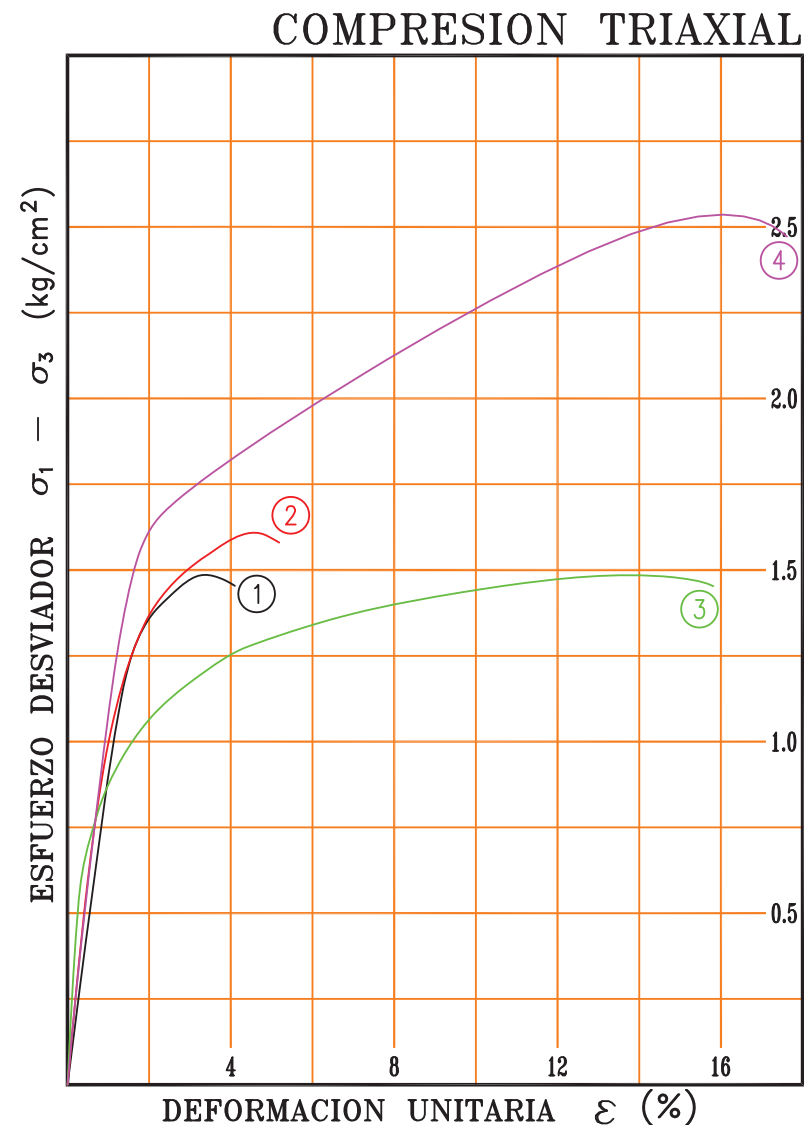
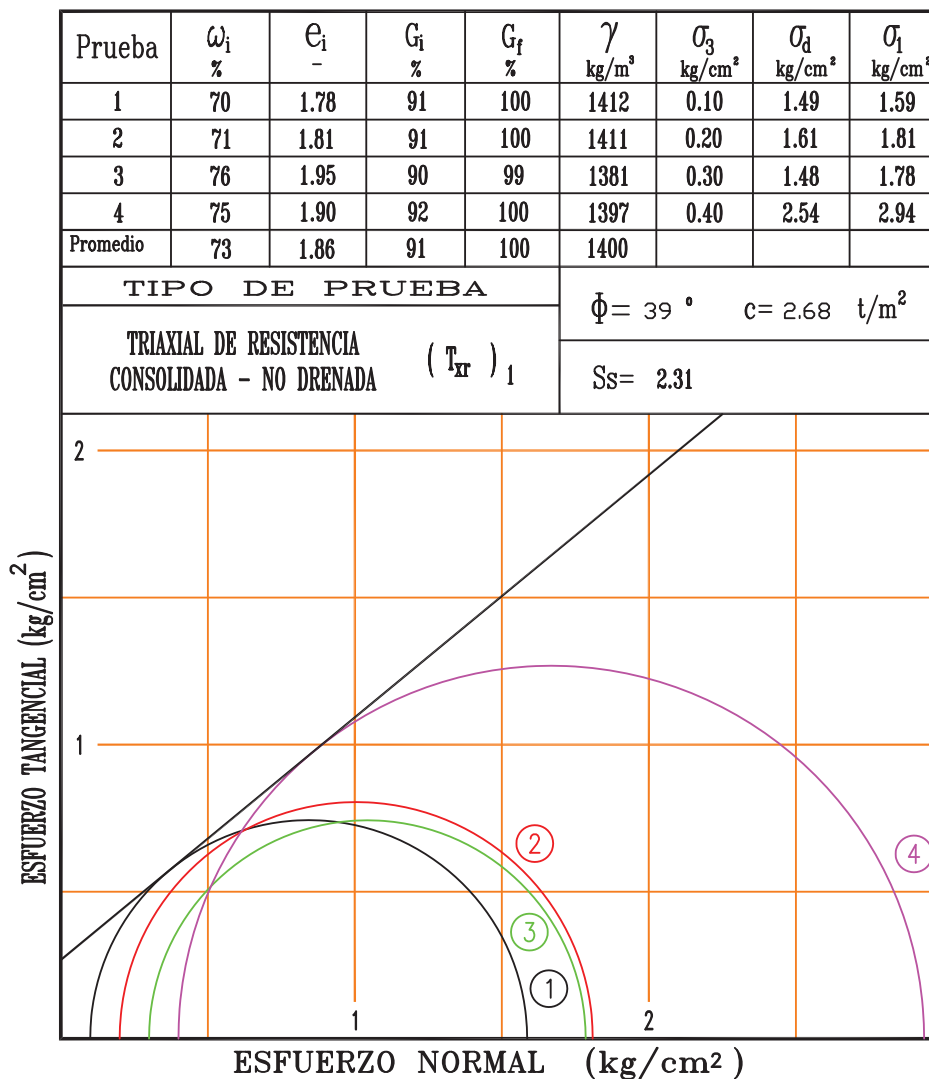


Fig
25

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo PCA-4 Muestra MC-1 Profundidad 1.70 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color negro, de alta plasticidad, con poca arena

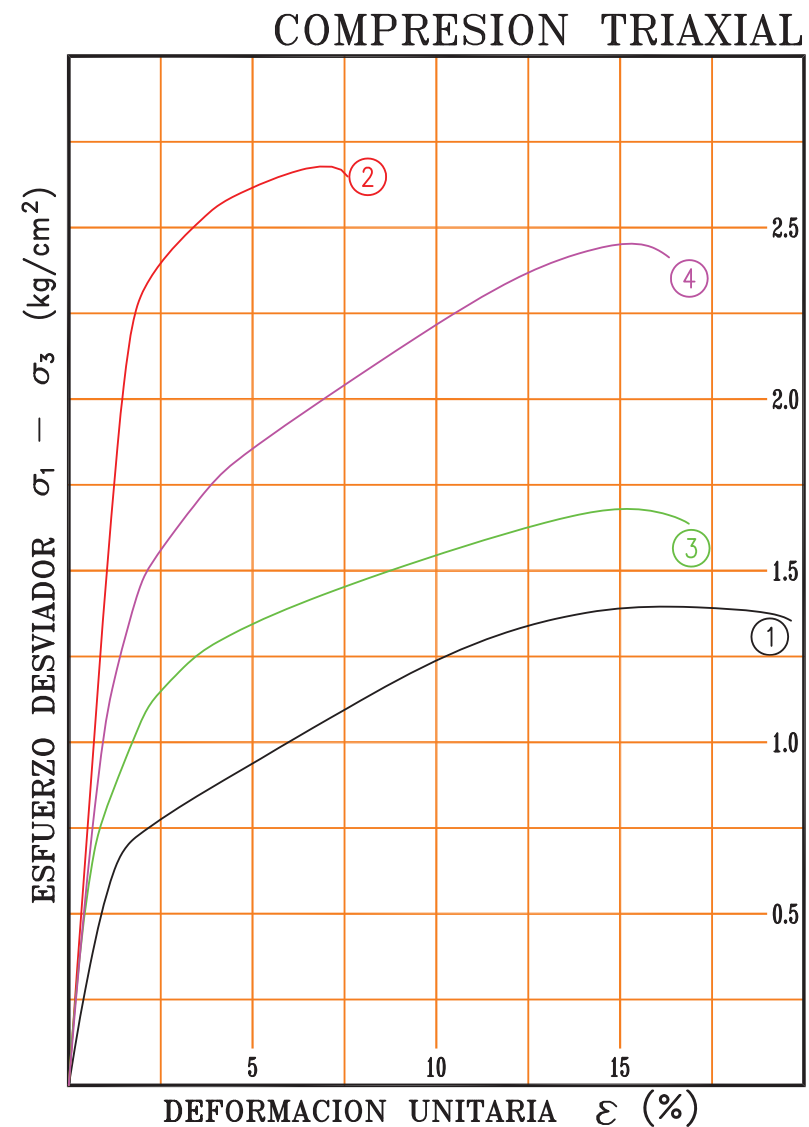
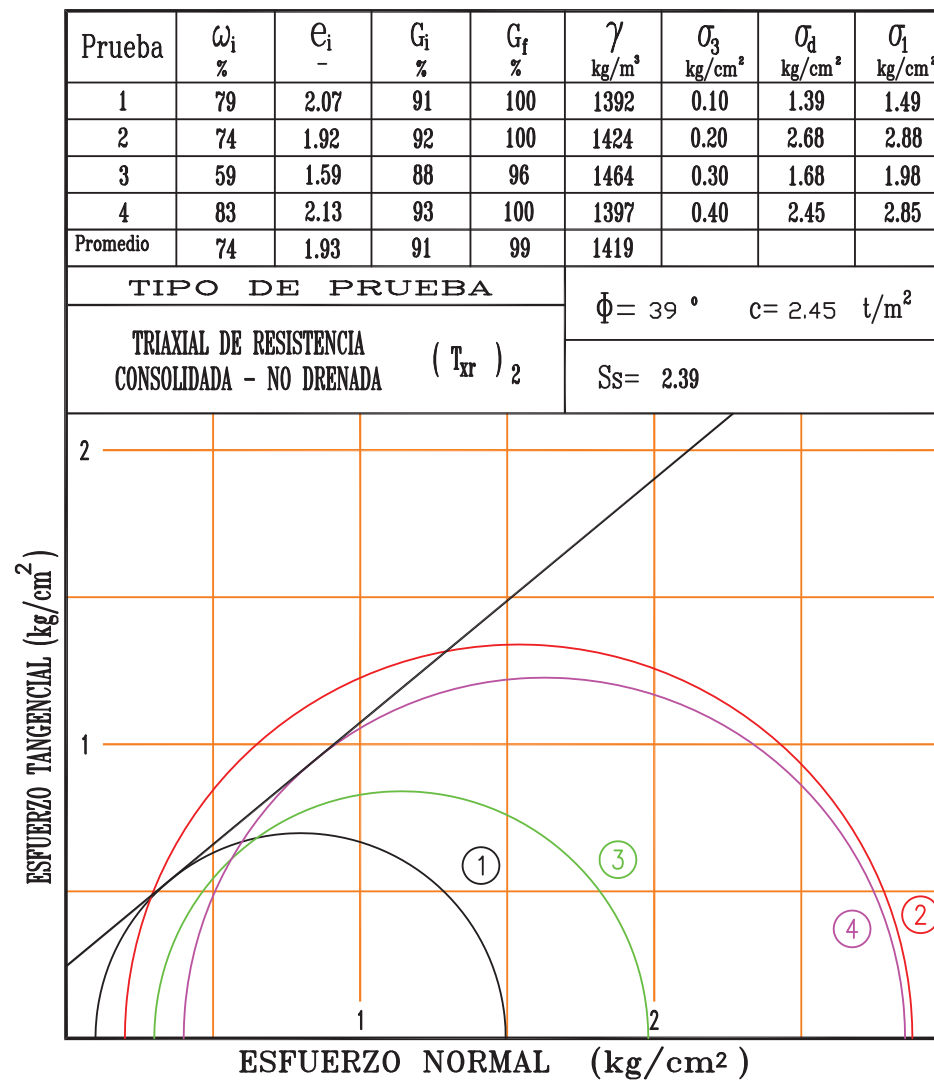
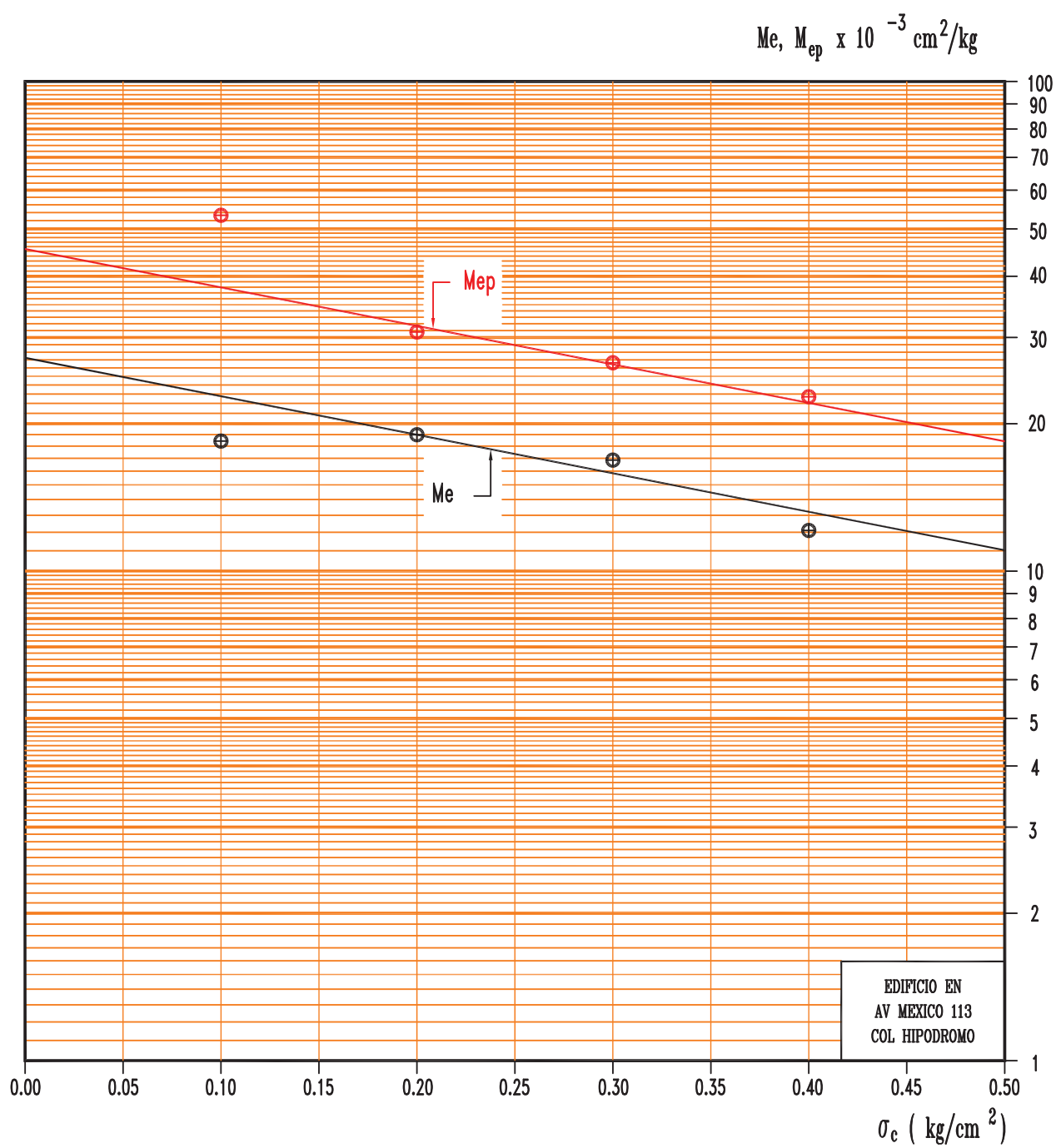


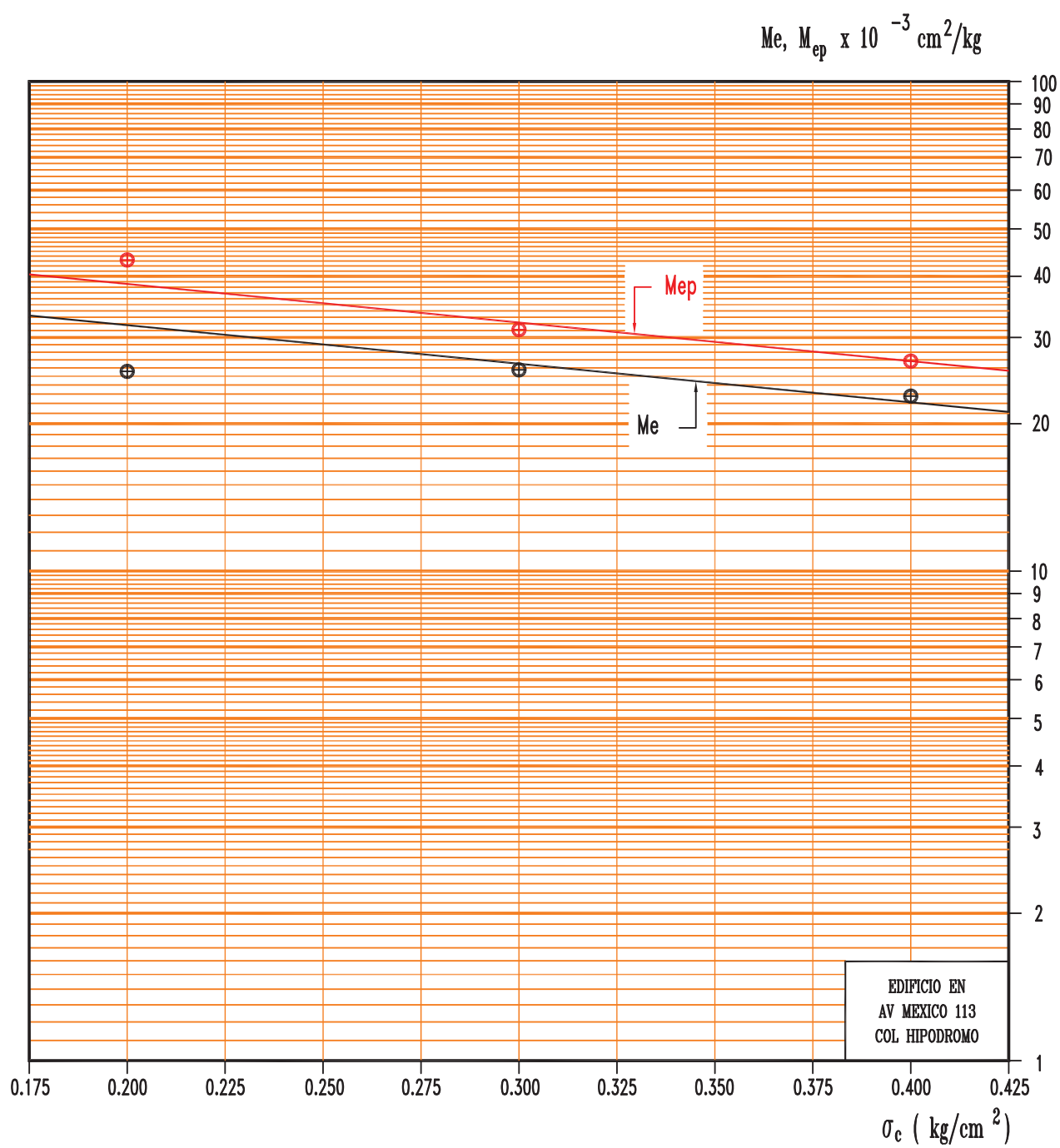
Fig 26

Proyecto Edificio en Av México 113, Col Hipódromo
 Sondeo PCA-4 Muestra MC-2 Profundidad 2.40 m Fecha Mayo del 2011
 Clasificación Arcilla color gris verde, de alta plasticidad, con arena



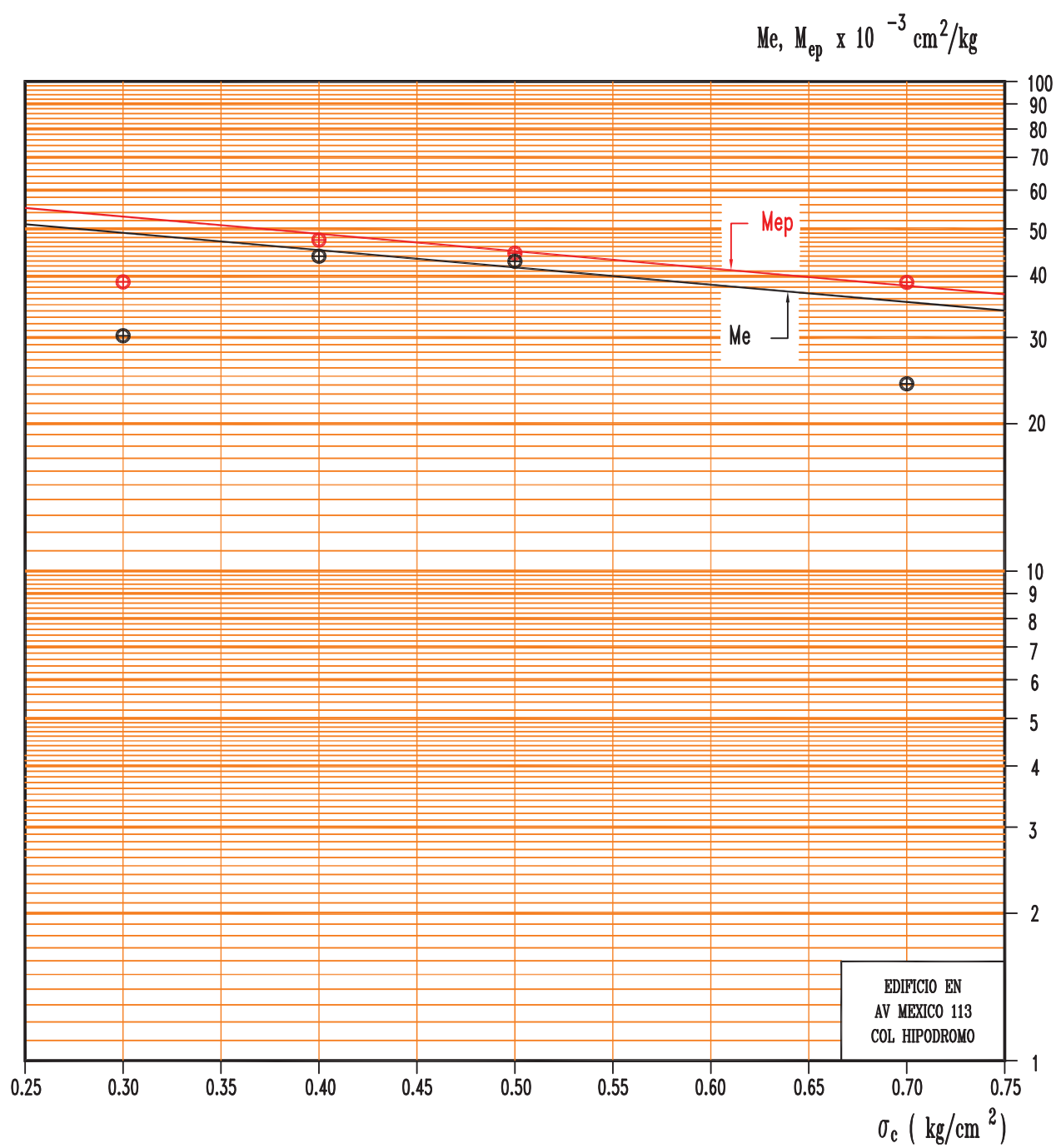
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	1	2.70	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T _{xr}) ₁
Clasificación del material			Limo color negro, de alta plasticidad y baja a muy baja densidad, con poca arena		

Fig 27



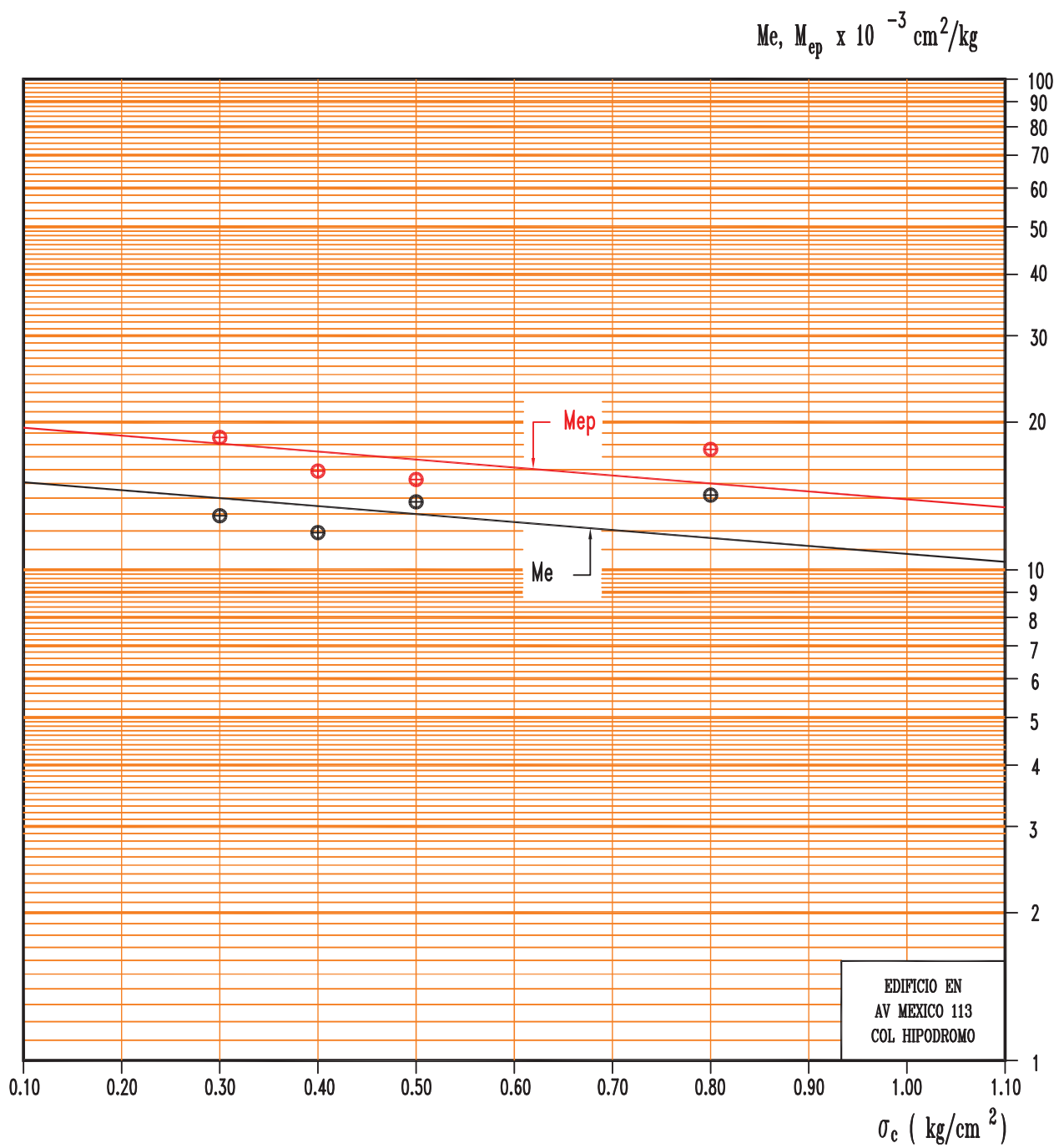
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	2	5.40	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₂
Clasificación del material			Arcilla color gris oscuro, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena		

Fig 28



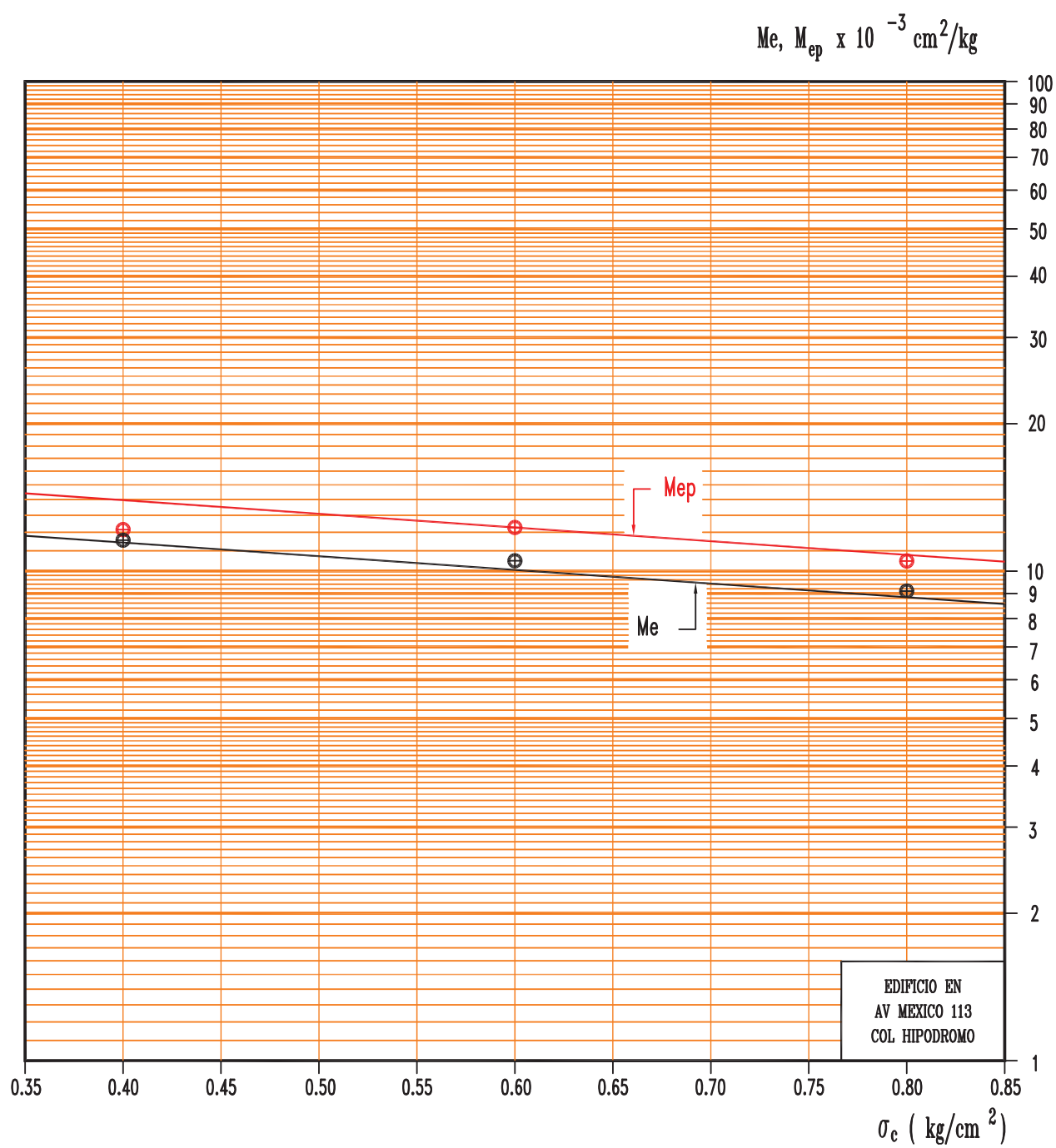
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	3	7.10	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₃
Clasificación del material			Arcilla color café rojo, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con poca arena		

Fig 29



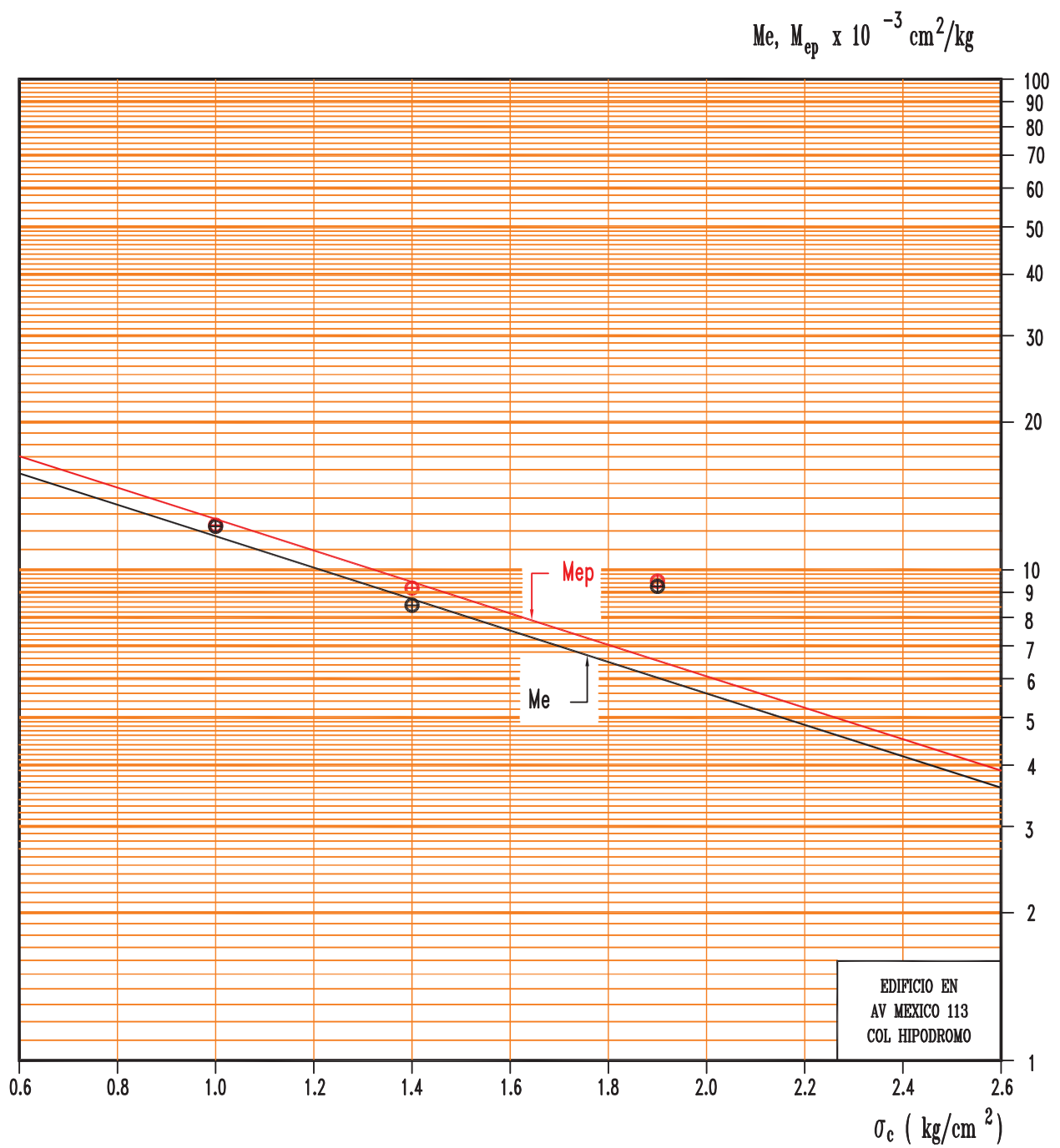
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	4	9.50	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T _{xr}) ₄
Clasificación del material			Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena		

Fig 30



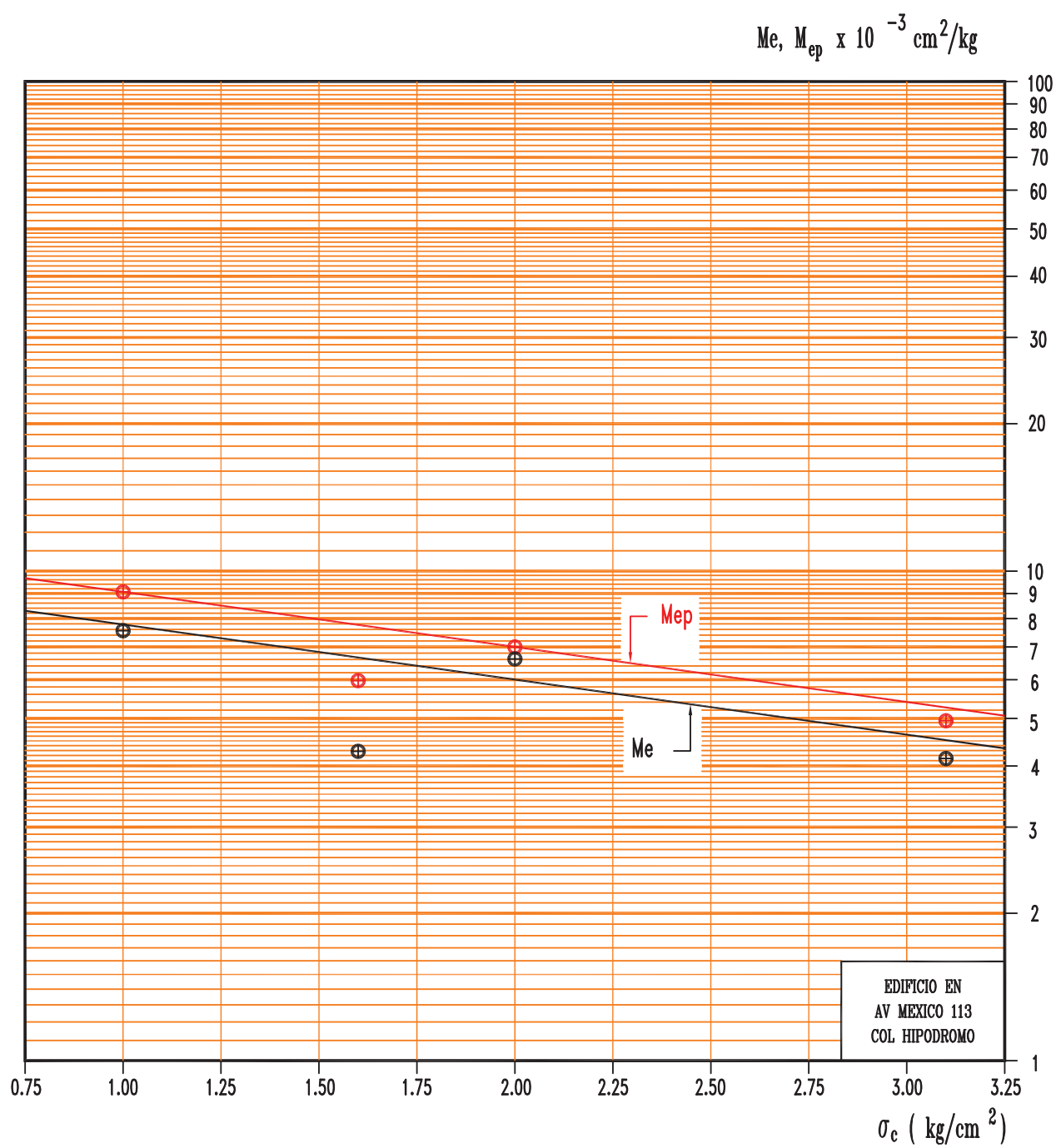
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	5	13.00	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₅
Clasificación del material			Arcilla color café y gris, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con arena		

Fig 31



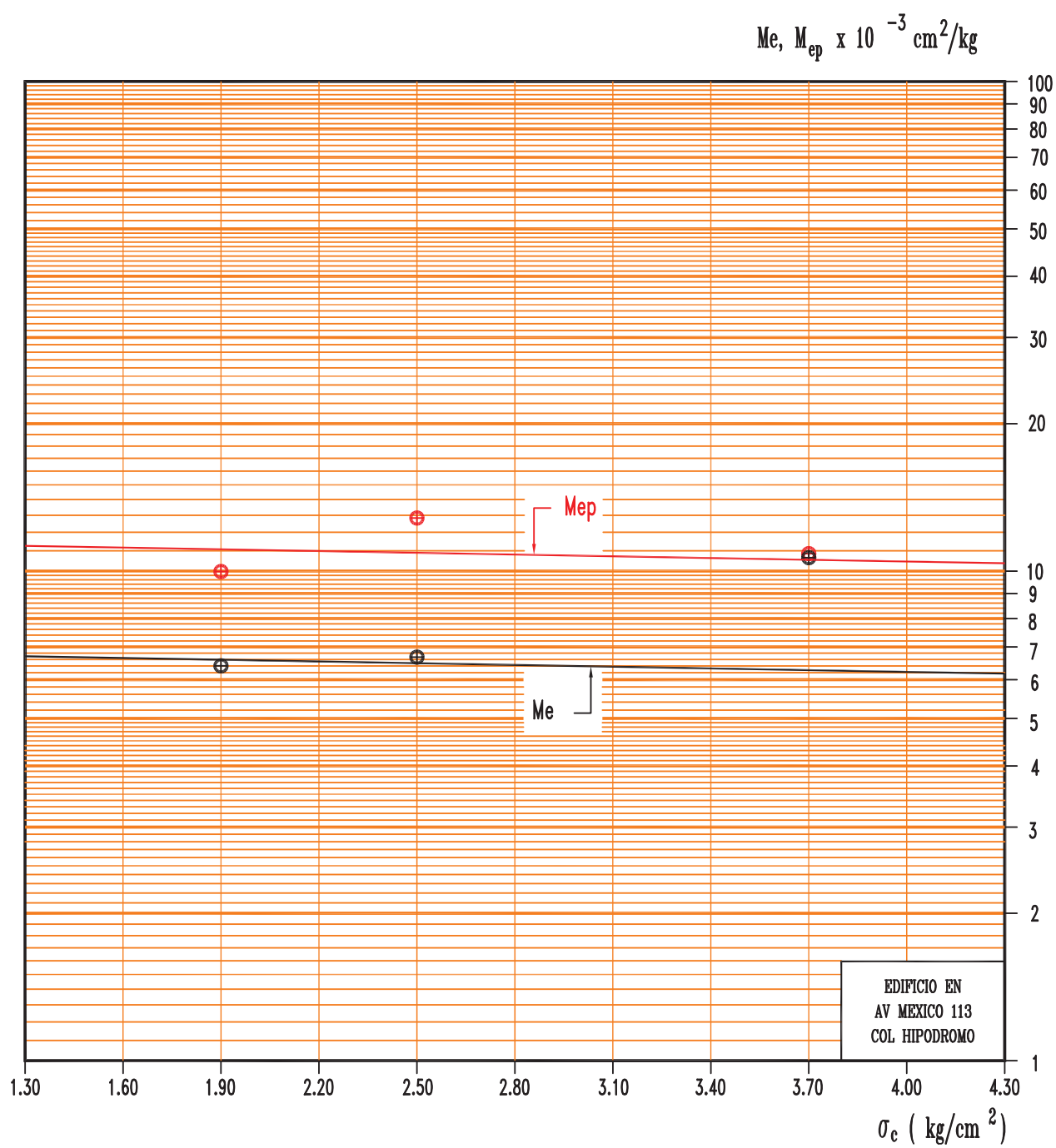
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	6	17.50	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₆
Clasificación del material			Arcilla color gris oscuro y café gris, de alta plasticidad y consistencia blanda a muy blanda, con muy poca arena		

Fig 32



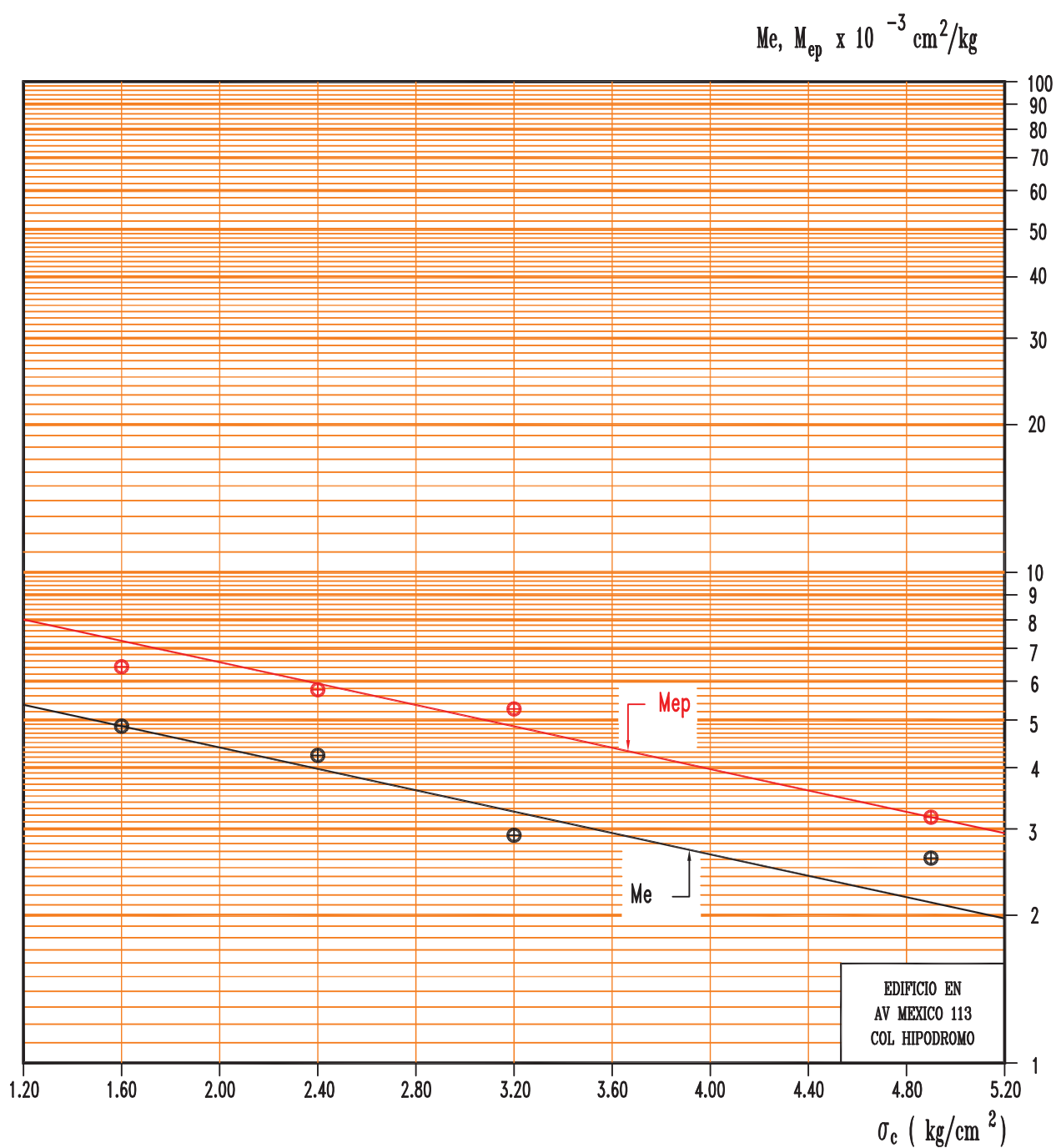
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF _m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	7	20.20	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T _{xr}) ₇
Clasificación del material			Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia muy blanda, con muy poca arena		

Fig 33



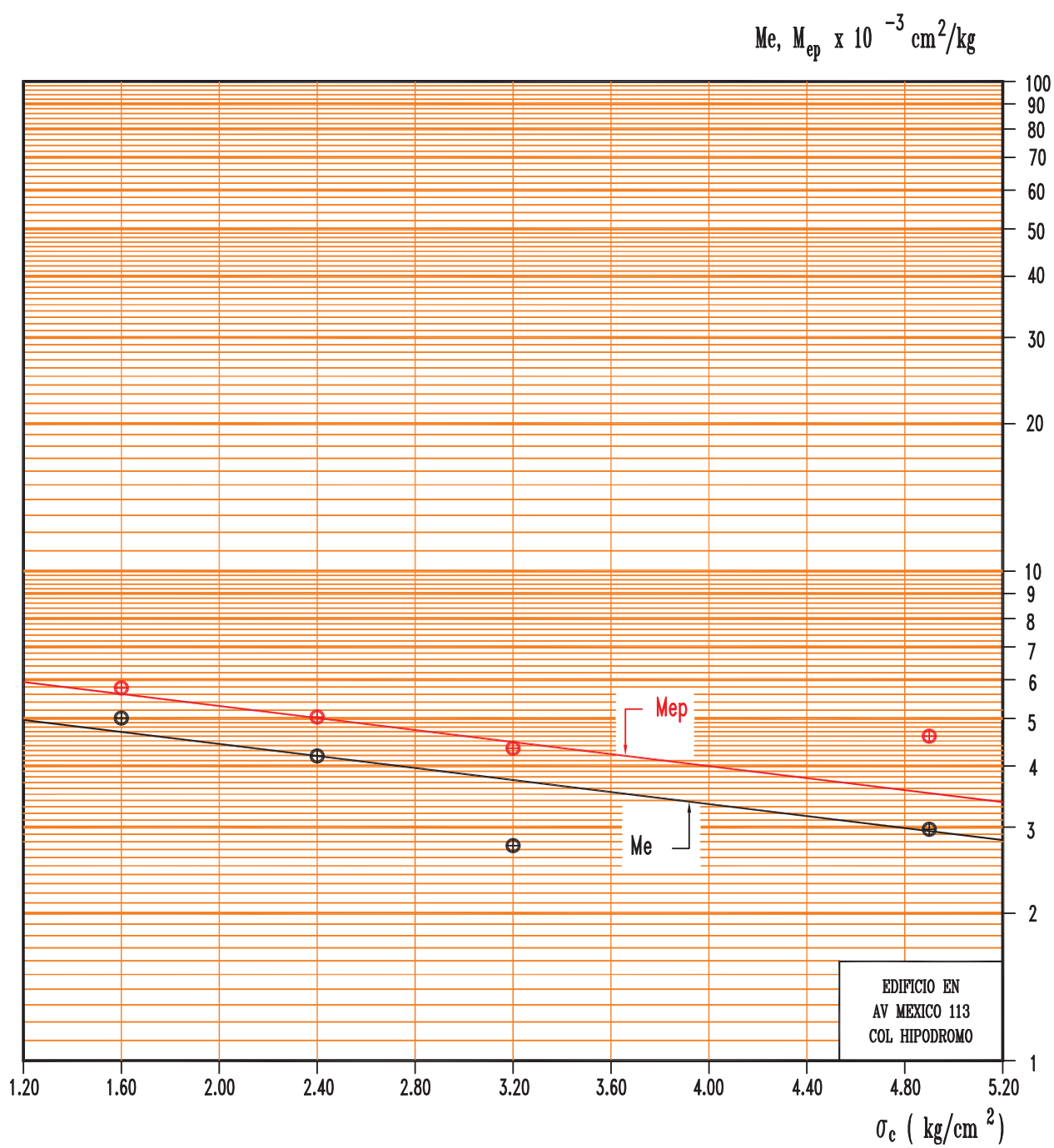
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	8	24.80	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₈
Clasificación del material			Arcilla color gris verde, de alta plasticidad y consistencia media a muy rígida, con arena		

Fig 34



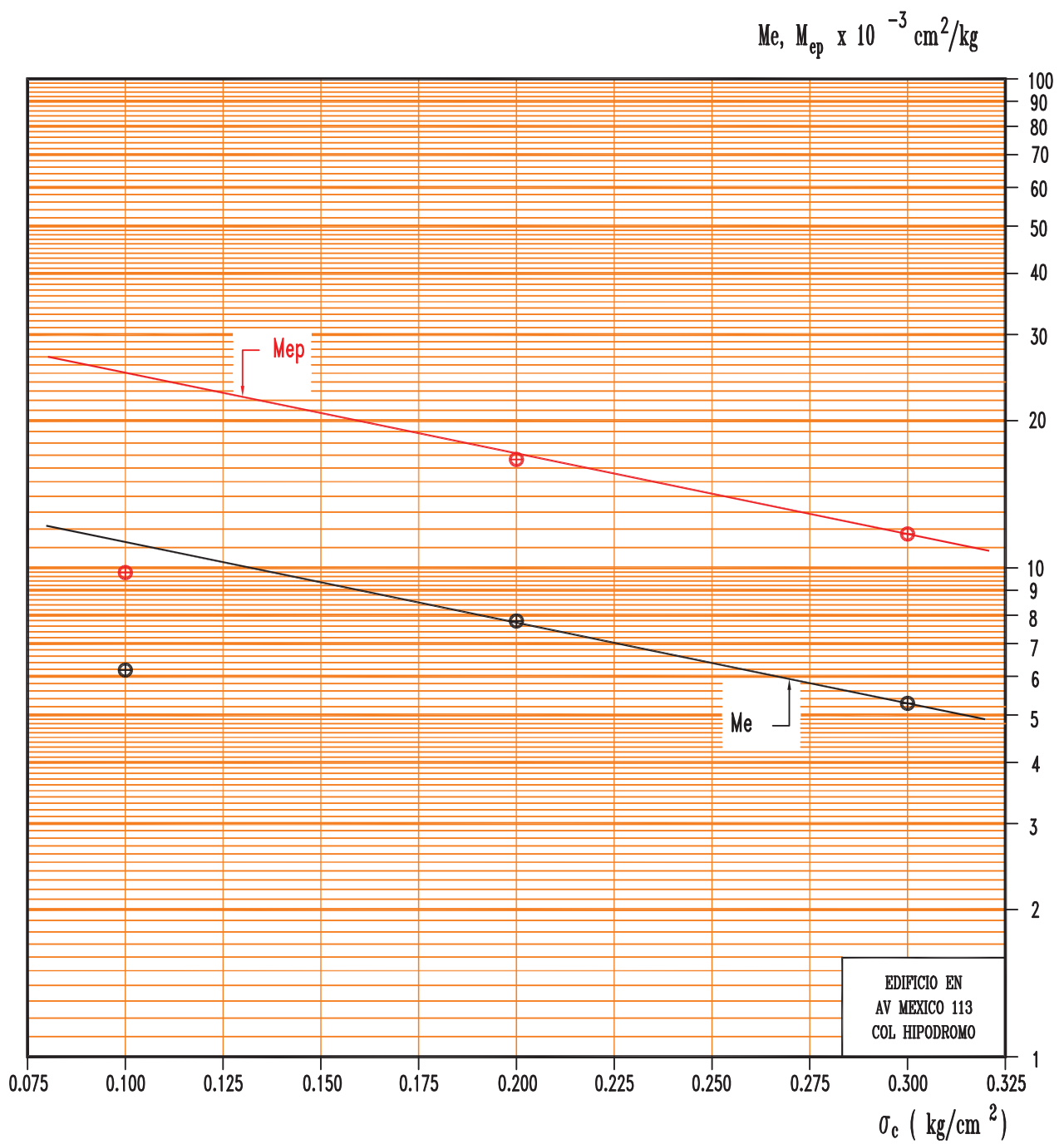
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	9	28.50	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₉
Clasificación del material			Arcilla color café oscuro y gris verde, de alta plasticidad y consistencia blanda a media, con muy poca arena		

Fig 35



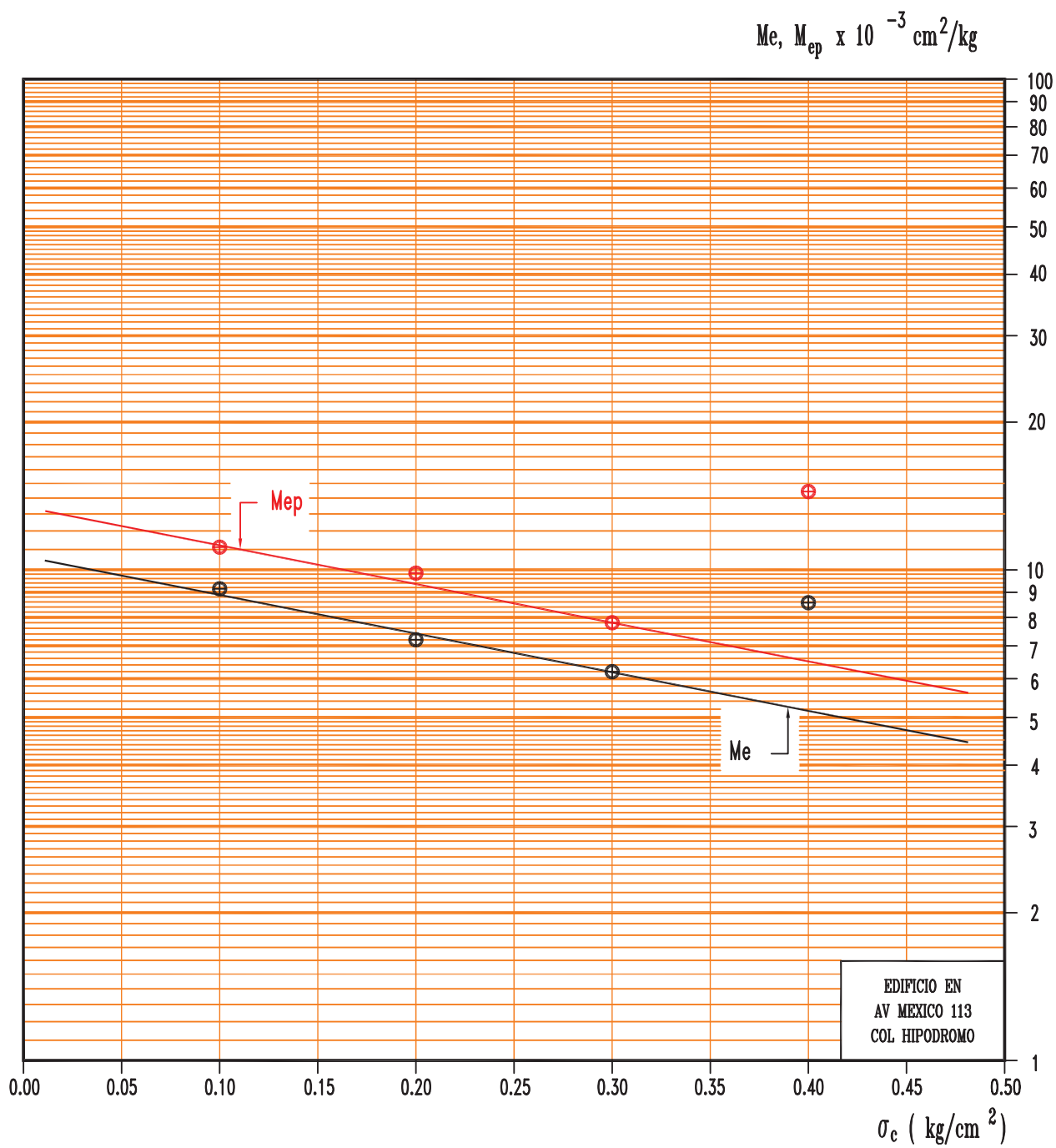
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	SS-1	10	30.30	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₁₀
Clasificación del material			Arcilla color café claro, de alta plasticidad y consistencia blanda, con muy poca arena		

Fig 36



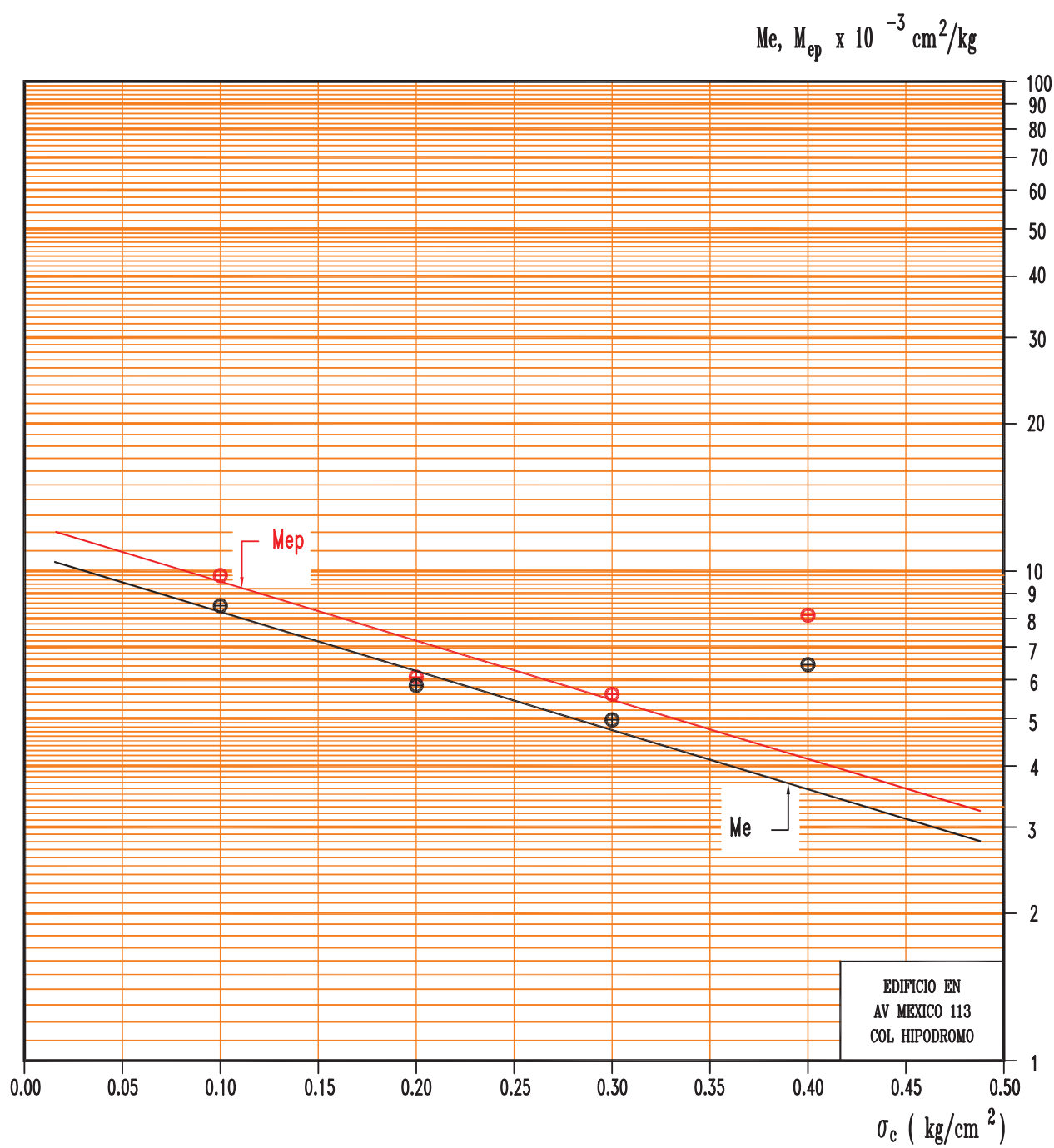
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF _m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	PCA-1	MC-1	2.00	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T _{xr}) ₁
Clasificación del material			Limo color negro, de alta plasticidad, con muy poca arena		

Fig 37



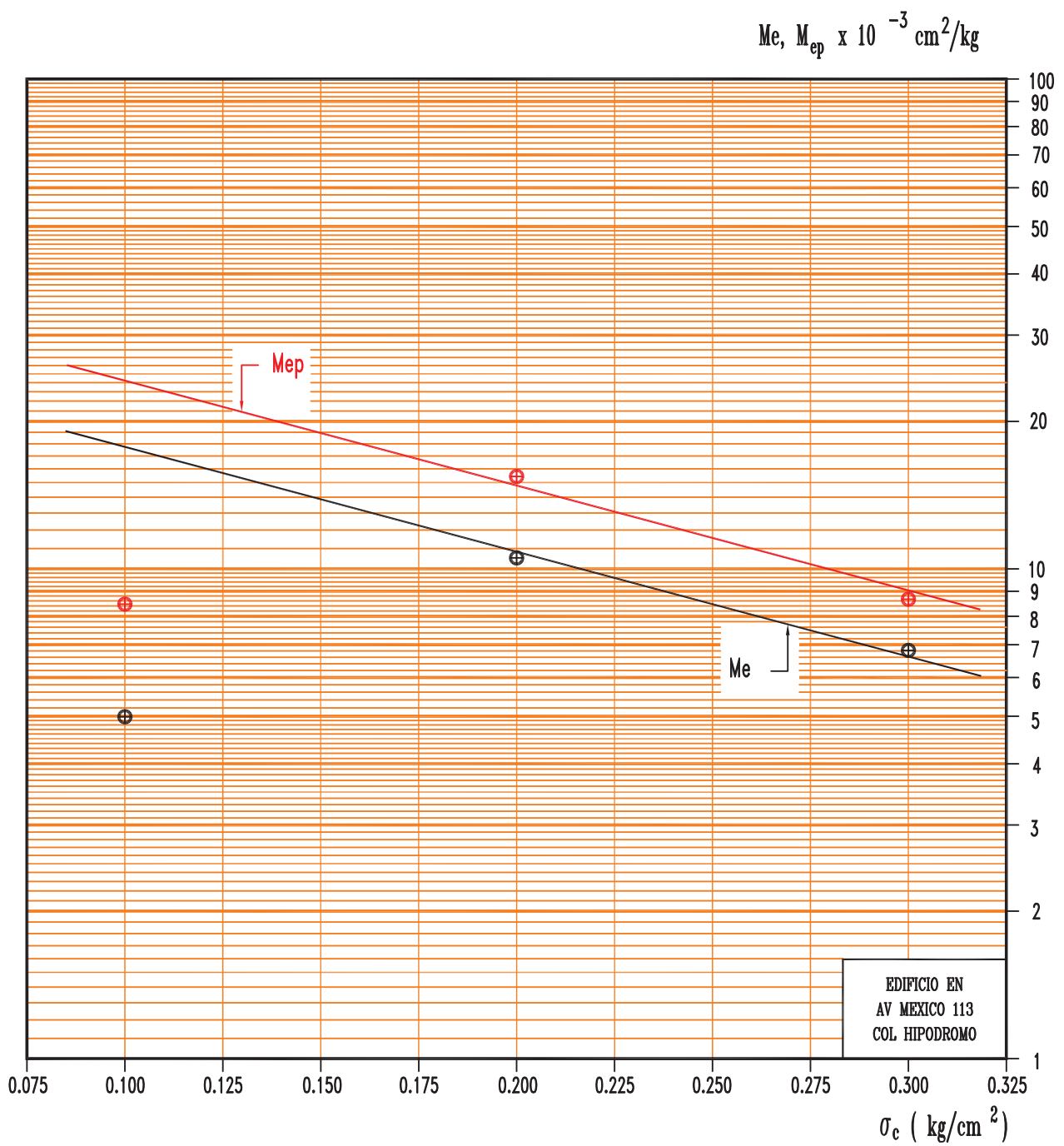
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	PCA-2	MC-1	2.20	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₁
Clasificación del material			Limo color negro, de alta plasticidad, con poca arena		

Fig 38



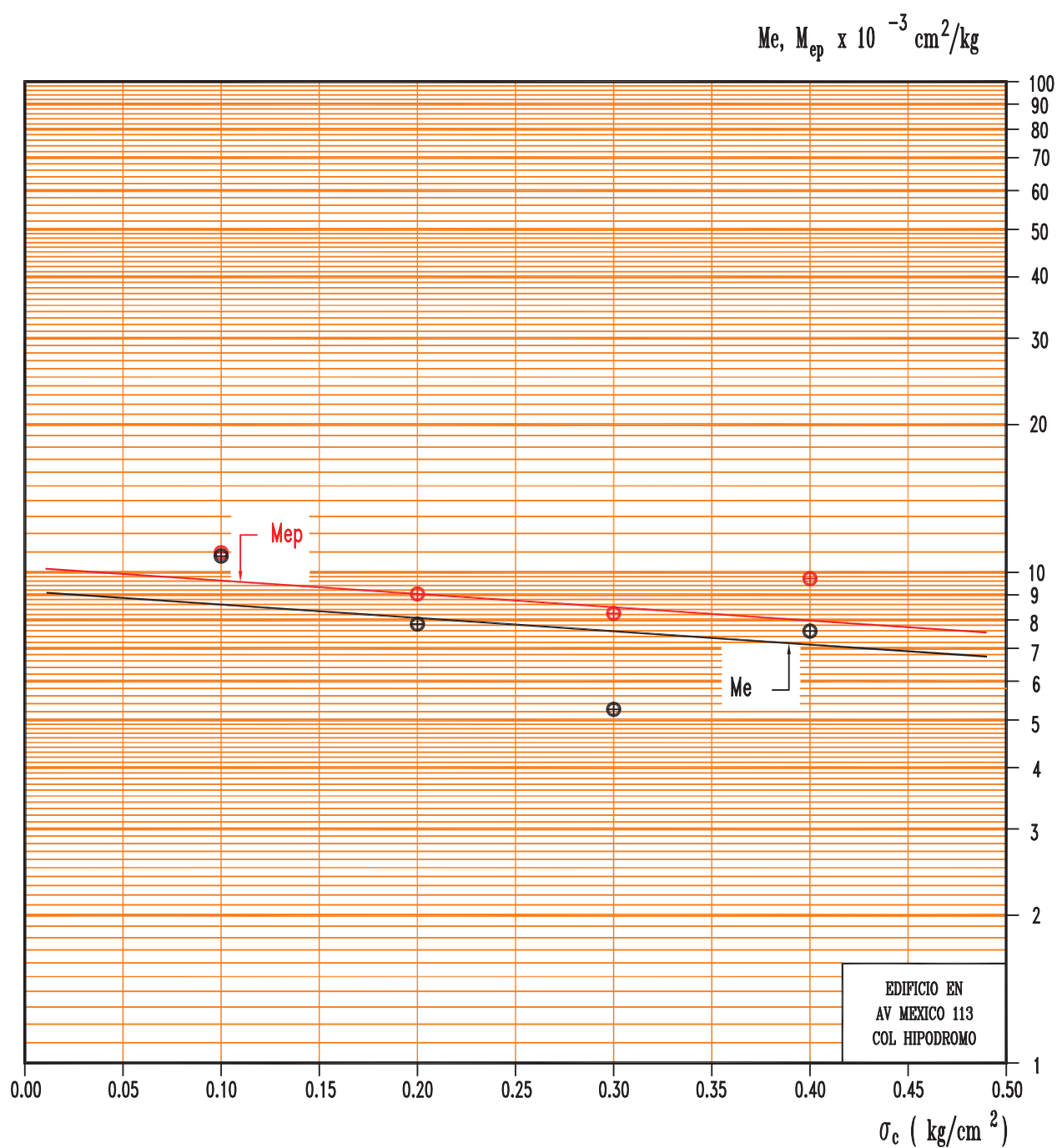
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	PCA-3	MC-1	1.90	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₁
Clasificación del material			Arcilla color negro, de alta plasticidad, con arena		

Fig 39



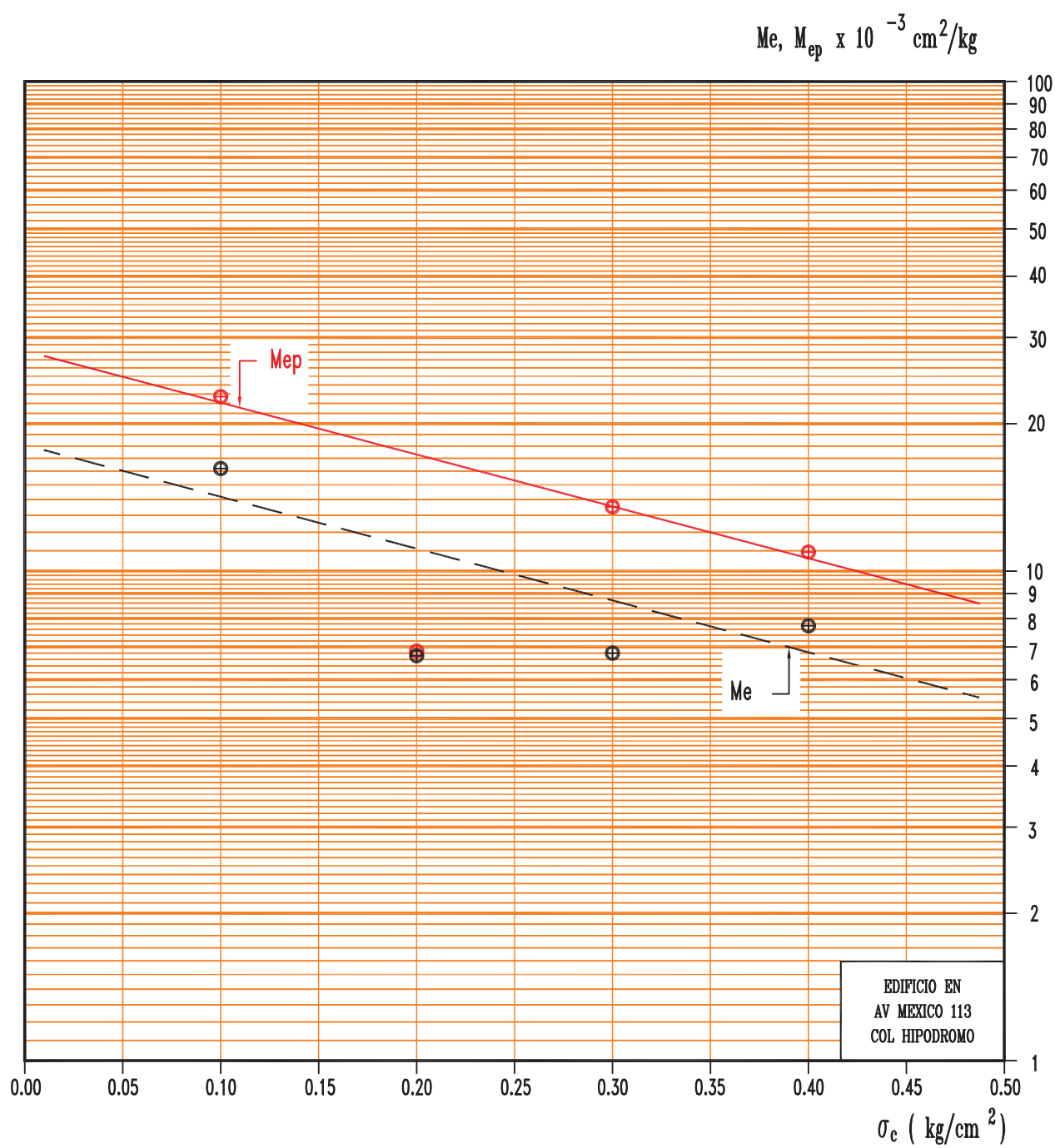
SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	PCA-3	MC-2	2.70	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T_{xr}) ₂
Clasificación del material			Limo color café gris, de alta plasticidad, con muy poca arena		

Fig 40



SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	PCA-4	MC-1	1.70	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	$(T_{xr})_1$
Clasificación del material			Arcilla color negro, de alta plasticidad, con poca arena		

Fig 41



SIGNO	SONDEO	MUESTRA	PROF m	TIPO DE PRUEBA	No PRUEBA
⊕	PCA-4	MC-2	2.40	Triaxial de resistencia, consolidada – no drenada	(T _{xr}) ₂
Clasificación del material			Arcilla color gris verde, de alta plasticidad, con arena		

Fig 42

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₁	SS-1	1	2.90	2.42	1.52	65	1.63	97	17	83

Descripción: *Limo color negro, de alta plasticidad, con poca arena*

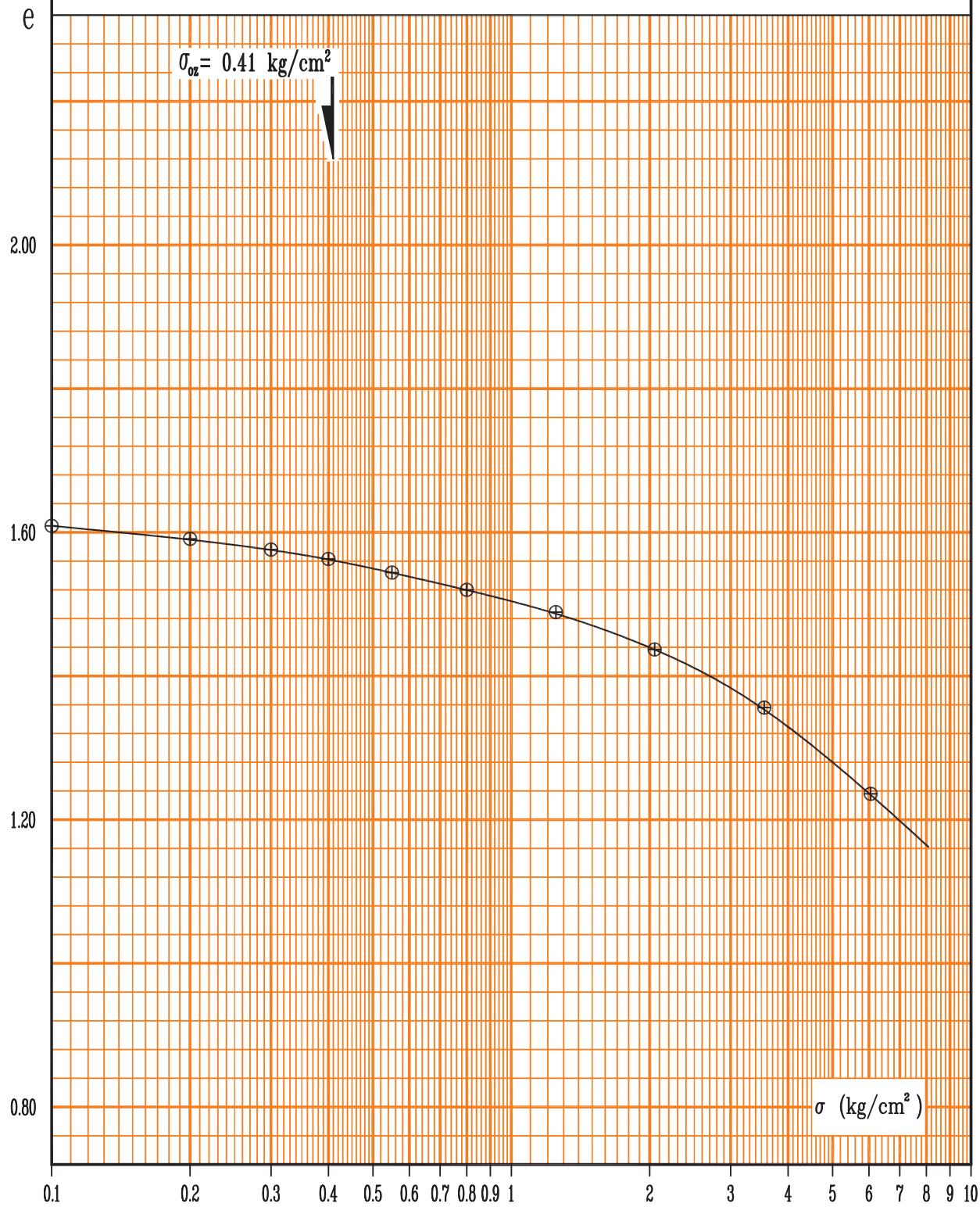


Fig 43

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₂	SS-1	2	5.40	2.48	1.39	105	2.65	98	19	81

Descripción: Arcilla color gris oscuro, de alta plasticidad, con arena

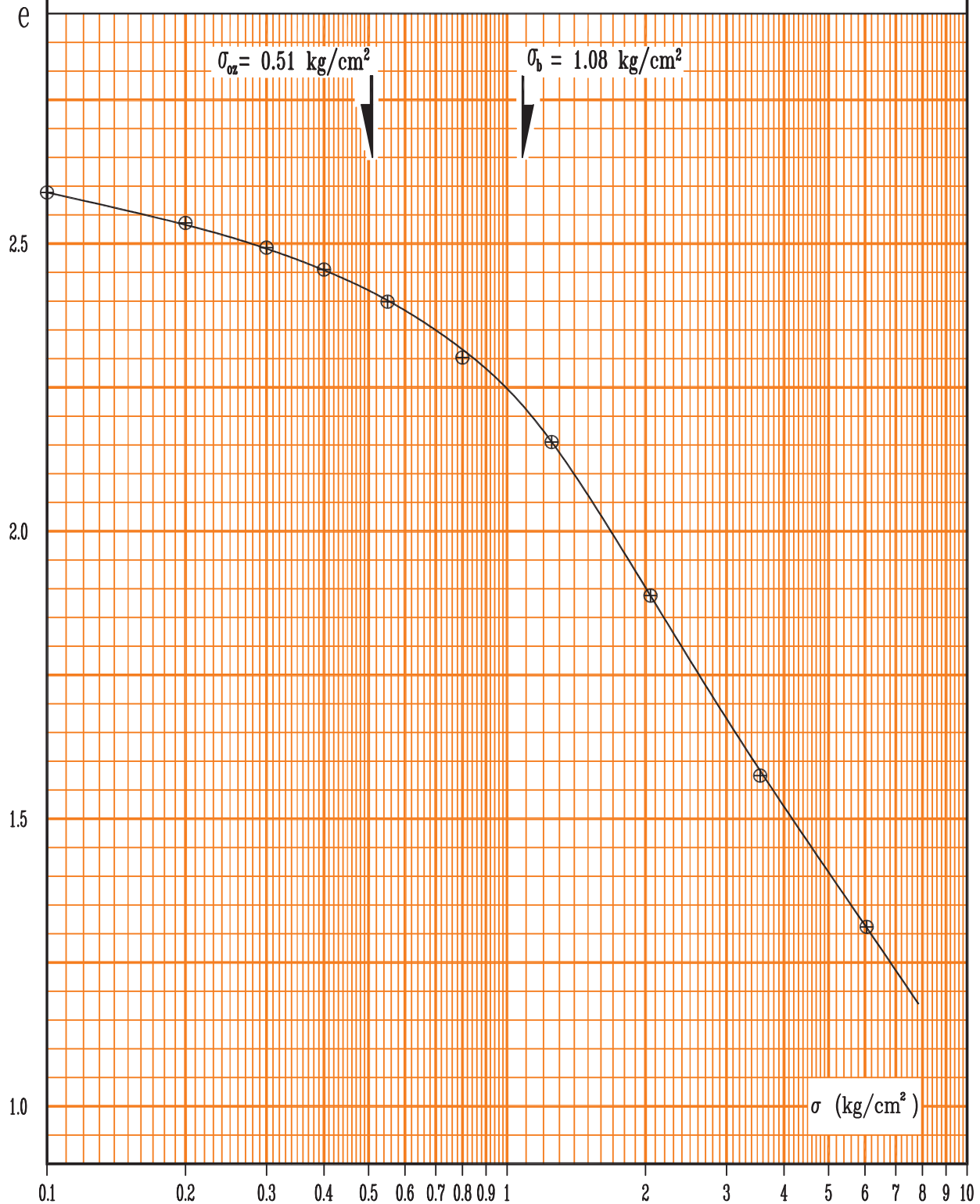


Fig 44

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₃	SS-1	3	7.20	2.25	1.16	319	7.12	100	4	96

Descripción: Arcilla color café rojo, de alta plasticidad, con muy poca arena

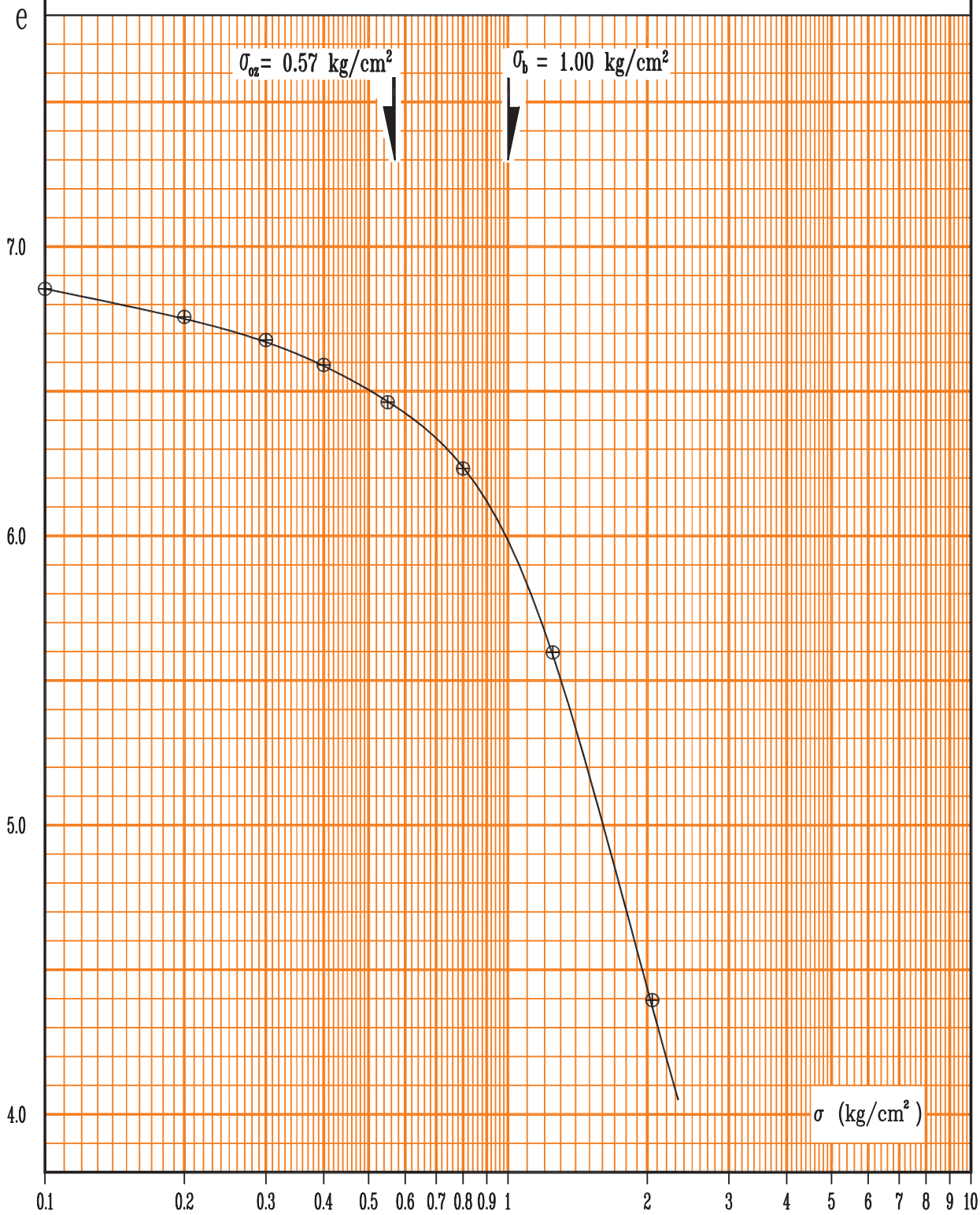


Fig 45

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₄	SS-1	4	9.90	2.42	1.28	169	4.11	100	1	99

Descripción: Arcilla color café y gris, de alta plasticidad, con muy poca arena

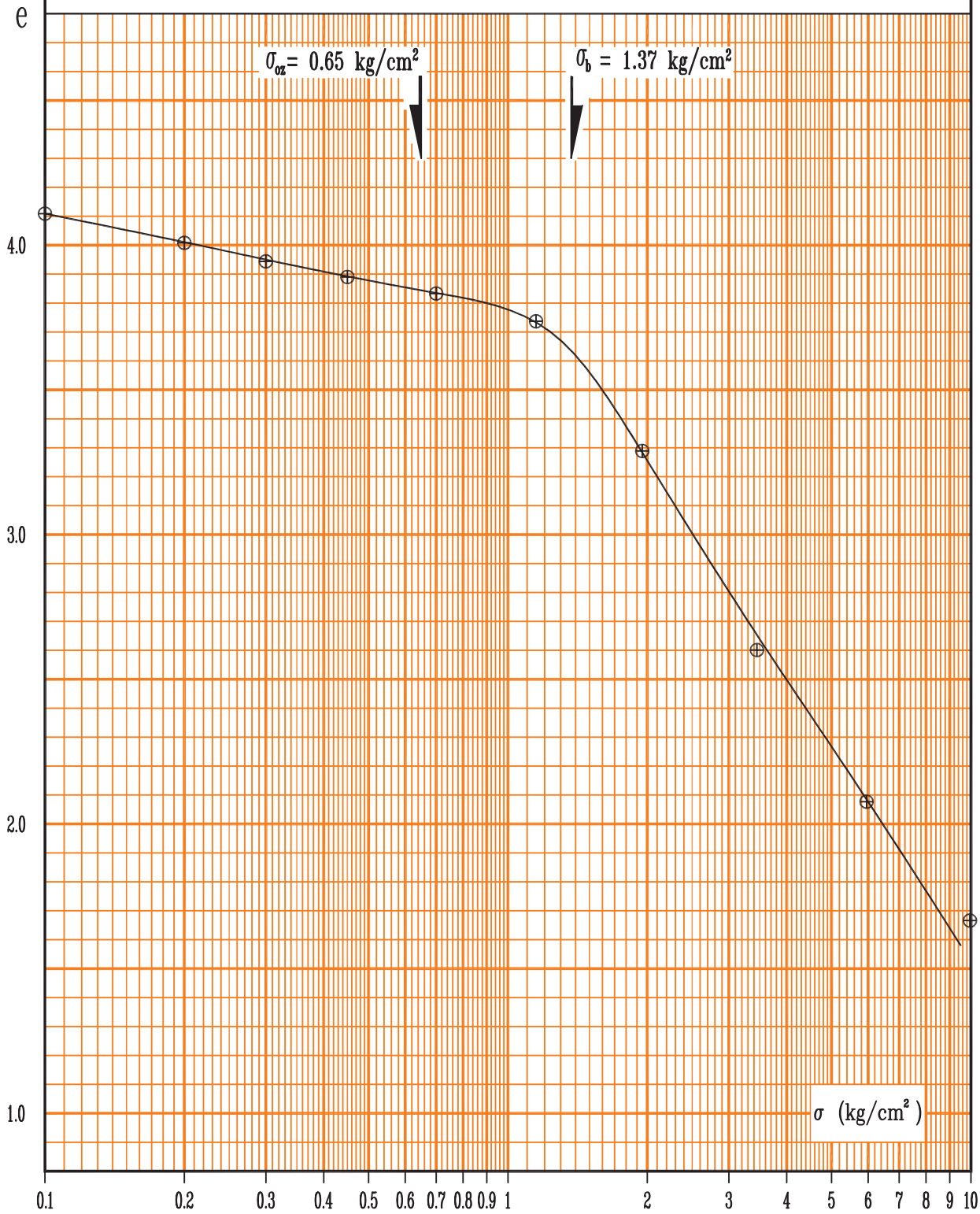


Fig 46

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₅	SS-1	5	13.40	2.44	1.24	173	4.40	97	23	77

Descripción: *Arcilla color café y gris, de alta plasticidad, con arena*

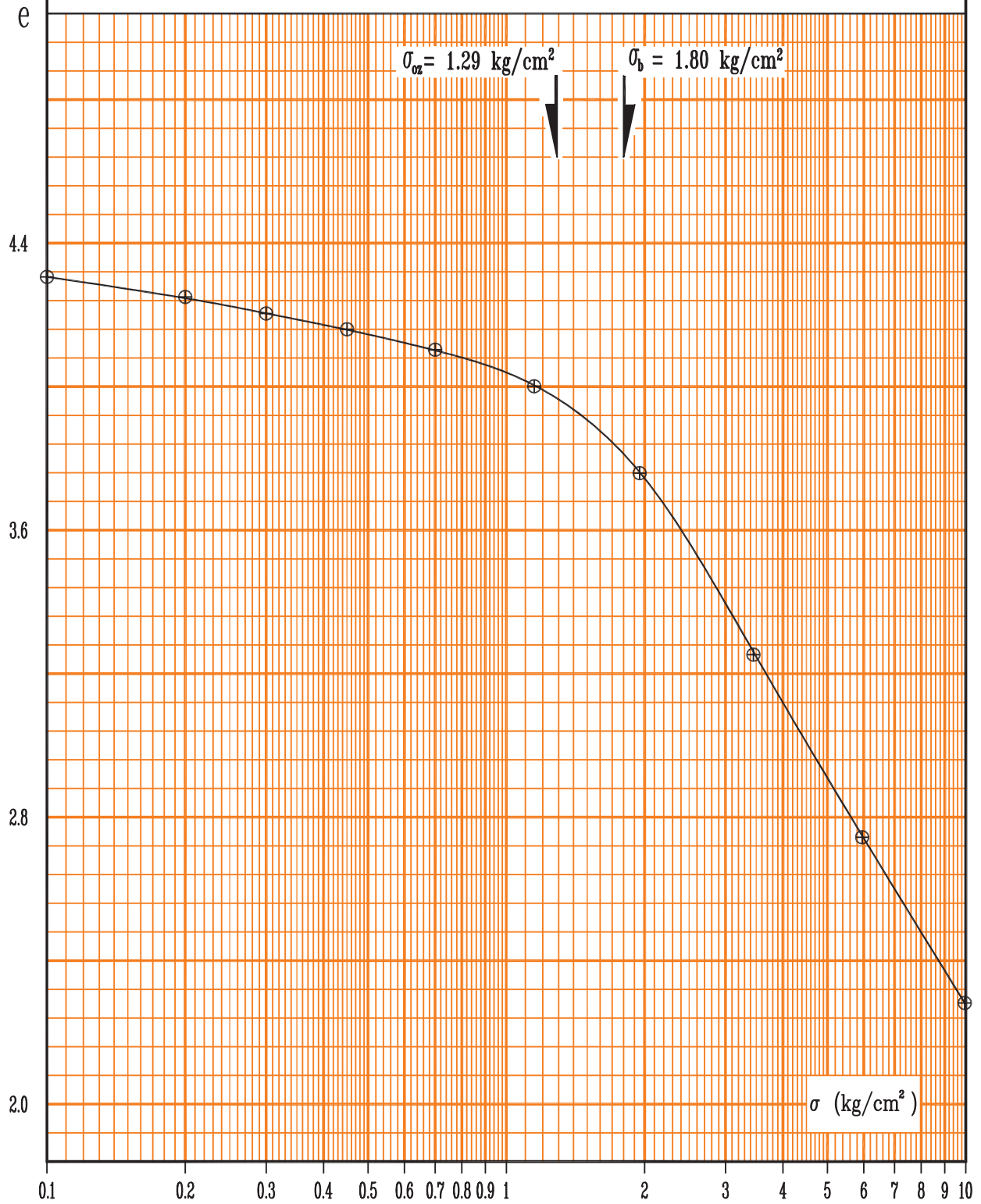


Fig 47

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₆	SS-1	6	17.90	2.33	1.17	228	5.50	96	1	99

Descripción: *Arcilla color gris oscuro y café gris, de alta plasticidad, con muy poca arena*

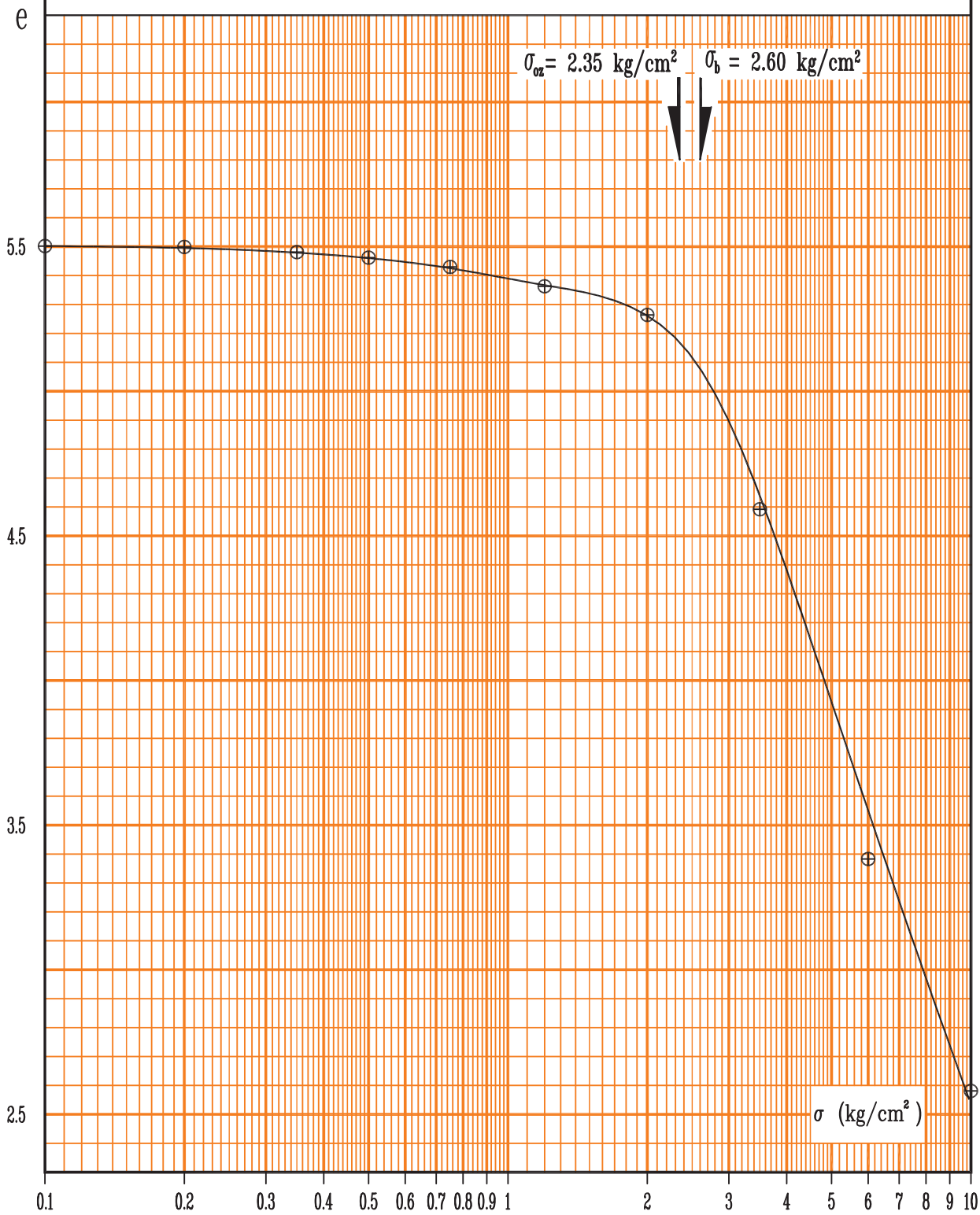


Fig 48

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₇	SS-1	7	20.30	2.35	1.43	95	2.21	100	2	98

Descripción: *Arcilla color gris verde, de alta plasticidad, con muy poca arena*

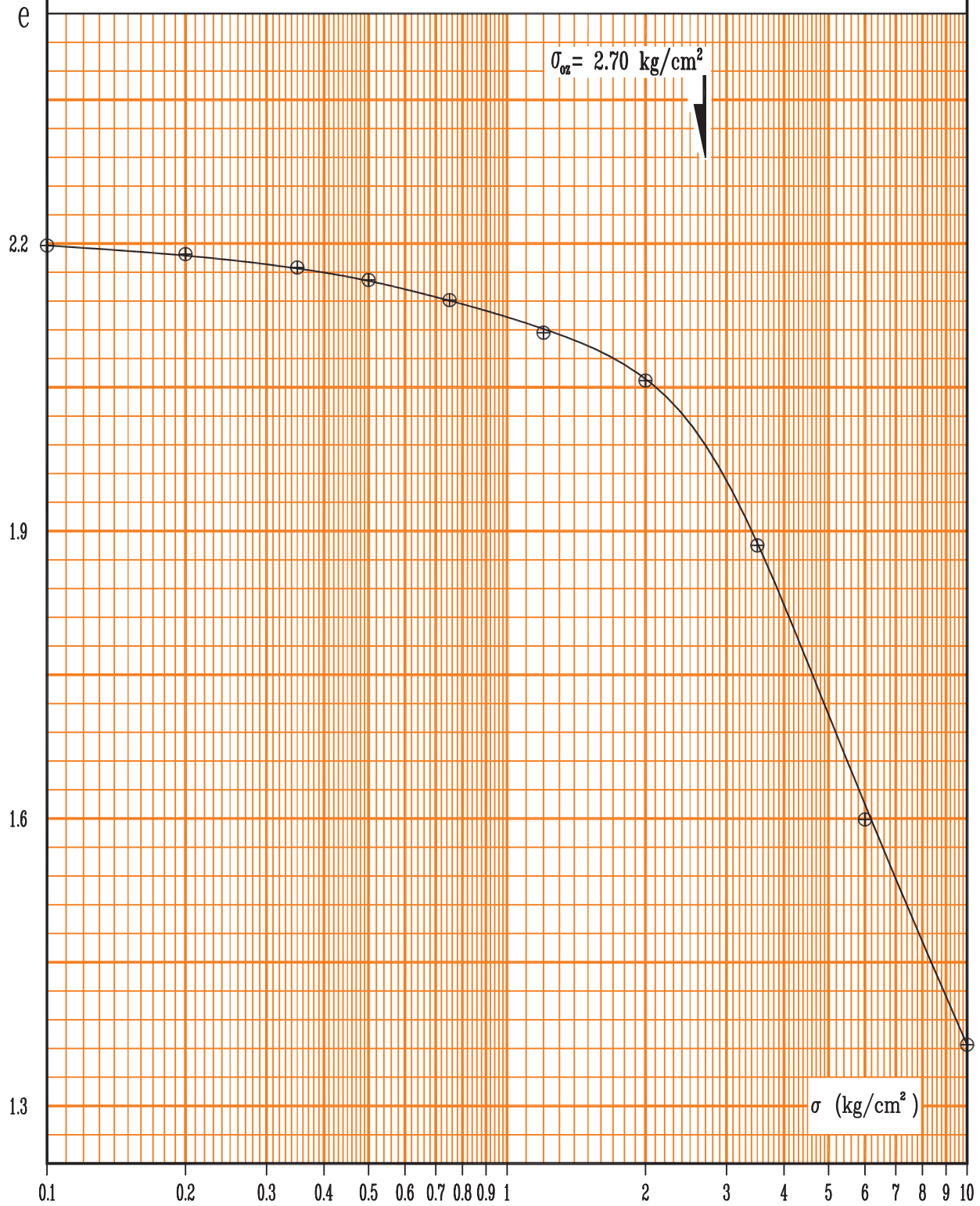


Fig 49

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₈	SS-1	9	28.90	2.36	1.39	107	2.51	100	1	99

Descripción: Arcilla color café oscuro y gris verde, de alta plasticidad, con muy poca arena

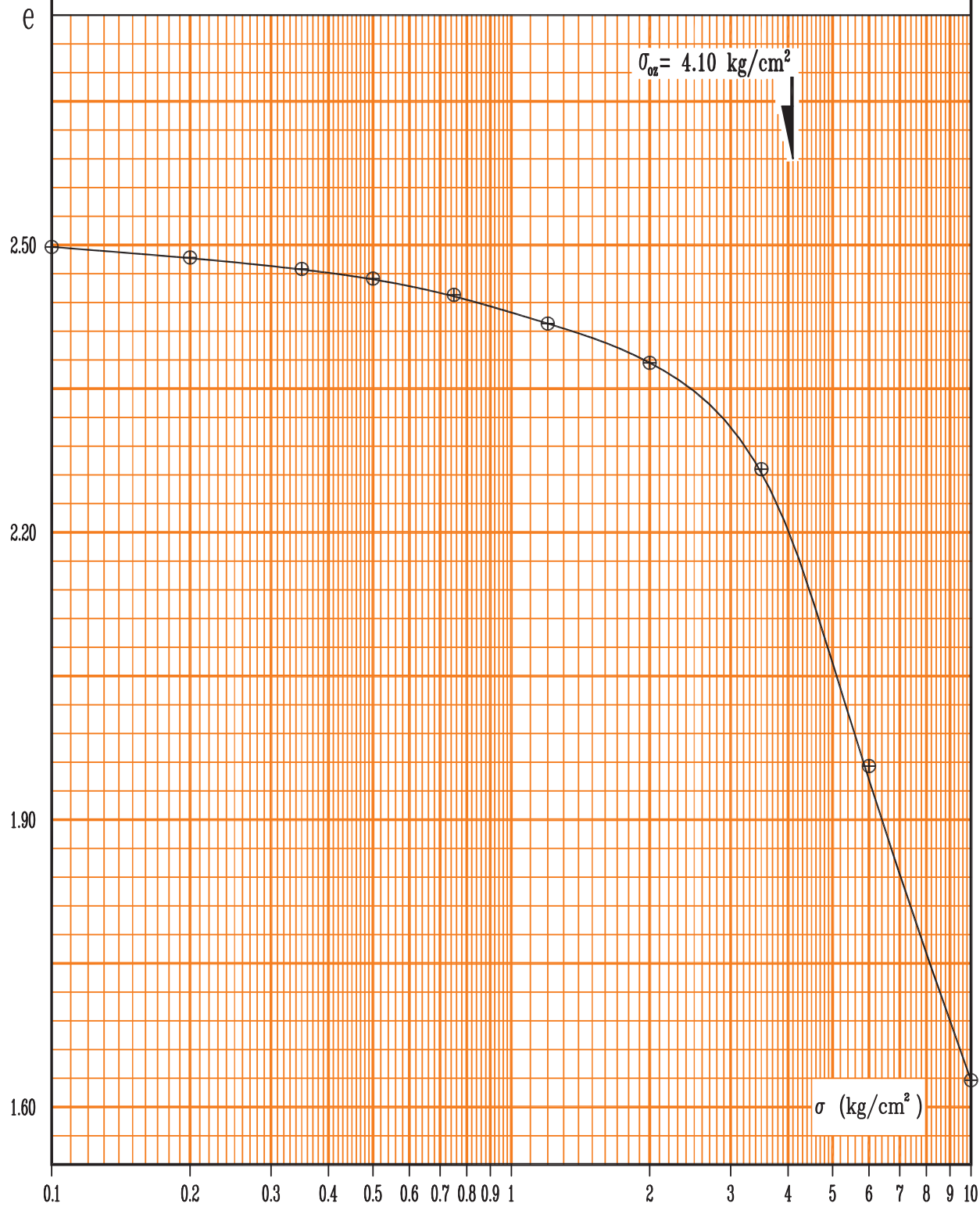


Fig 50

Proyecto	Prueba	Sondeo	Muestra	Profundidad m	Ss	γ_{m_0} (t/m ³)	ω_0 (%)	e_0	G_{w_0} (%)	A (%)	F (%)
EDIFICIO EN AV MEXICO 113 COL HIPODROMO	(CU) ₉	SS-1	10	30.50	2.31	1.28	170	3.87	100	1	99

Descripción: *Arcilla color café claro, de alta plasticidad, con muy poca arena*

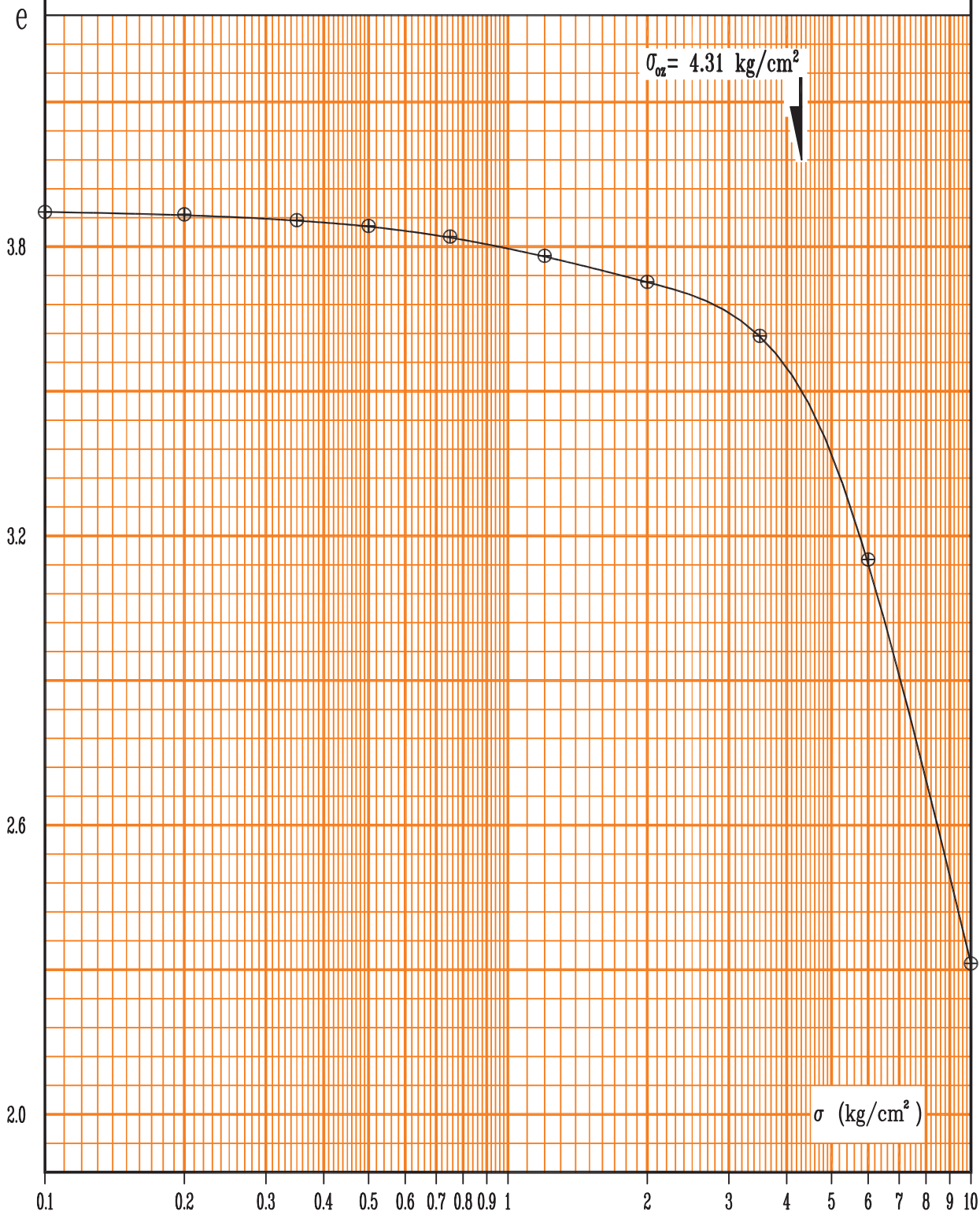
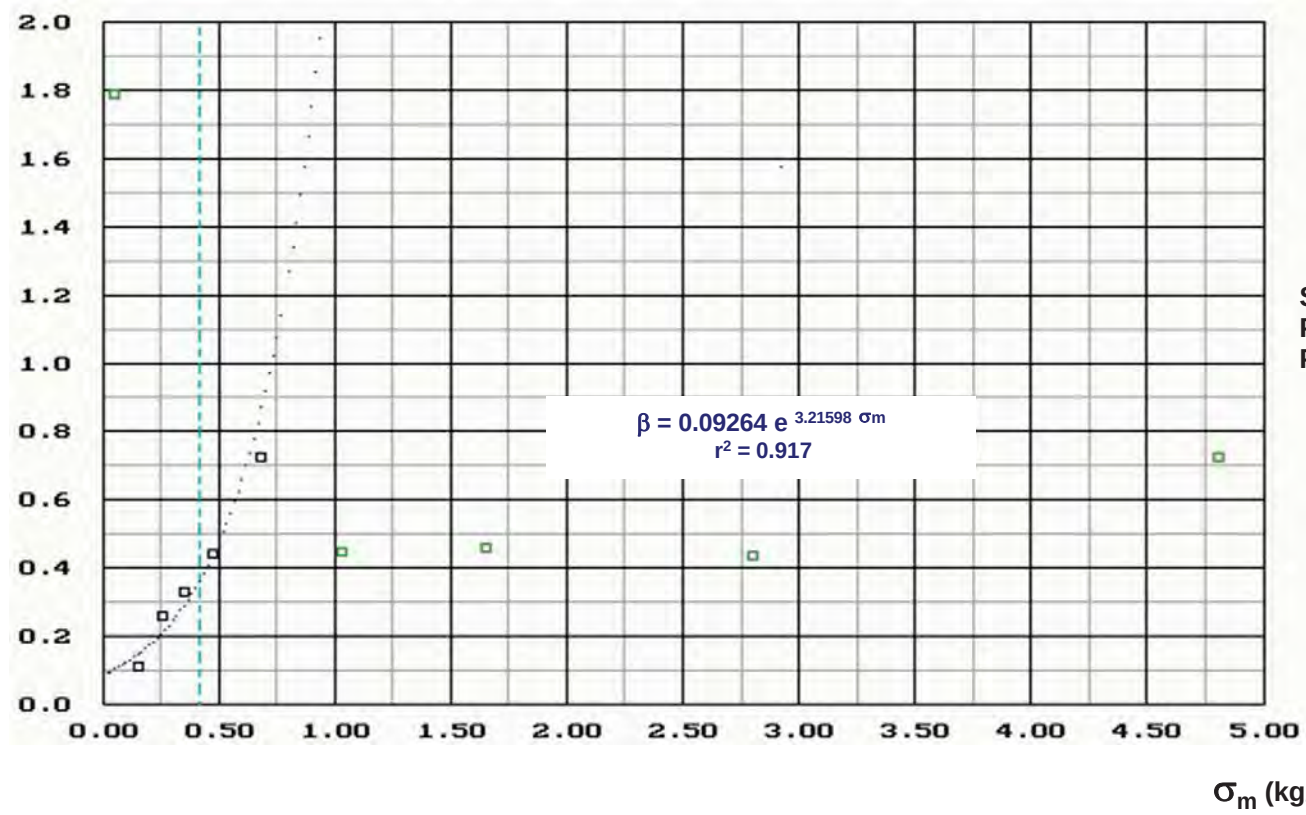


Fig 51

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

β

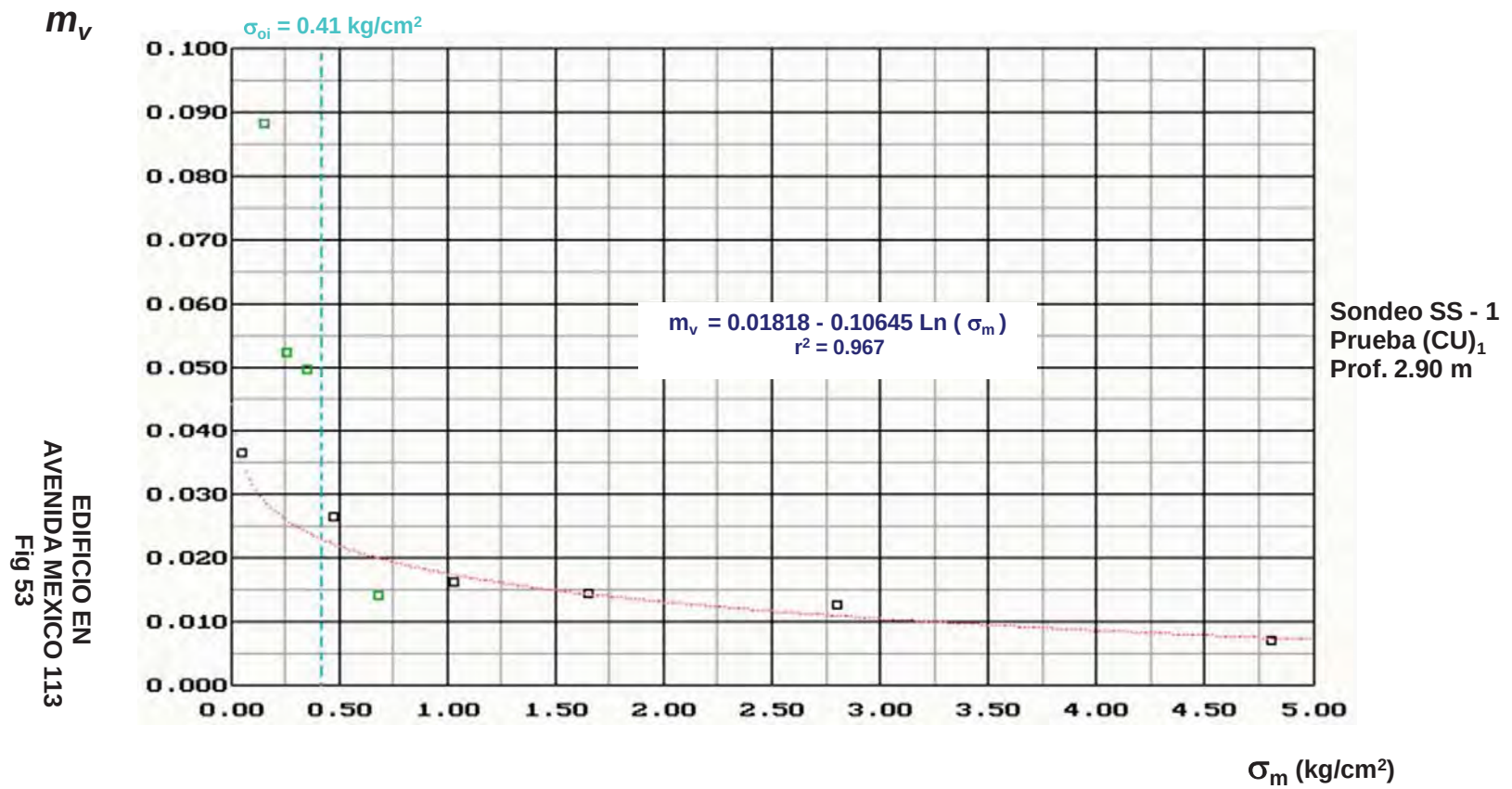
$\sigma_{oi} = 0.41 \text{ kg/cm}^2$



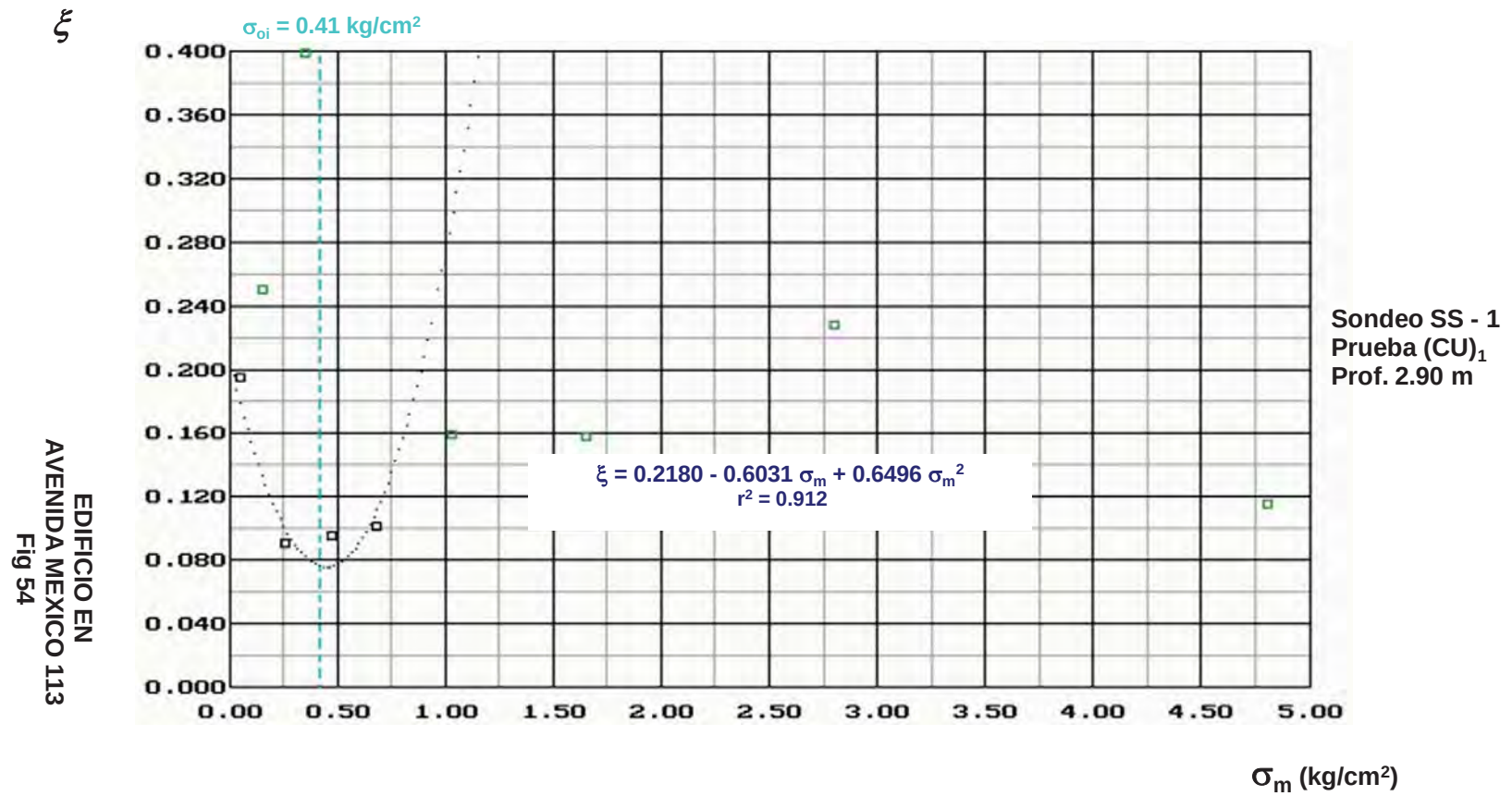
Sondeo SS - 1
 Prueba (CU)₁
 Prof. 2.90 m

EDIFICIO EN
 AVENIDA MEXICO 113
 Fig 52

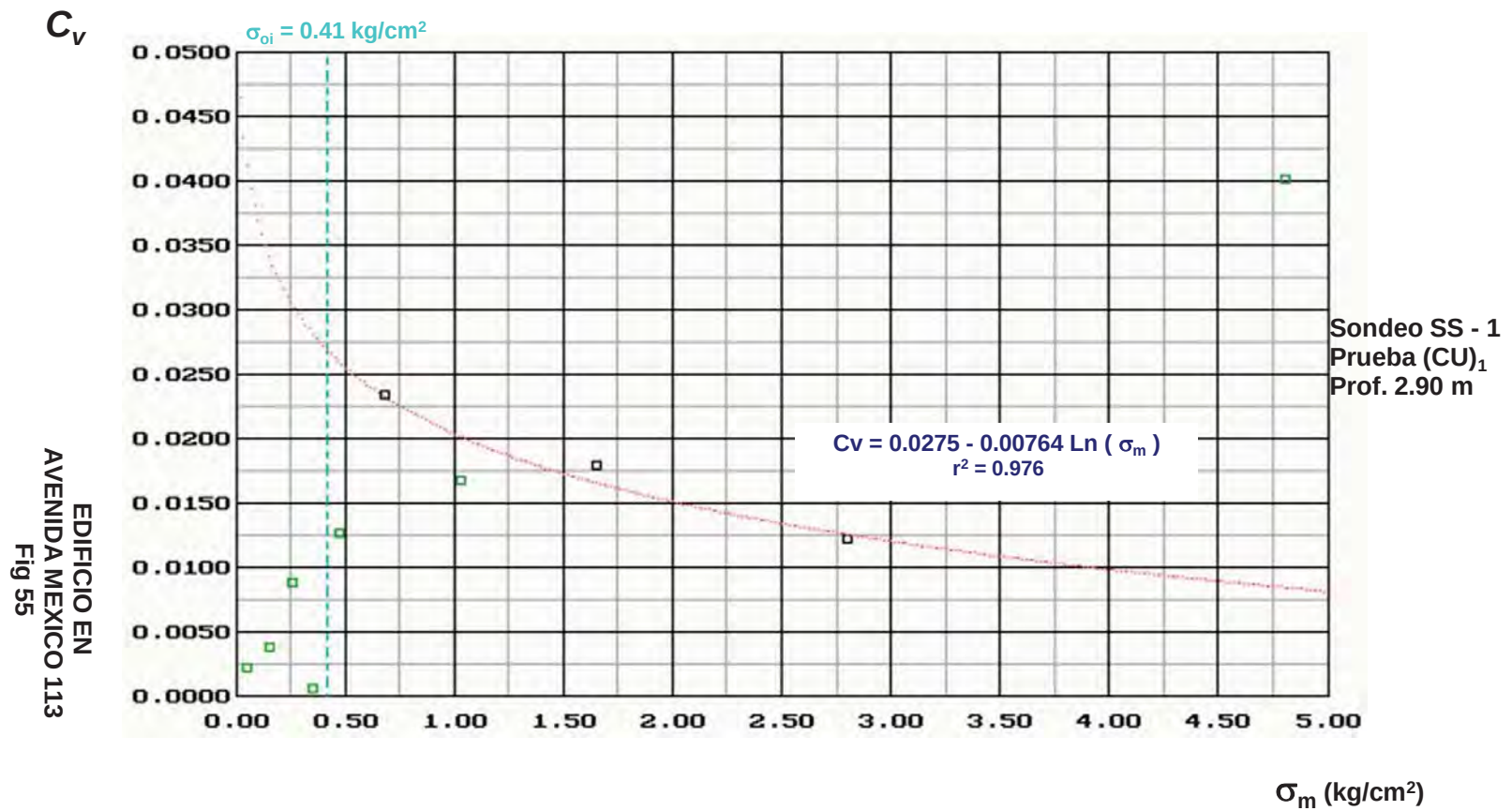
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



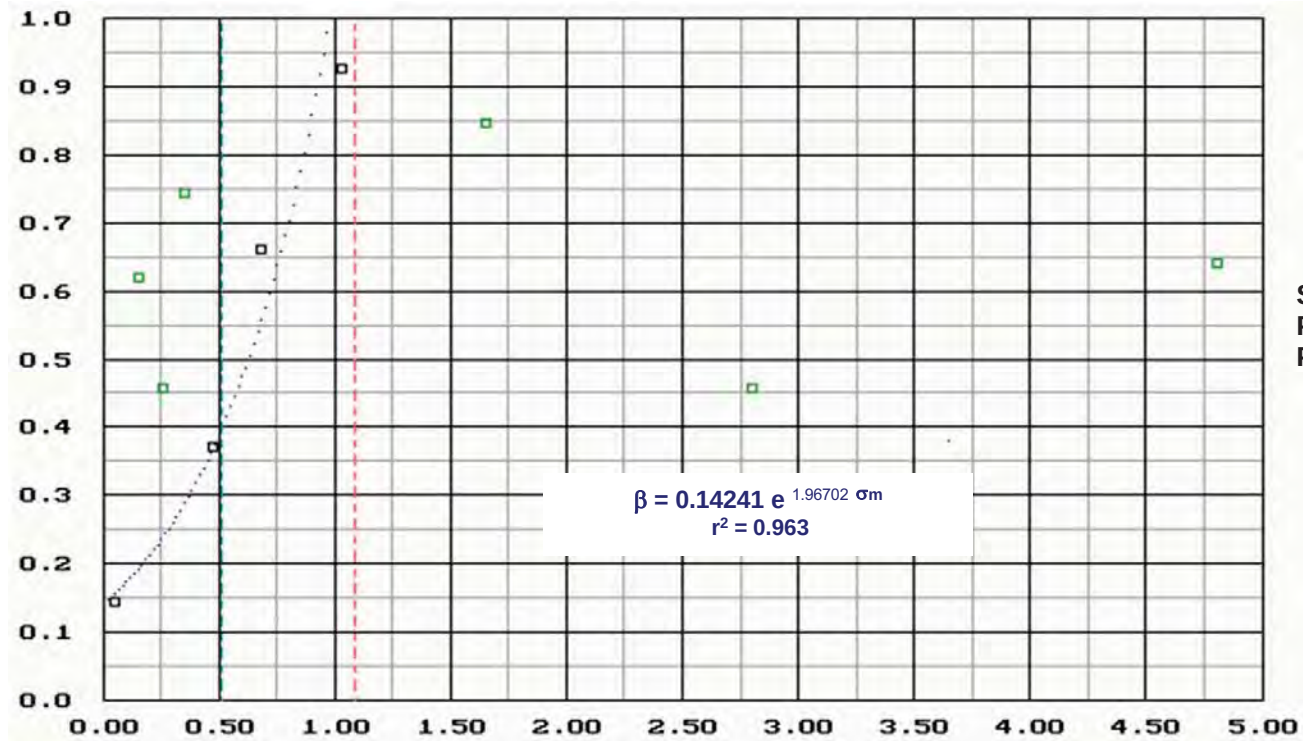
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

β

$\sigma_{oi} = 0.51 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 1.08 \text{ kg/cm}^2$

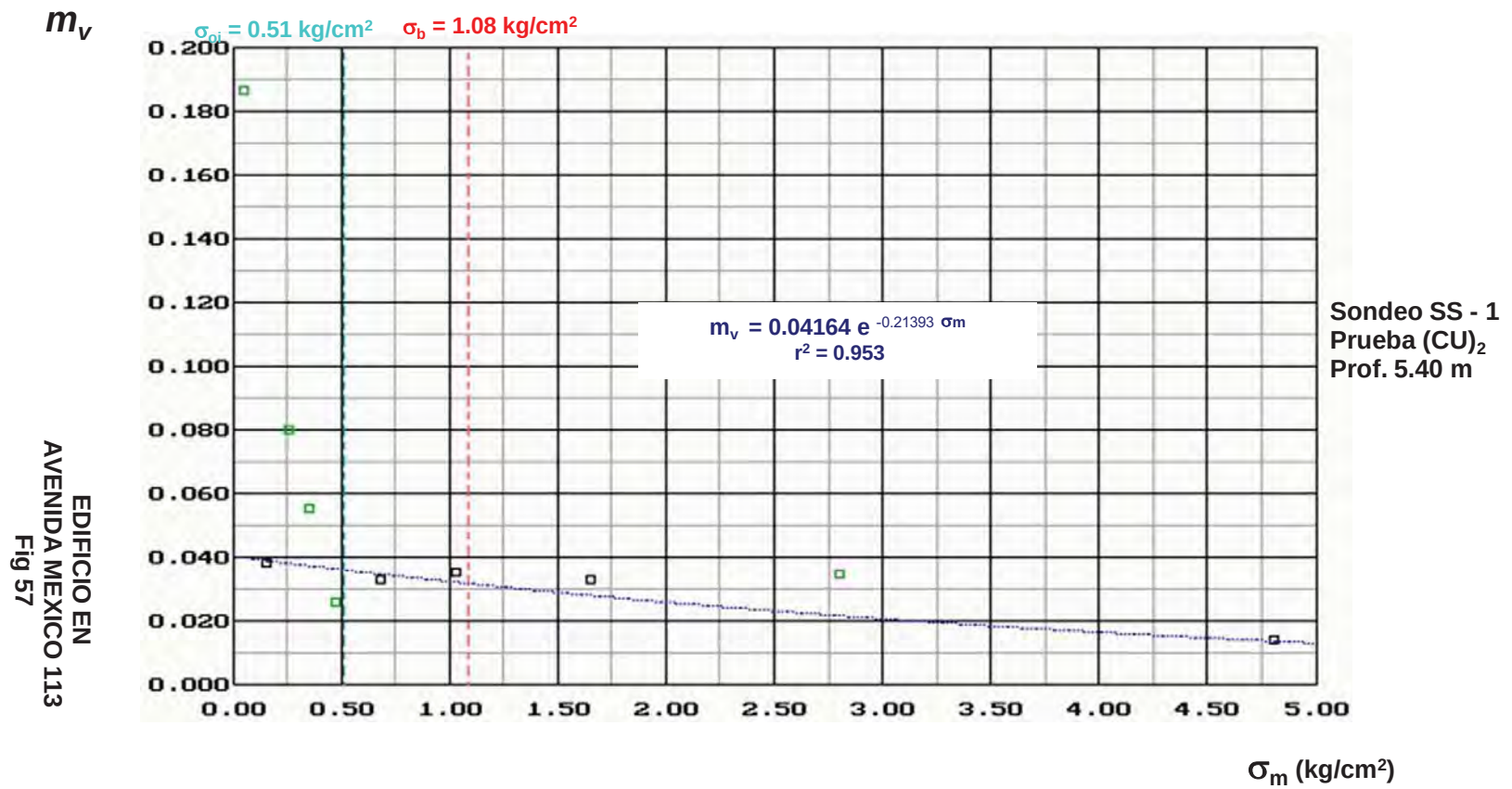


Sondeo SS - 1
Prueba $(CU)_2$
Prof. 5.40 m

$\sigma_m \text{ (kg/cm}^2\text{)}$

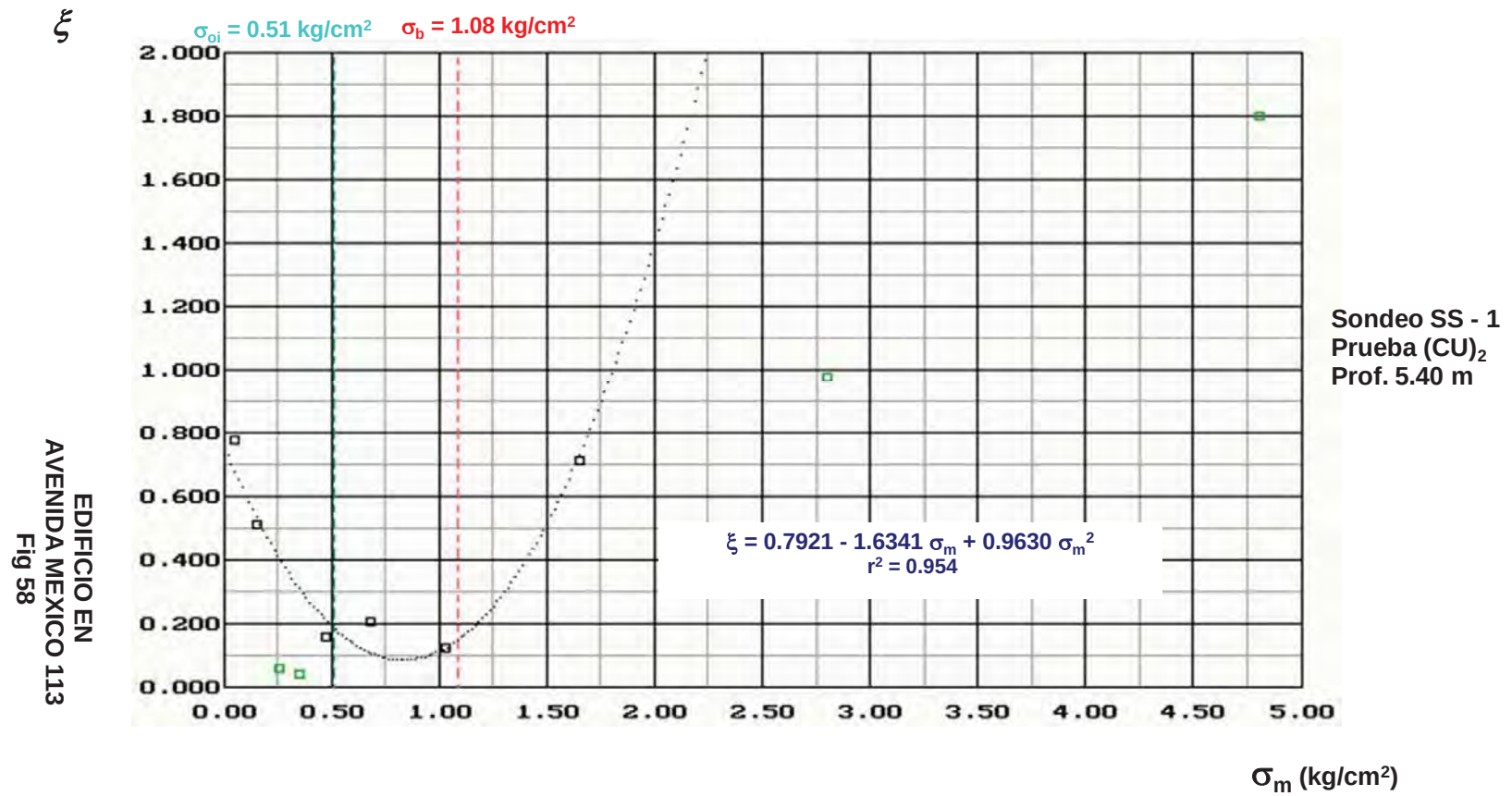
EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 56

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

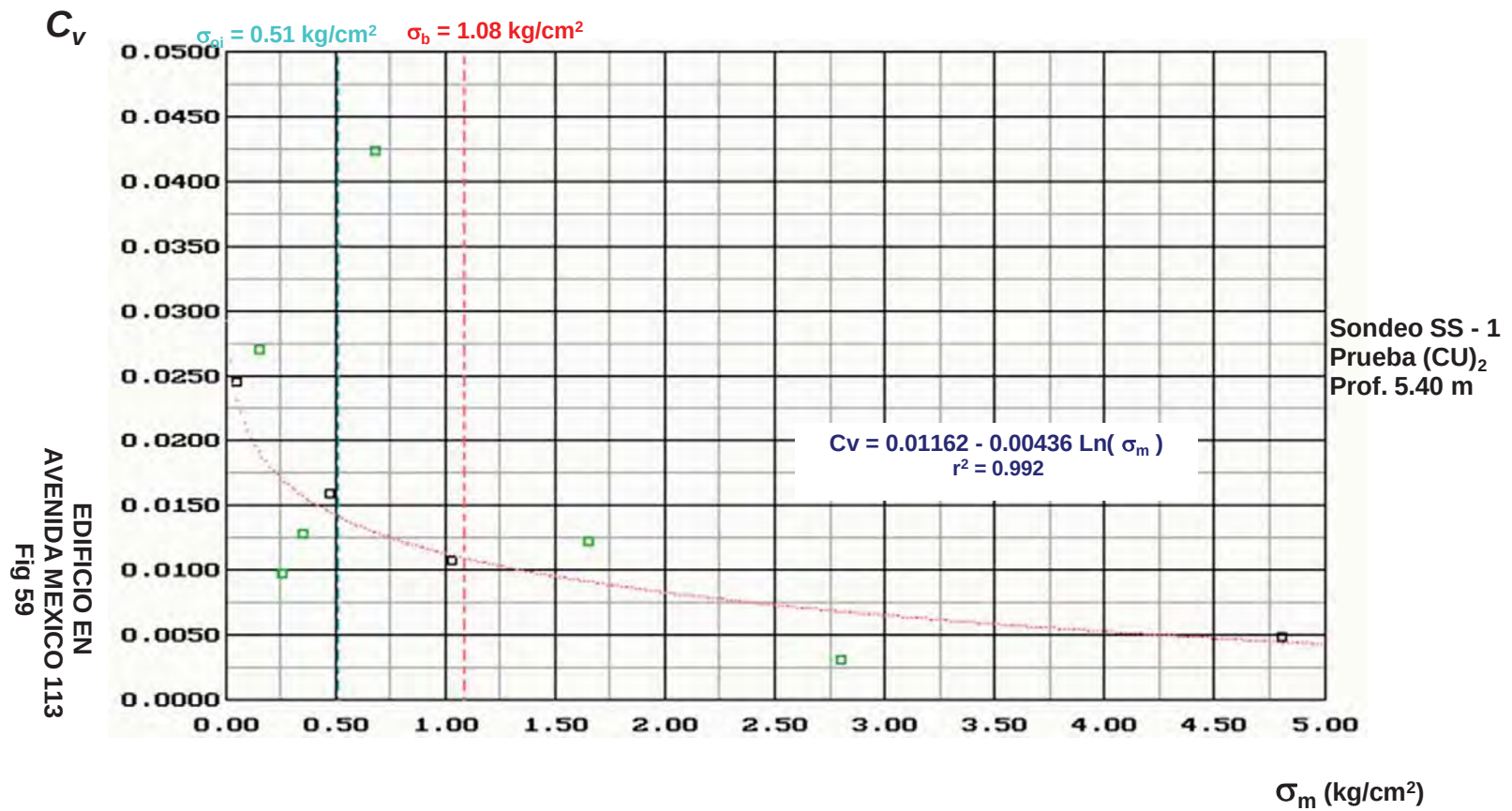


EDIFICIO EN
 AVENIDA MEXICO 113
 Fig 57

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

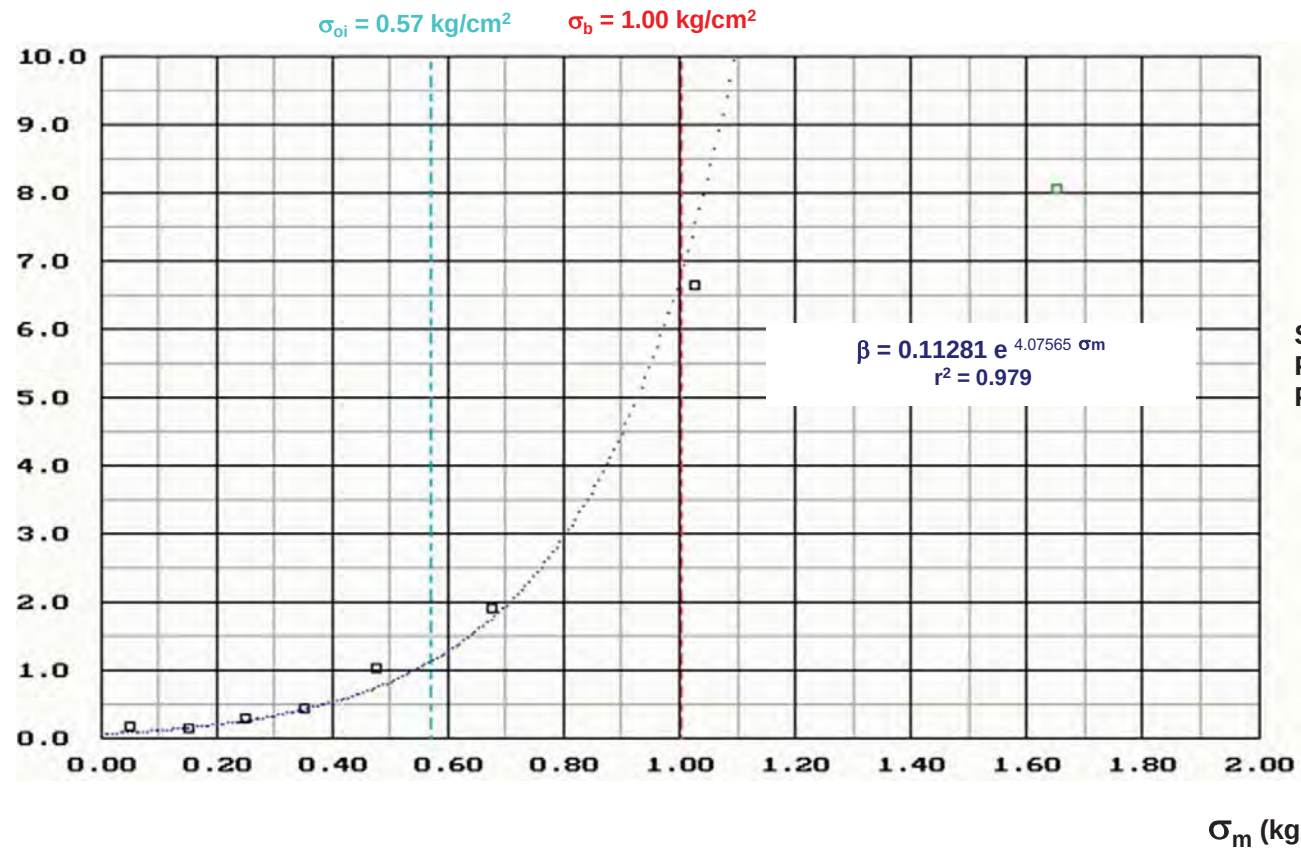


EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 59

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

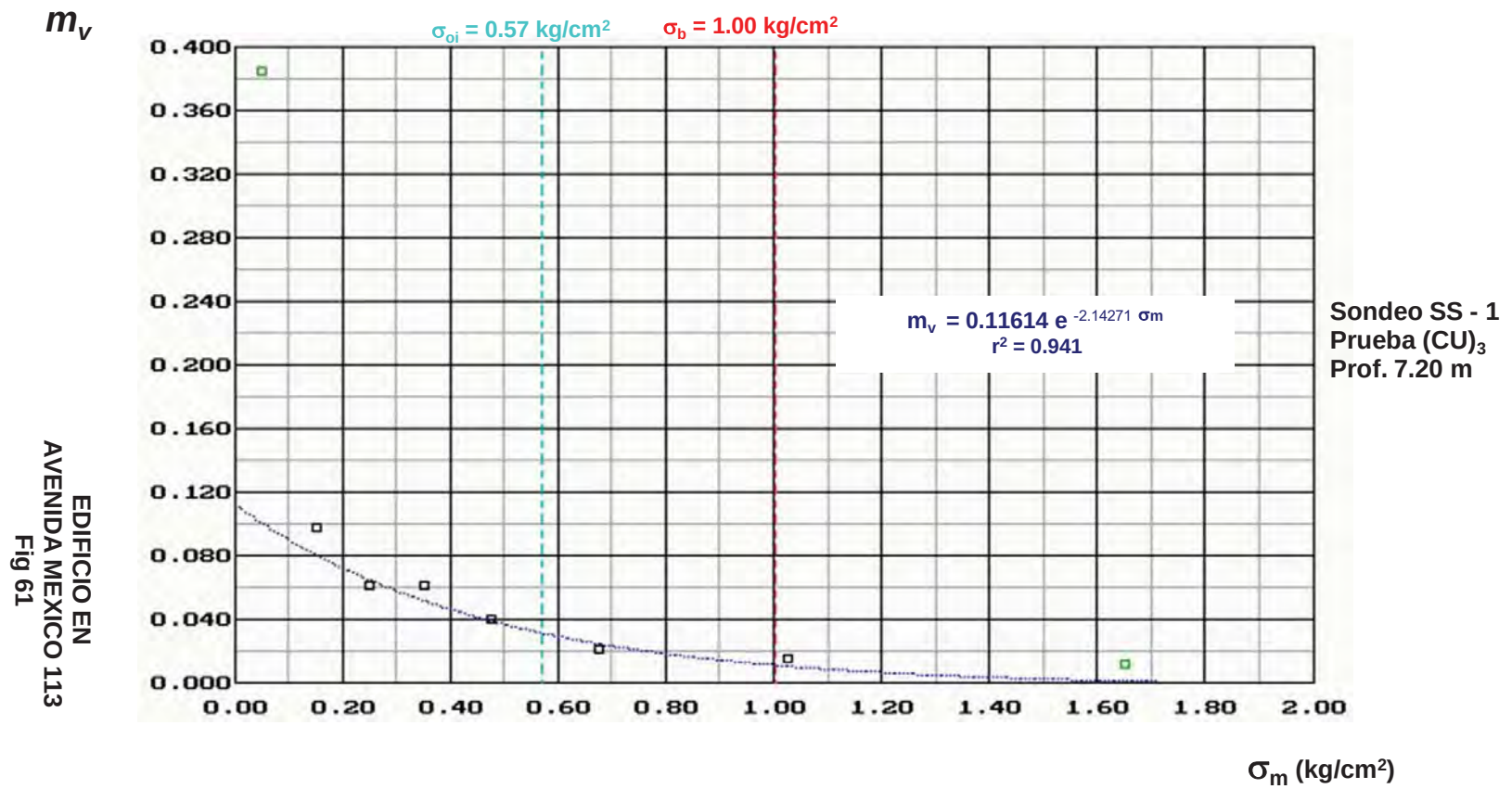
β

EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 60

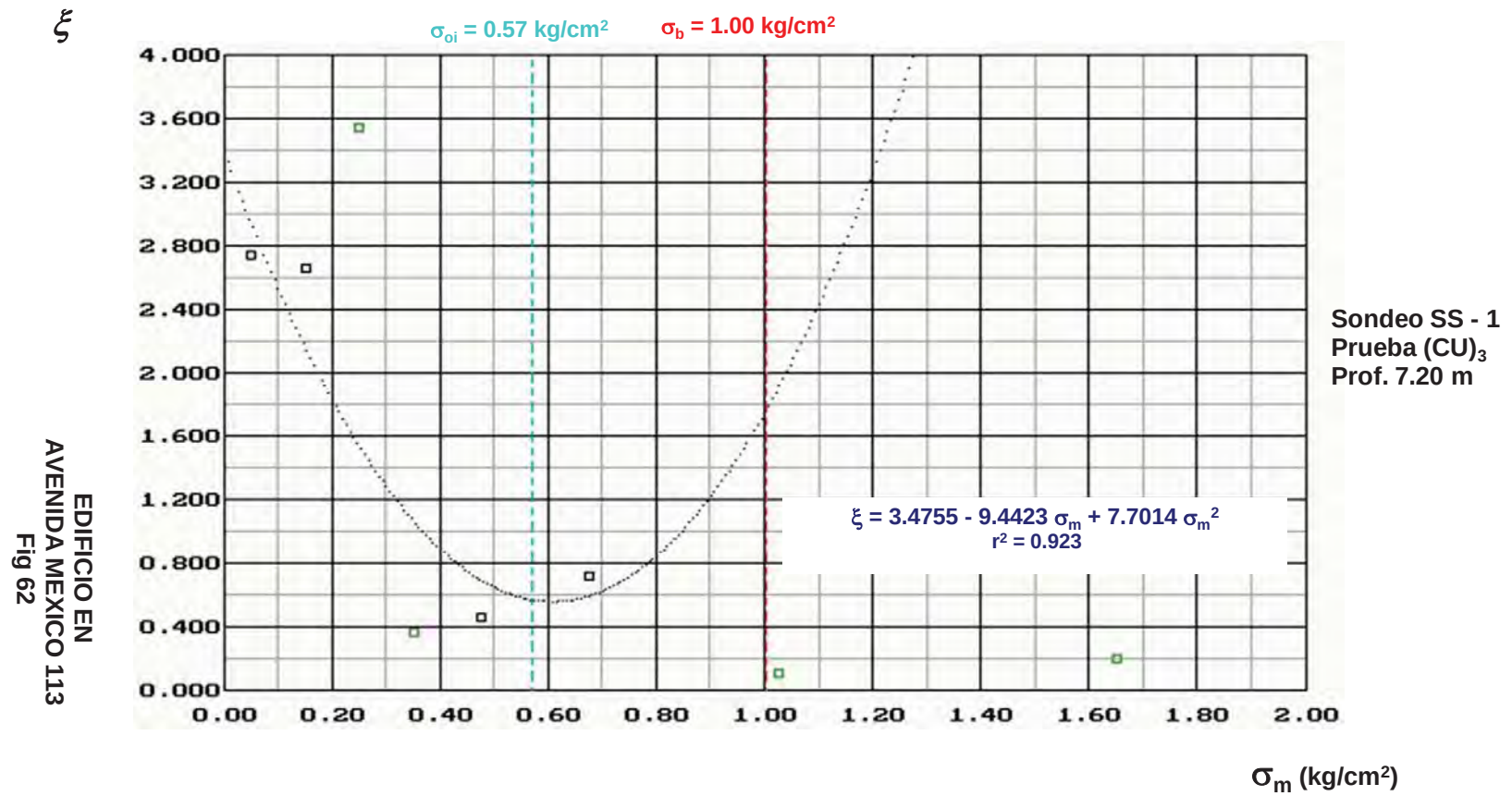


Sondeo SS - 1
Prueba (CU)₃
Prof. 7.20 m

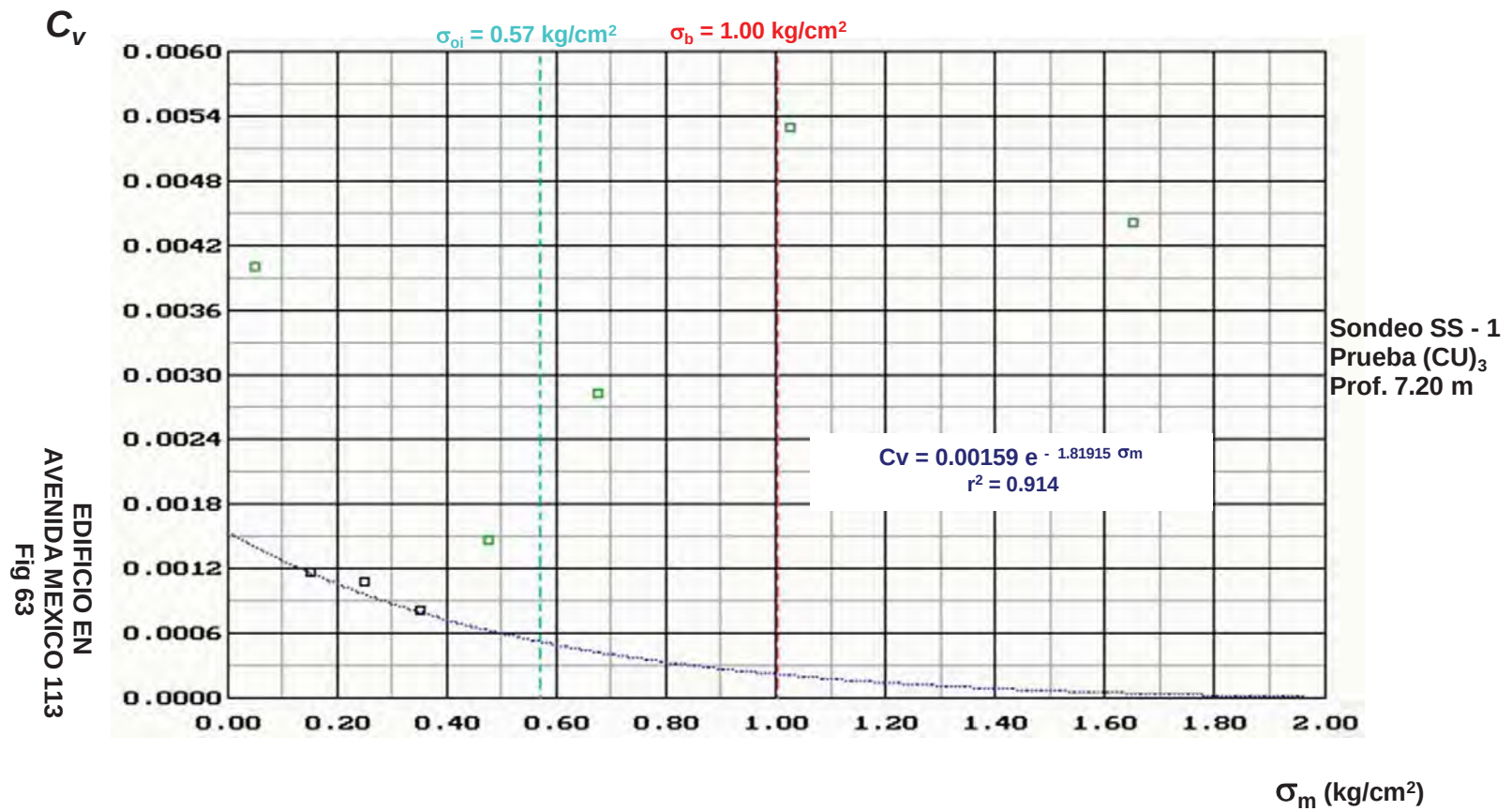
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

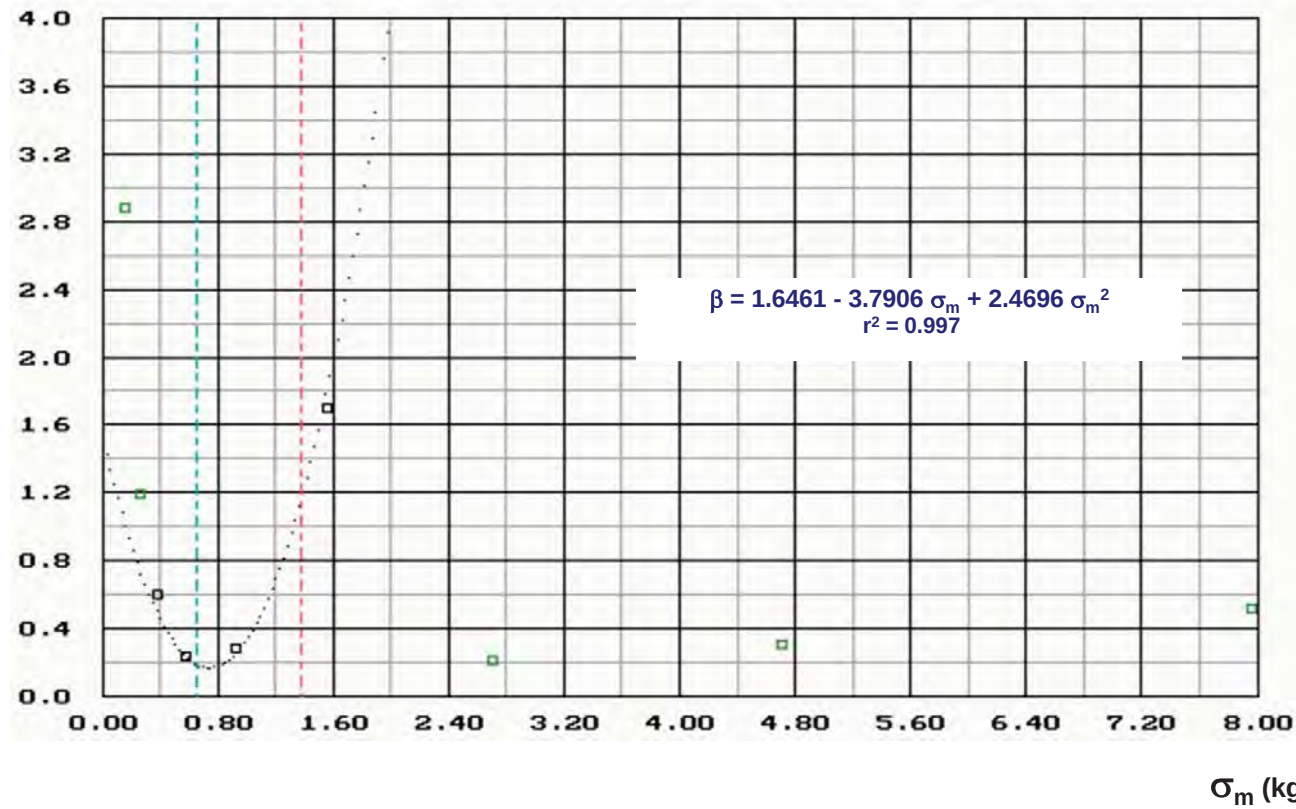


EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 63

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

β

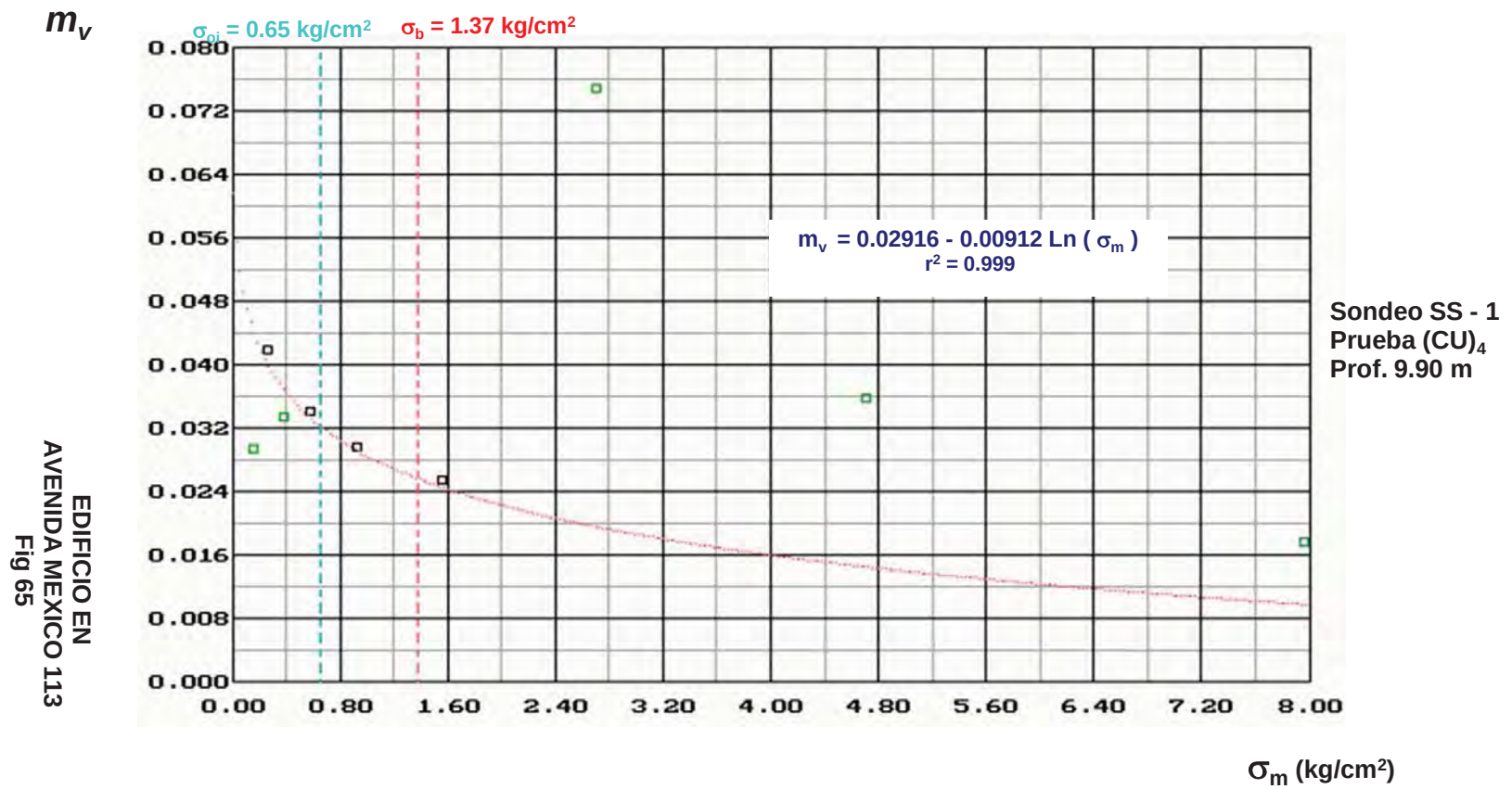
$\sigma_{oi} = 0.65 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 1.37 \text{ kg/cm}^2$



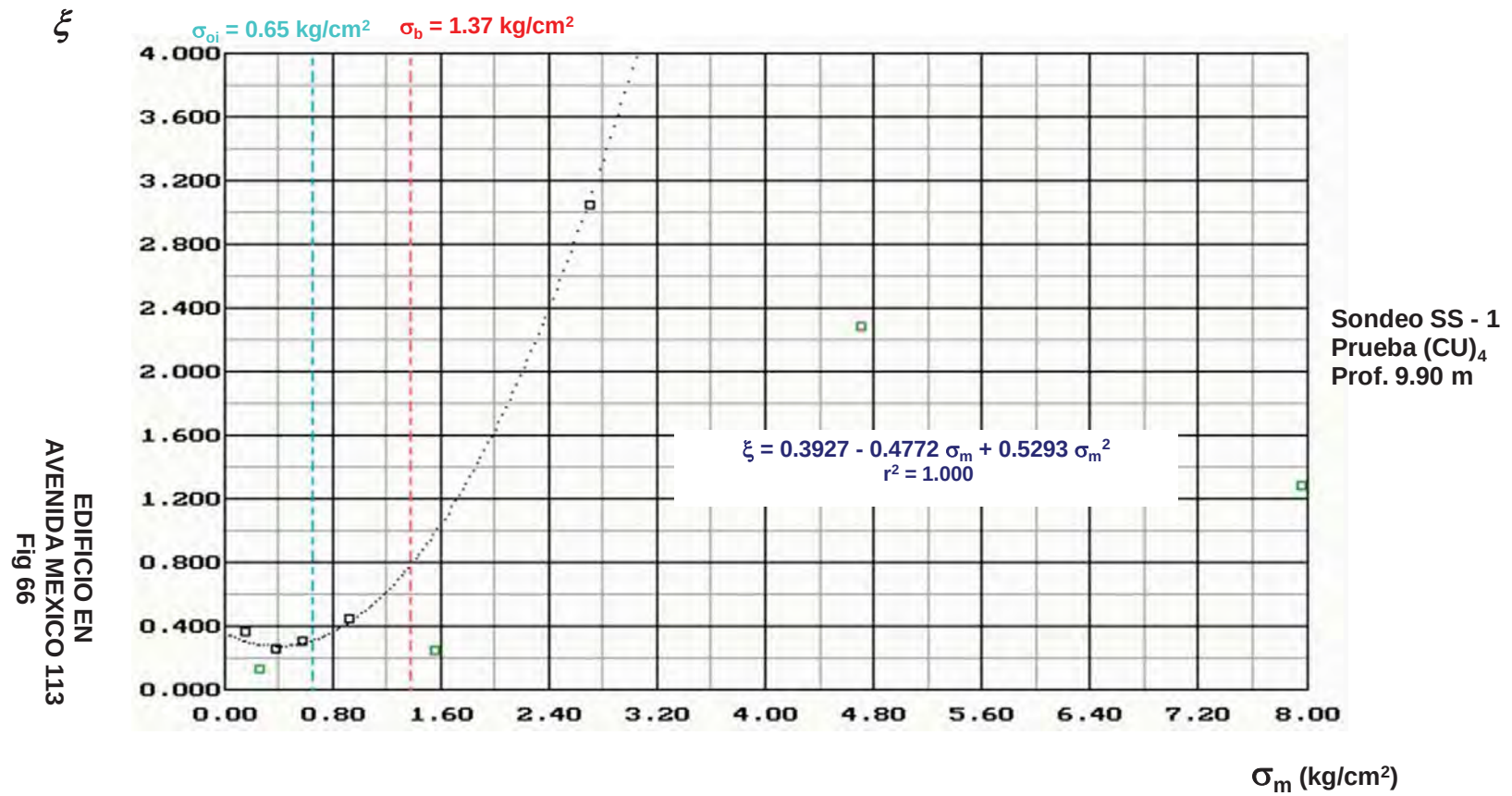
Sondeo SS - 1
Prueba (CU)₄
Prof. 9.90 m

EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 64

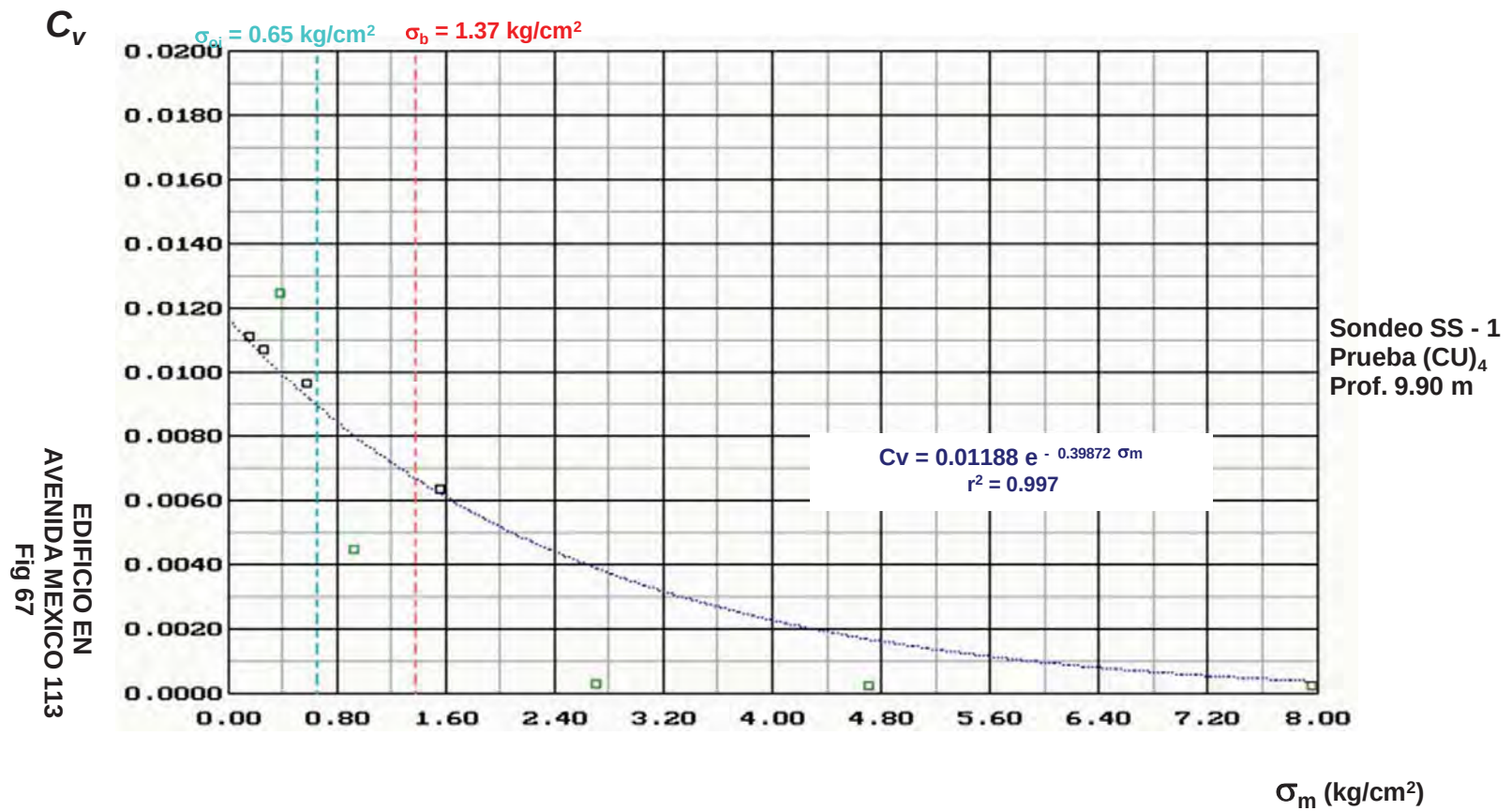
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



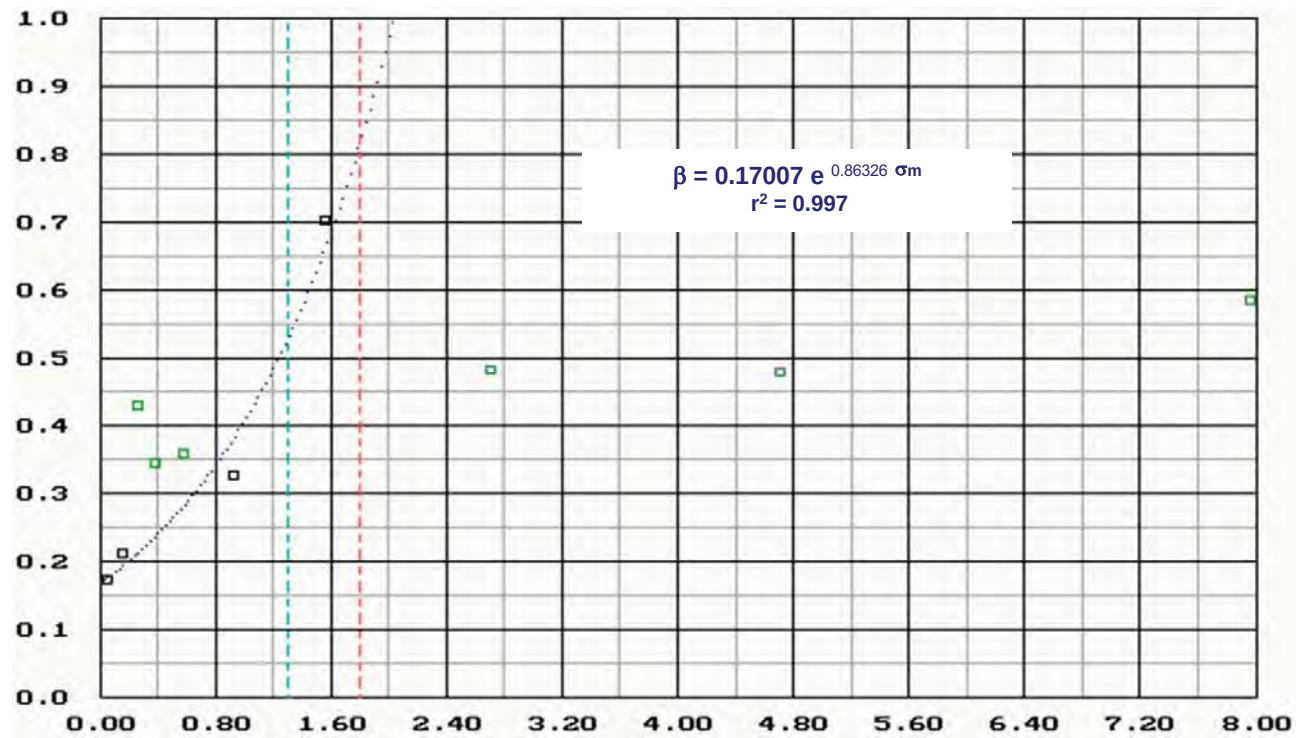
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

β

$$\sigma_{oi} = 1.29 \text{ kg/cm}^2 \quad \sigma_b = 1.8 \text{ kg/cm}^2$$

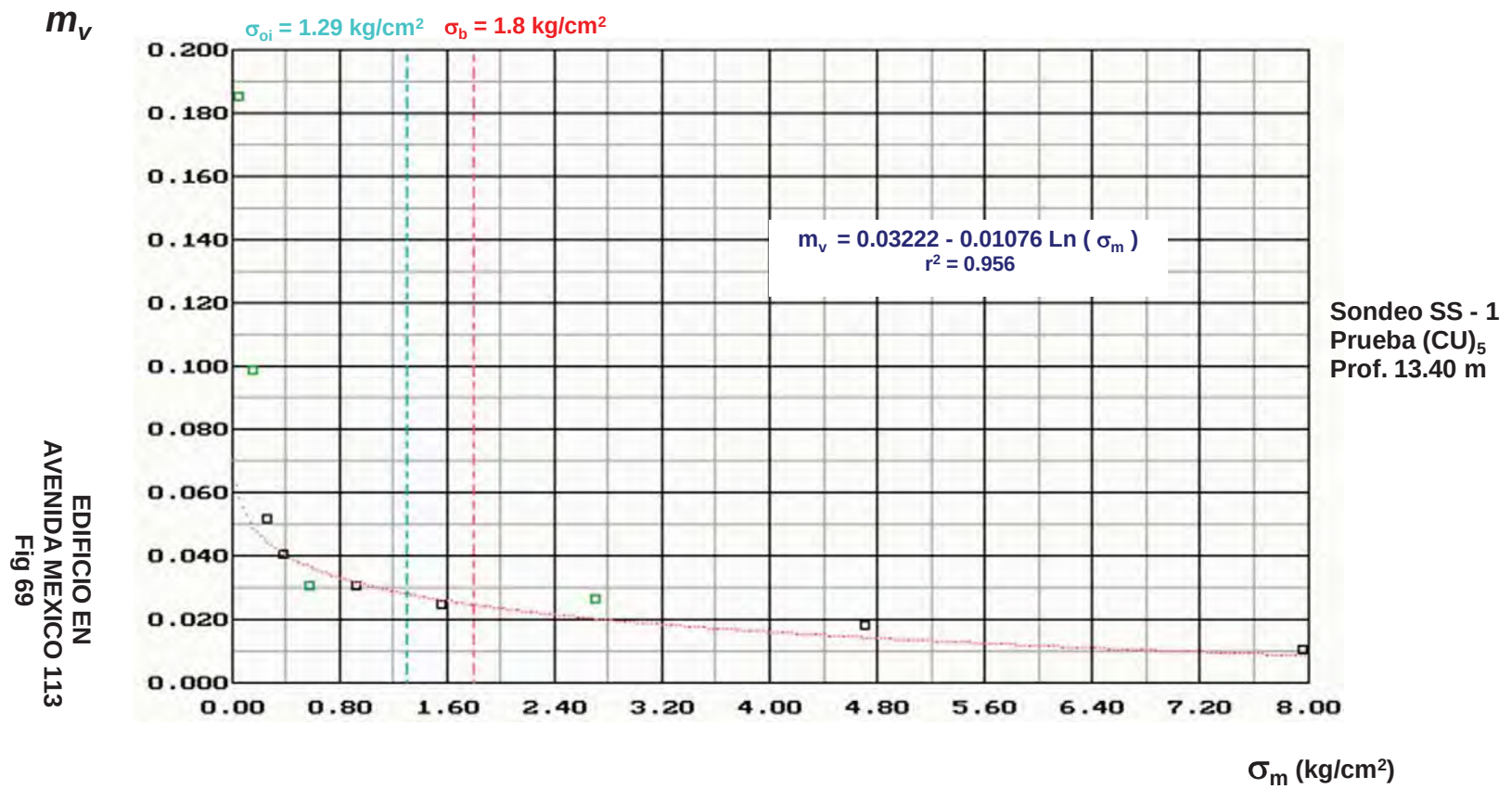


Sondeo SS - 1
Prueba (CU)₅
Prof. 13.40 m

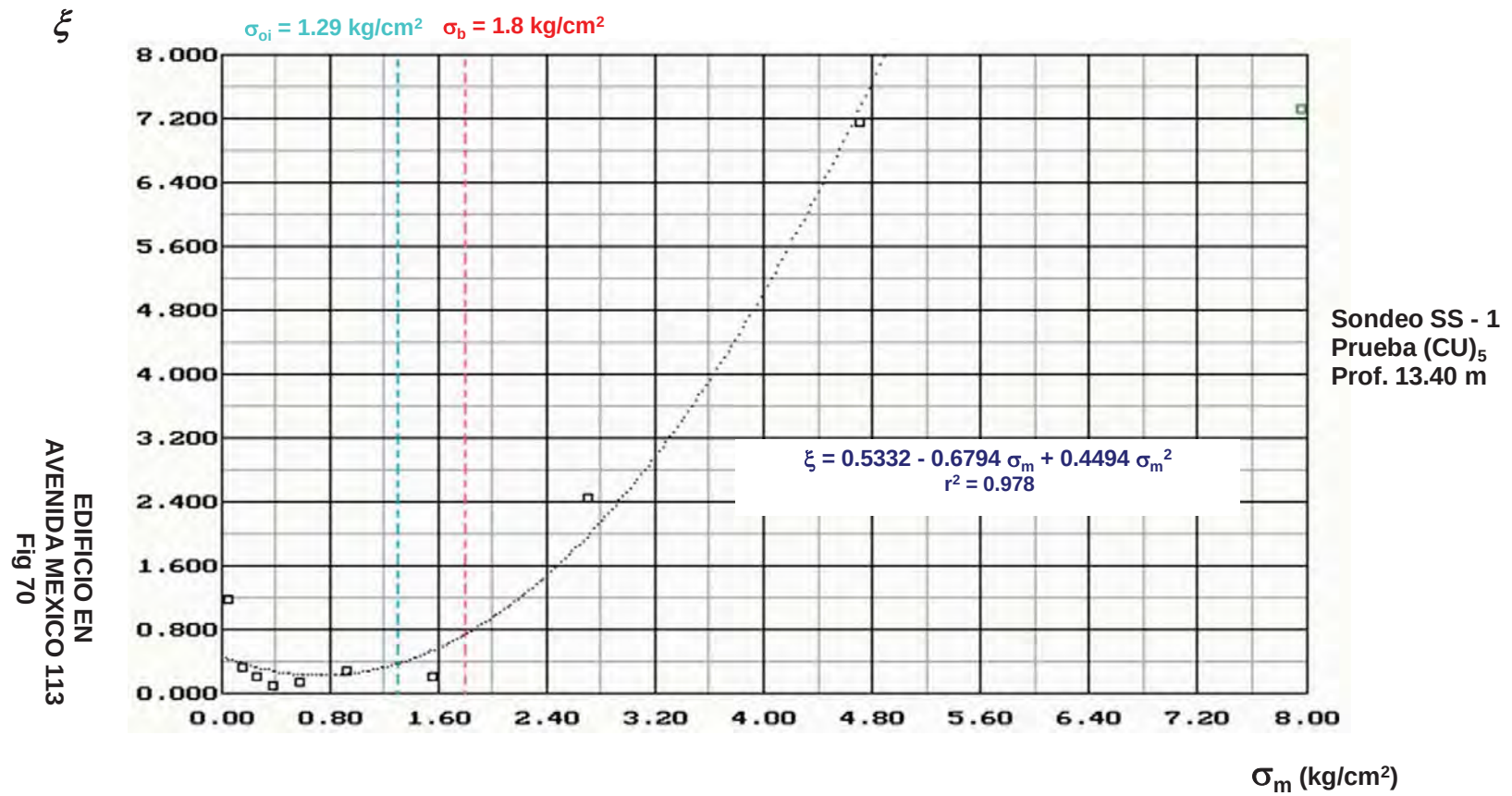
σ_m (kg/cm²)

EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 68

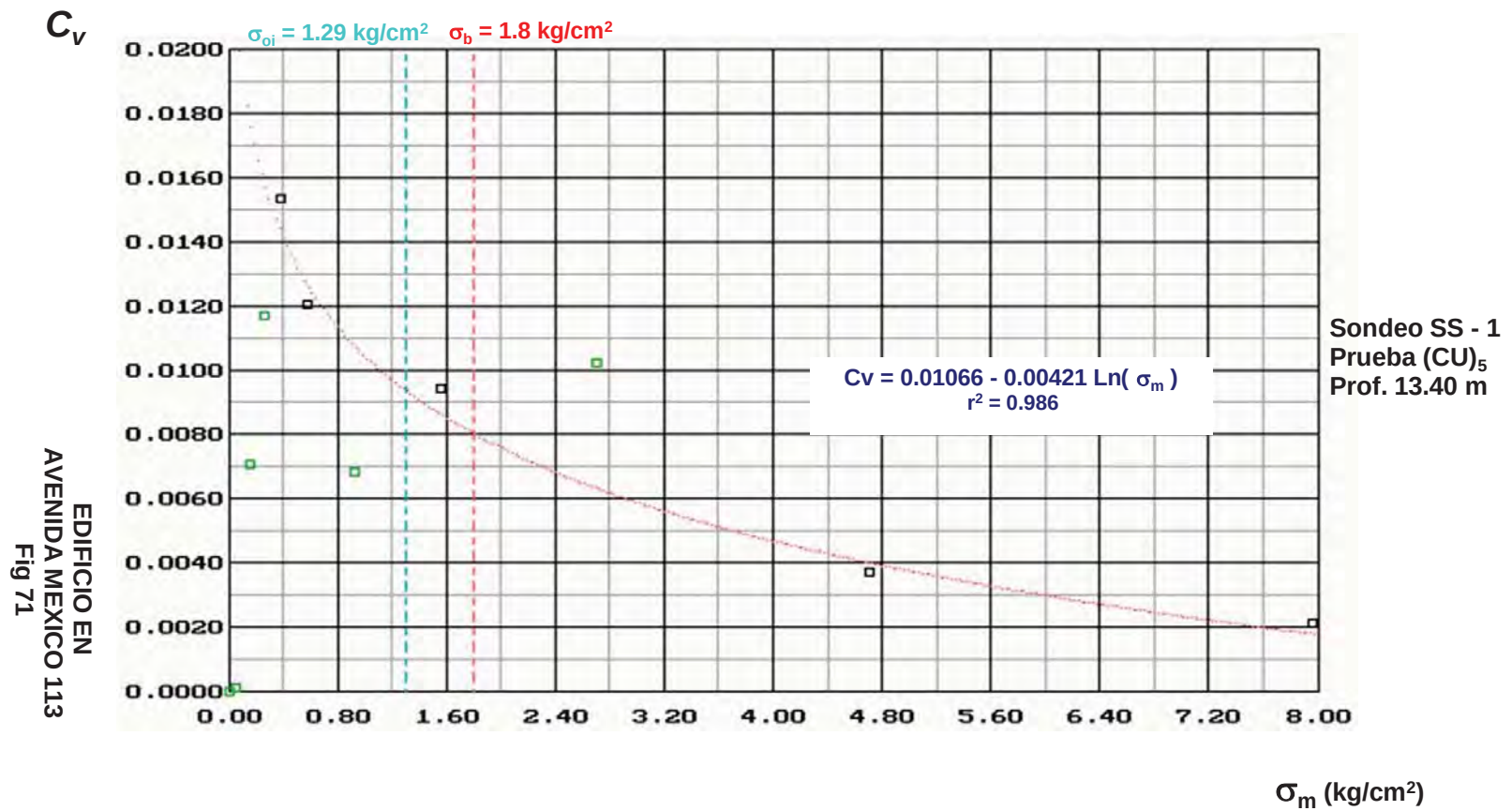
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



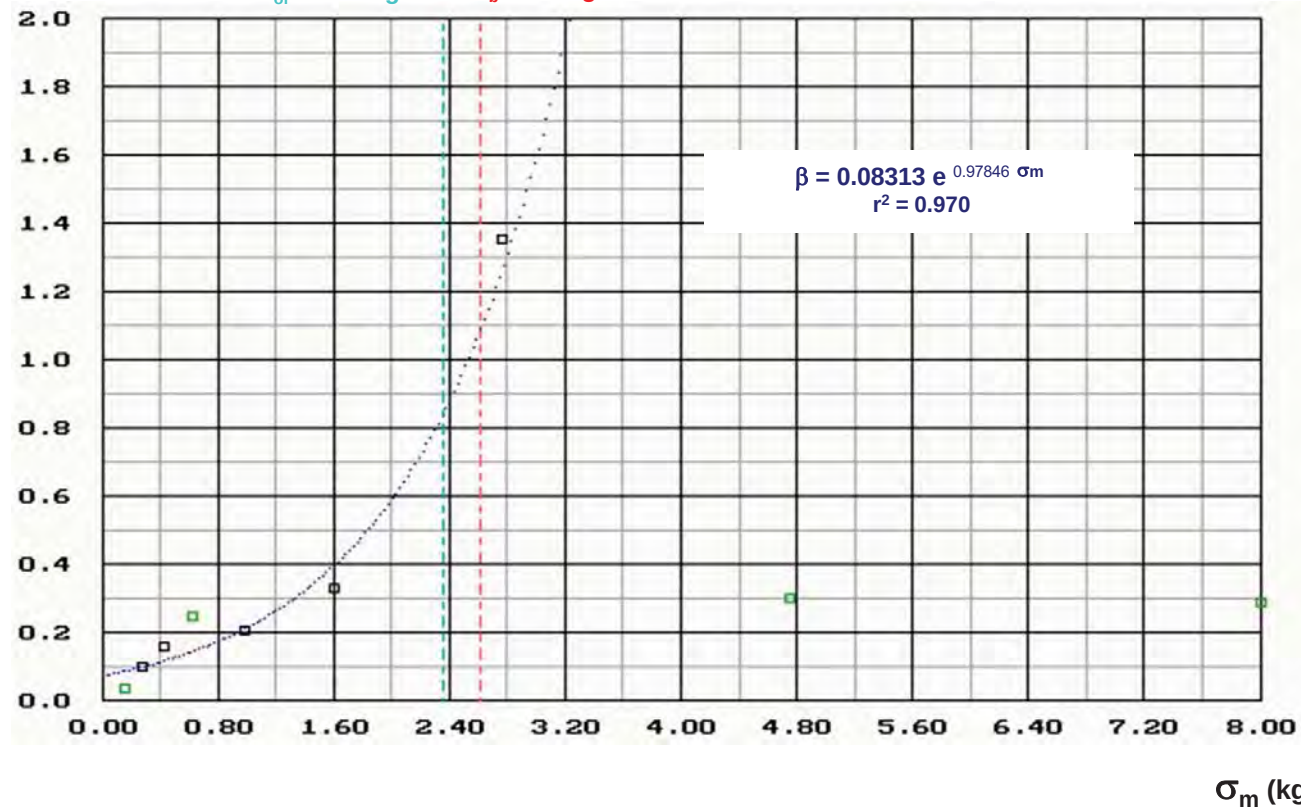
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

β

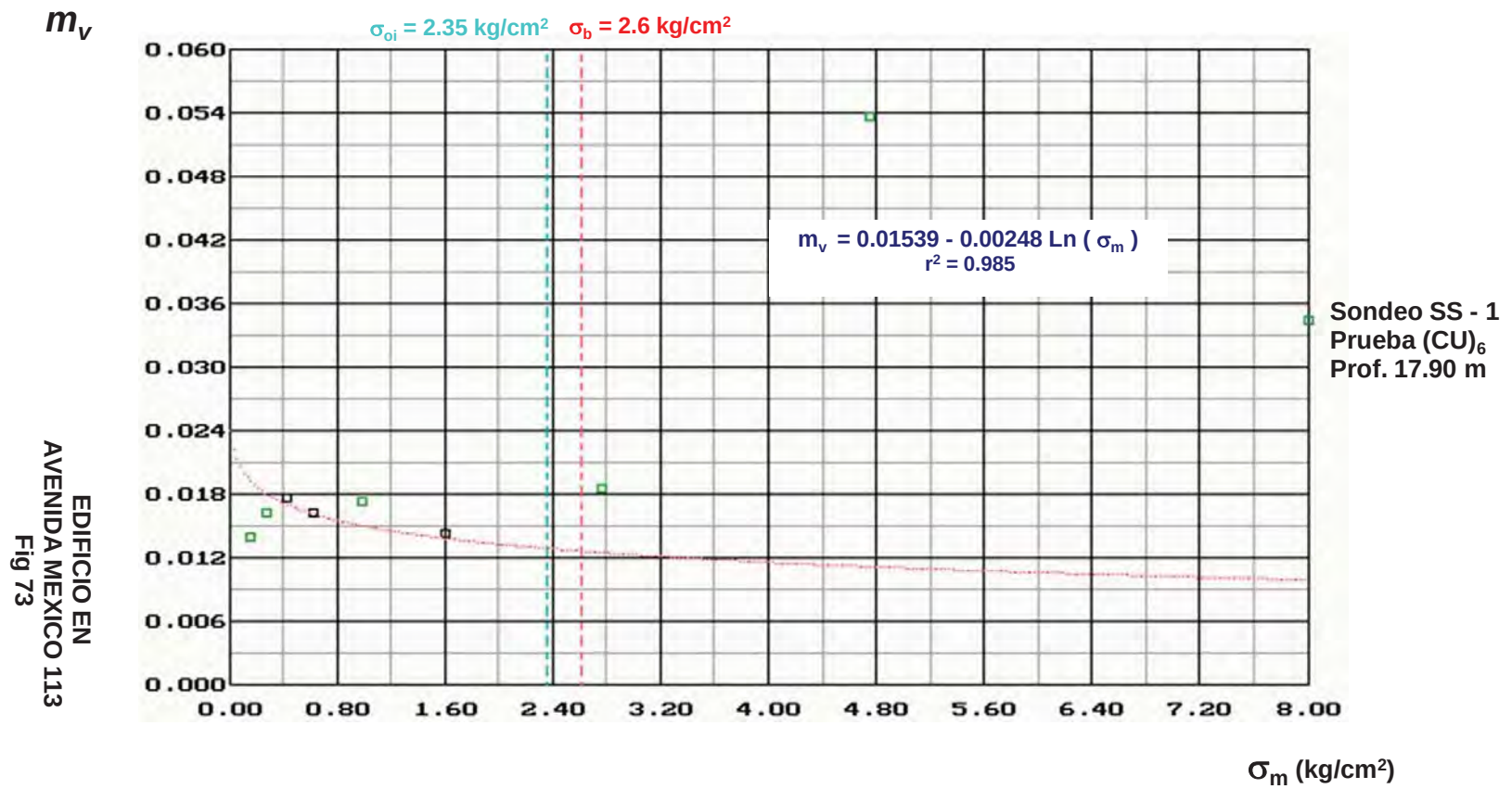
$\sigma_{oi} = 2.35 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_b = 2.6 \text{ kg/cm}^2$



Sondeo SS - 1
Prueba (CU)₆
Prof. 17.90 m

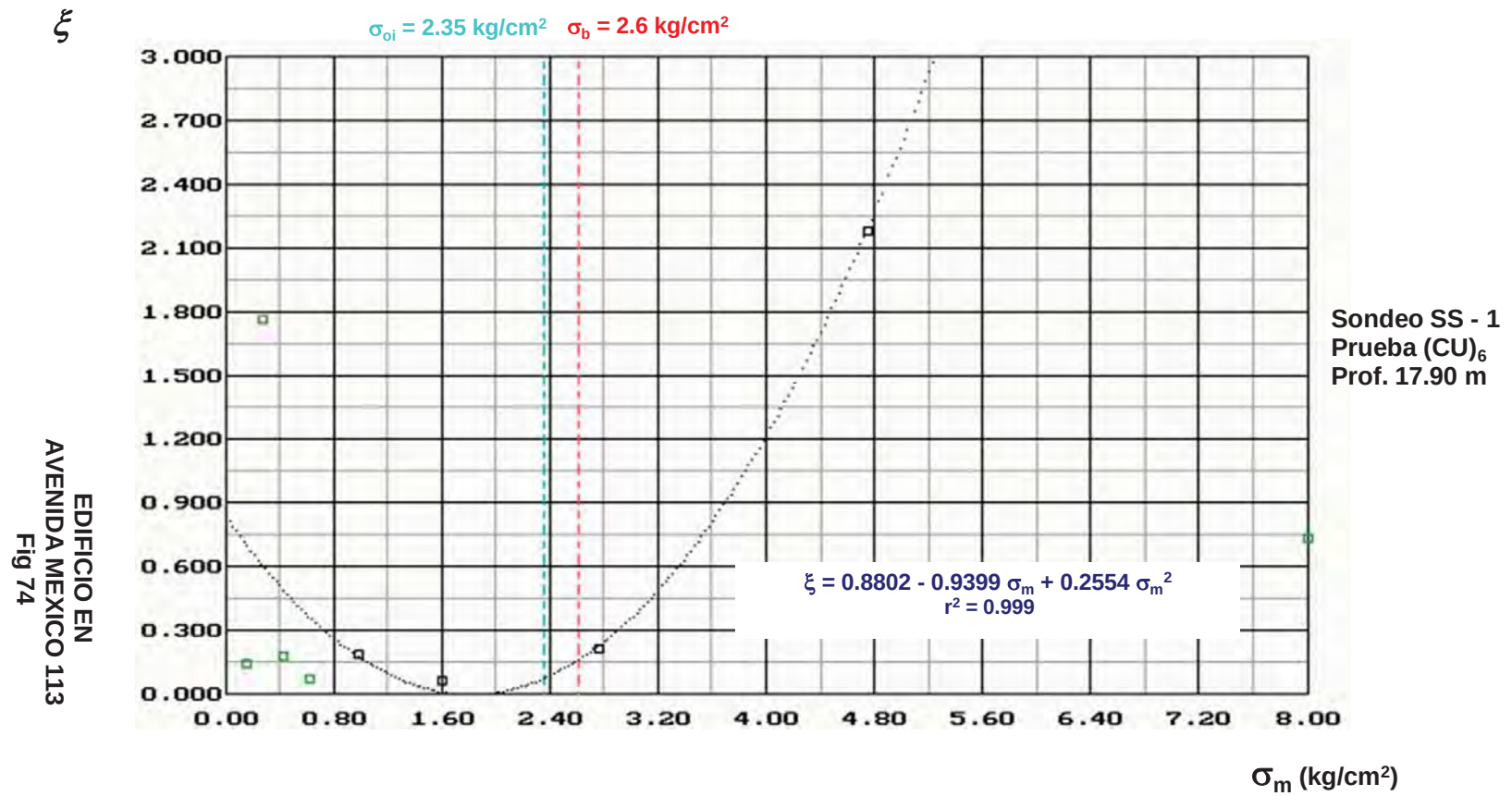
EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 72

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

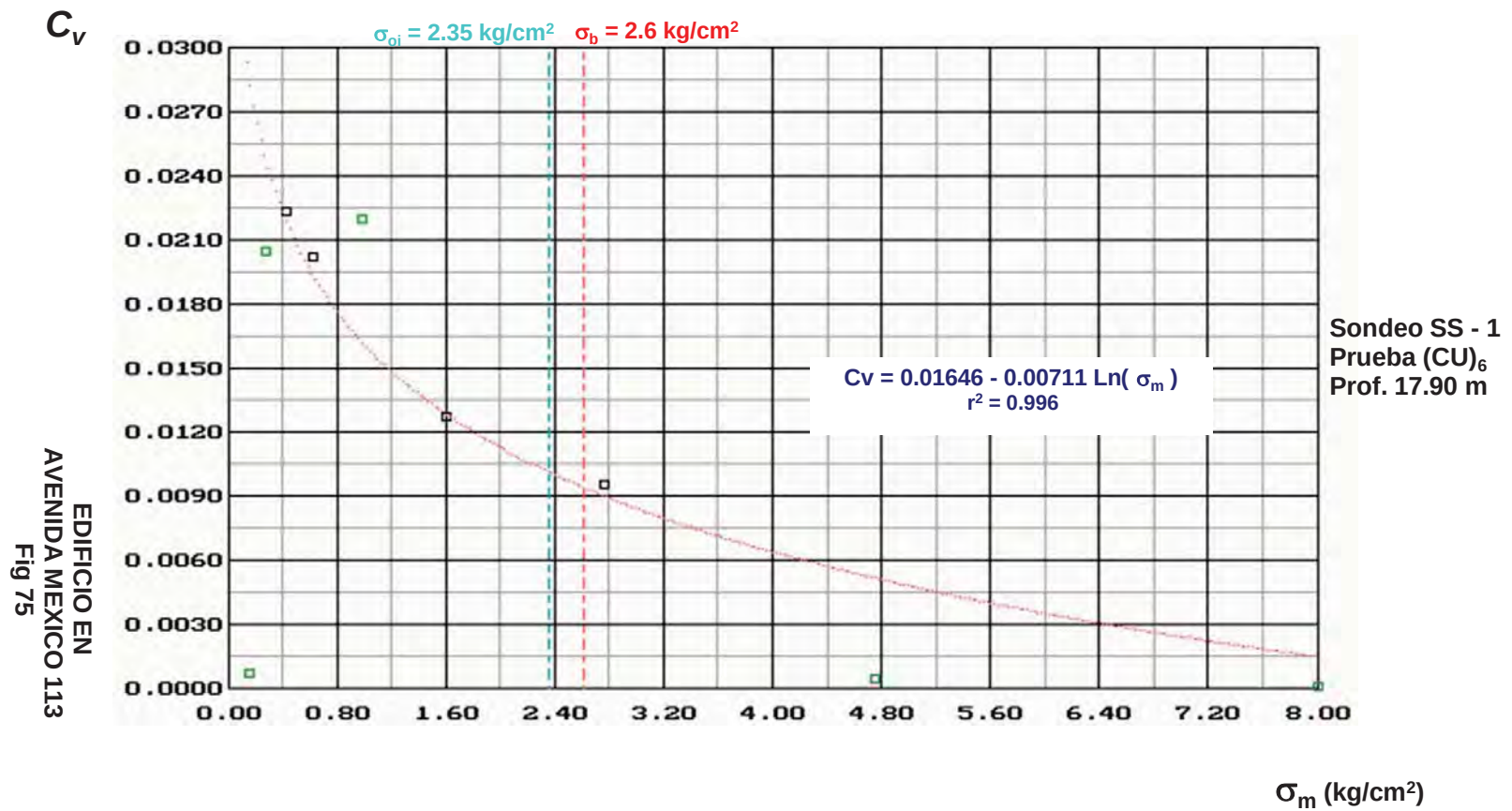


EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 73

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

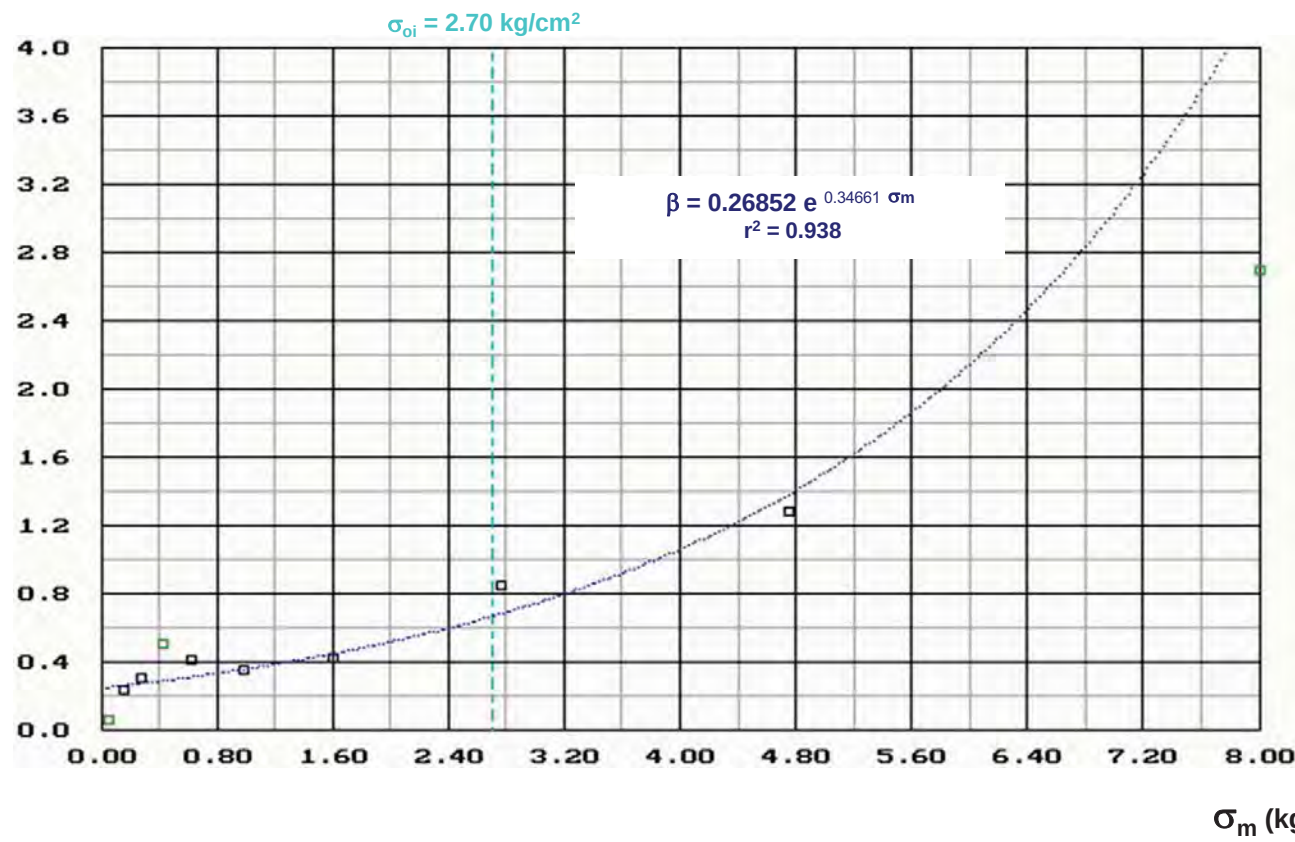


PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



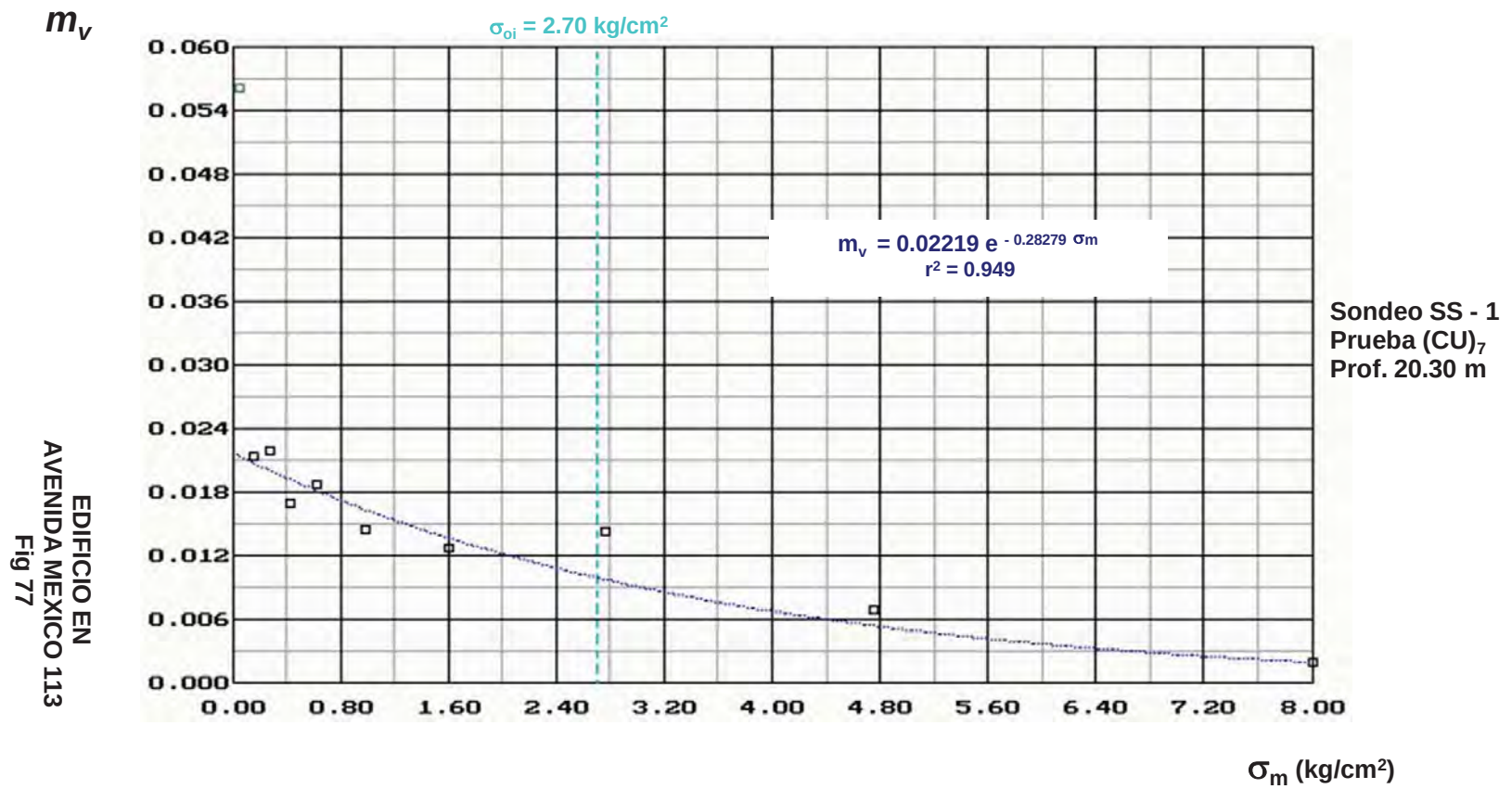
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

β

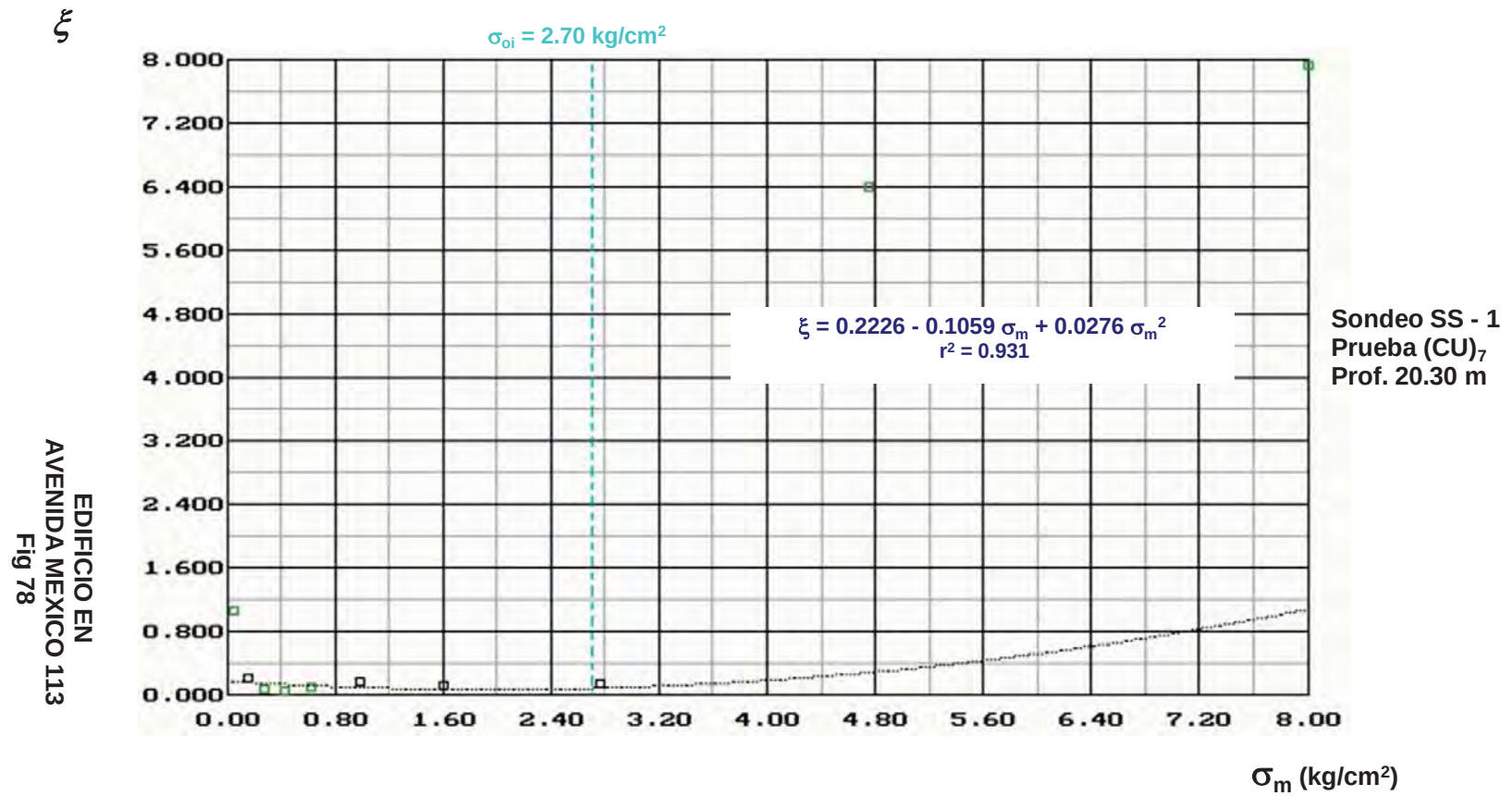


EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 76

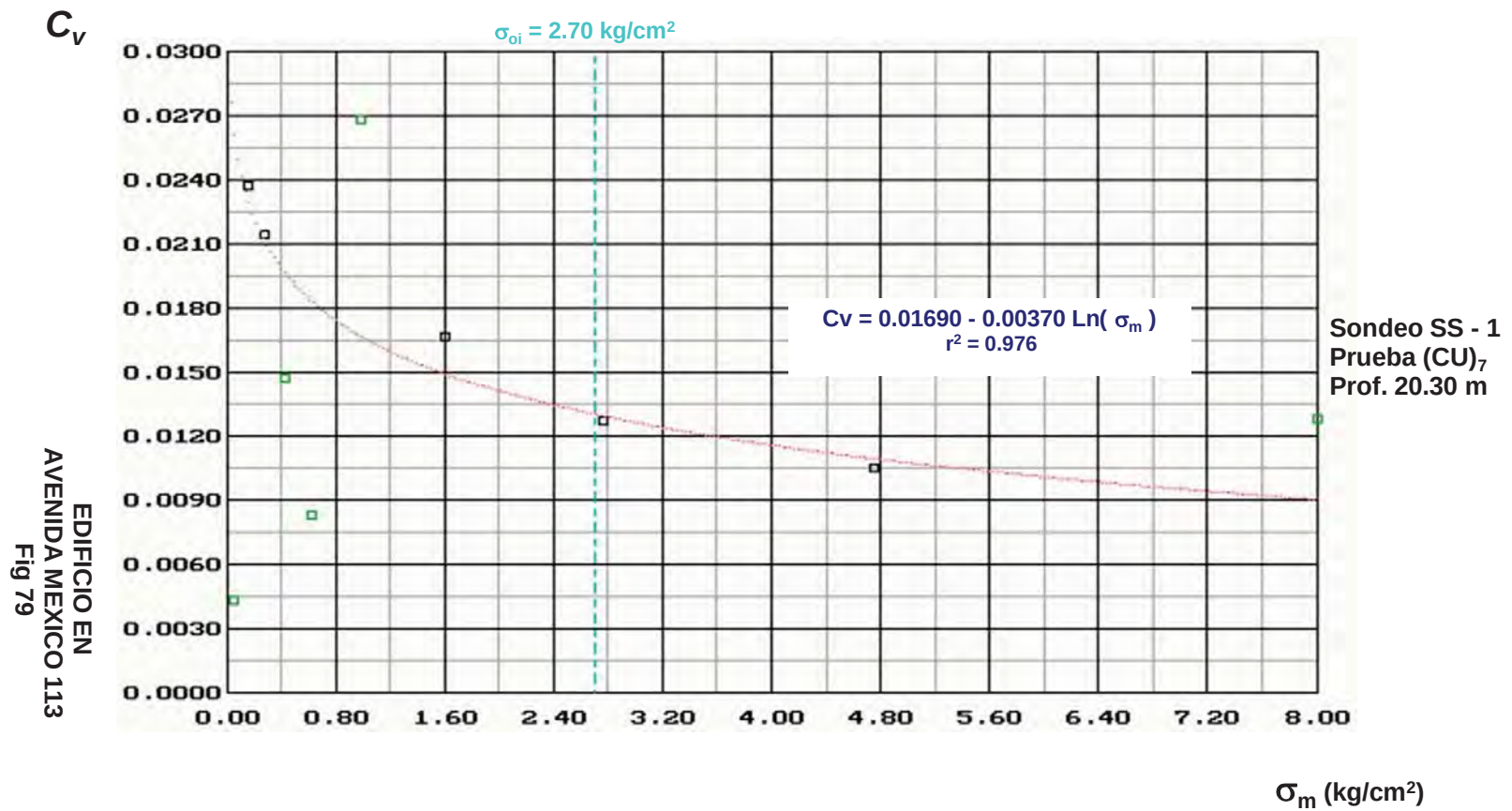
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



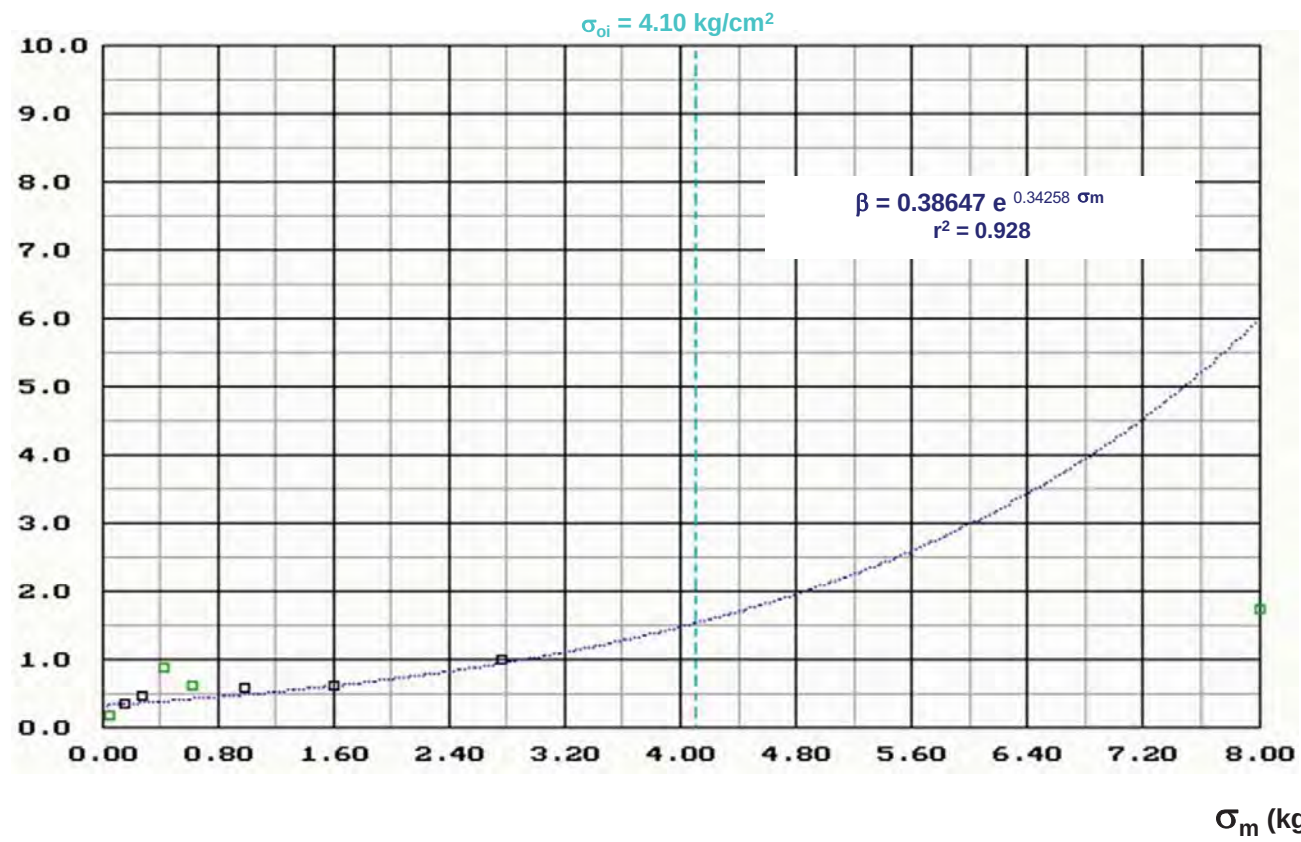
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

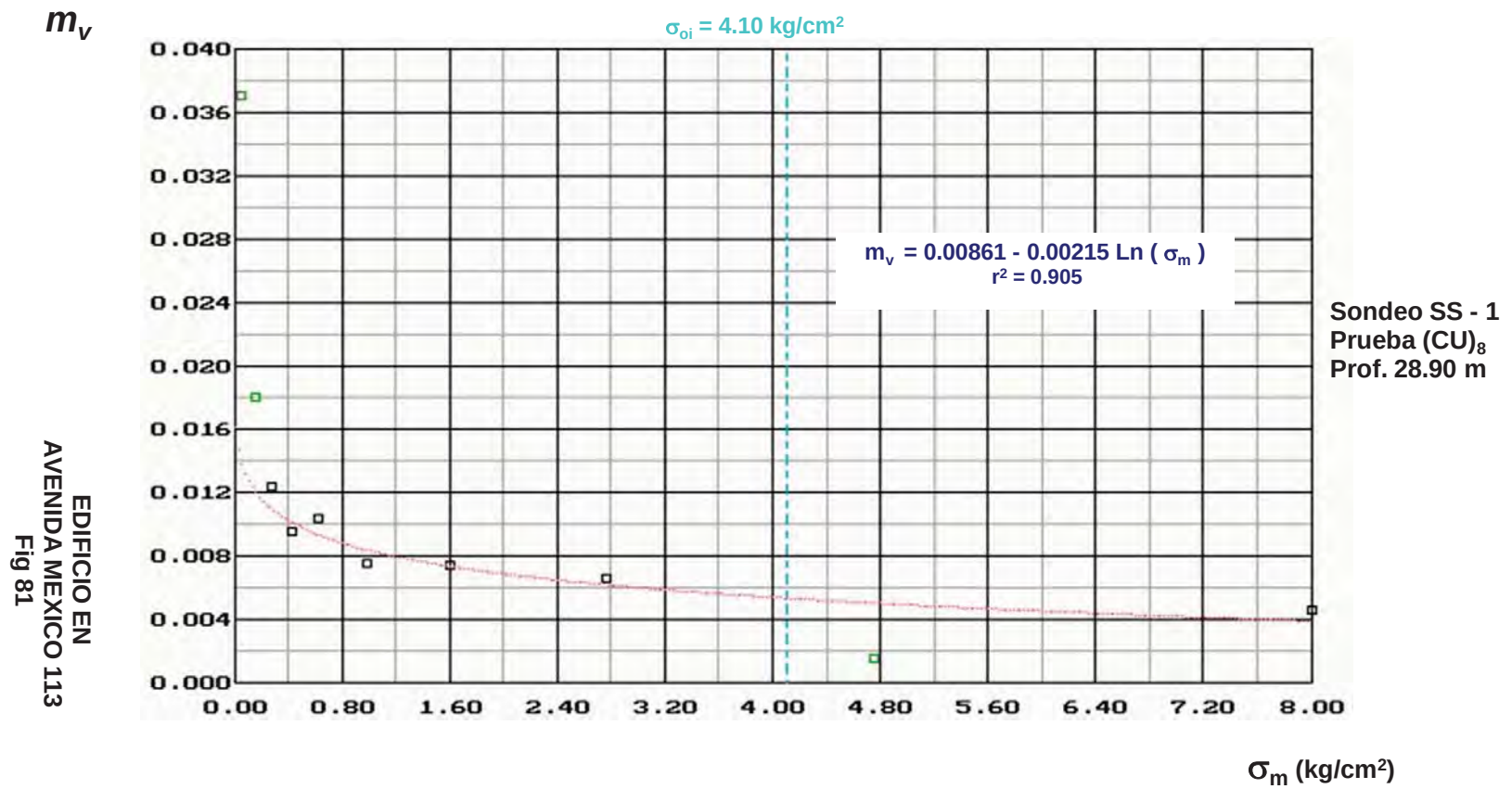
β

EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 80



Sondeo SS - 1
Prueba (CU)₈
Prof. 28.90 m

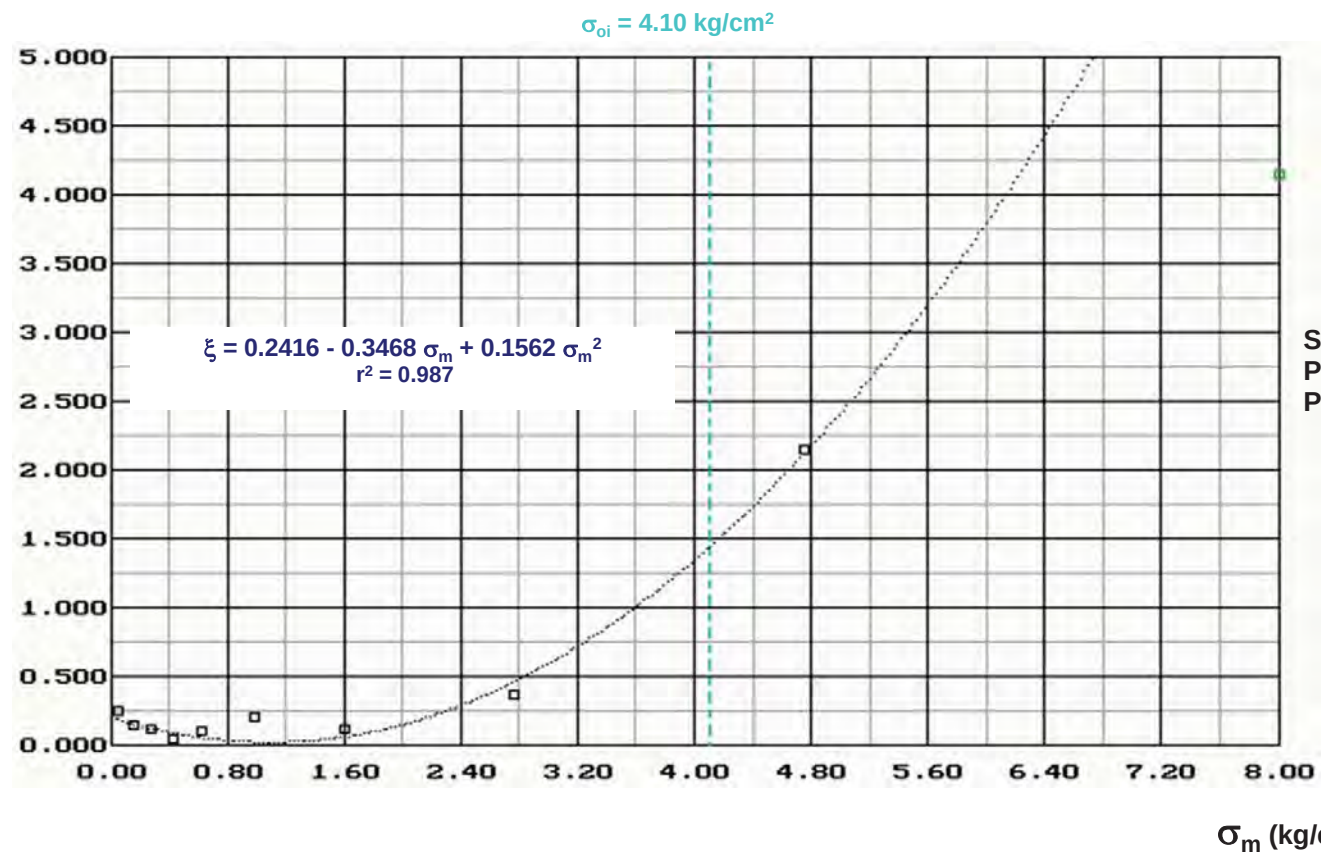
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

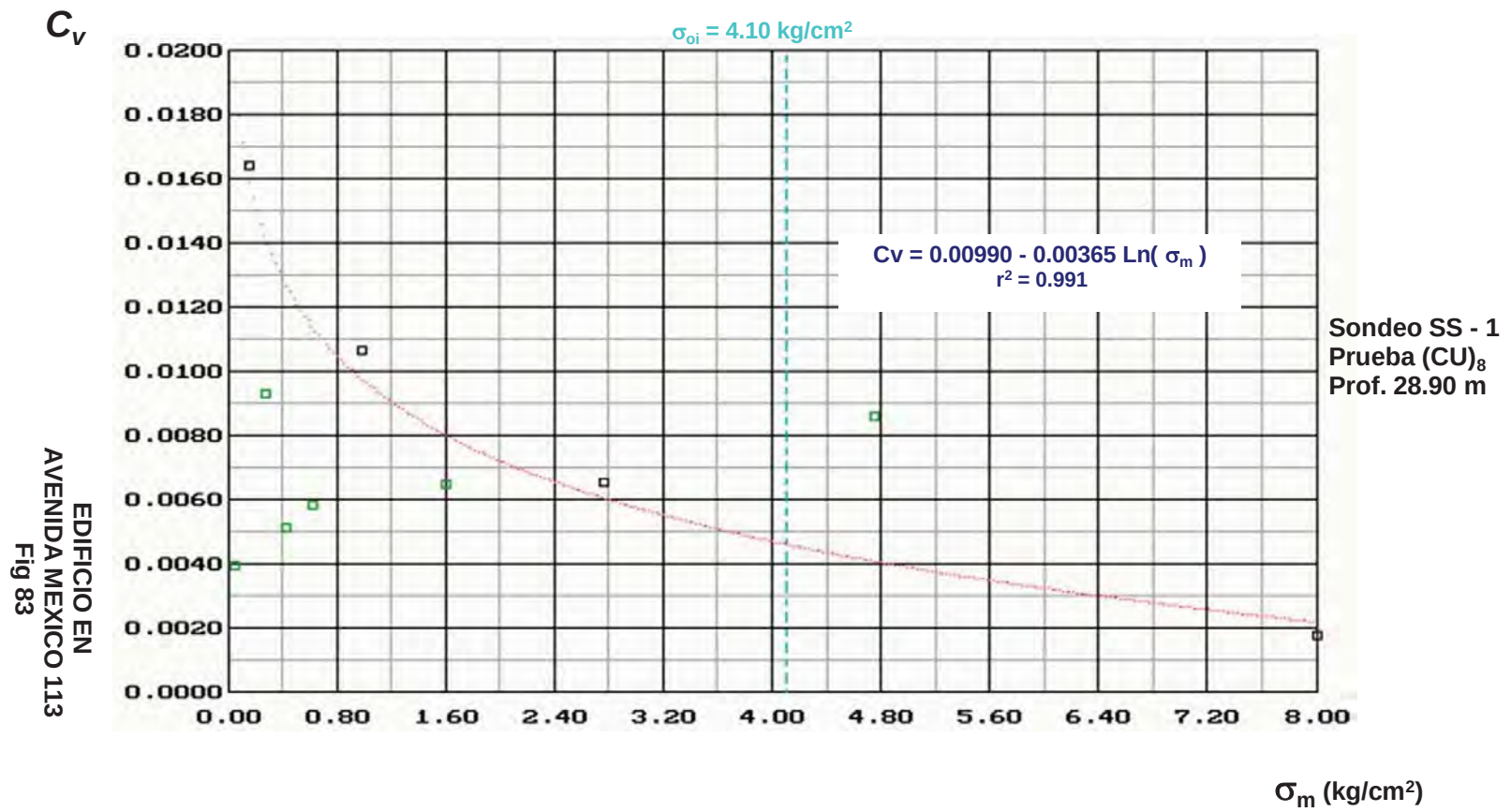
ξ

EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 82



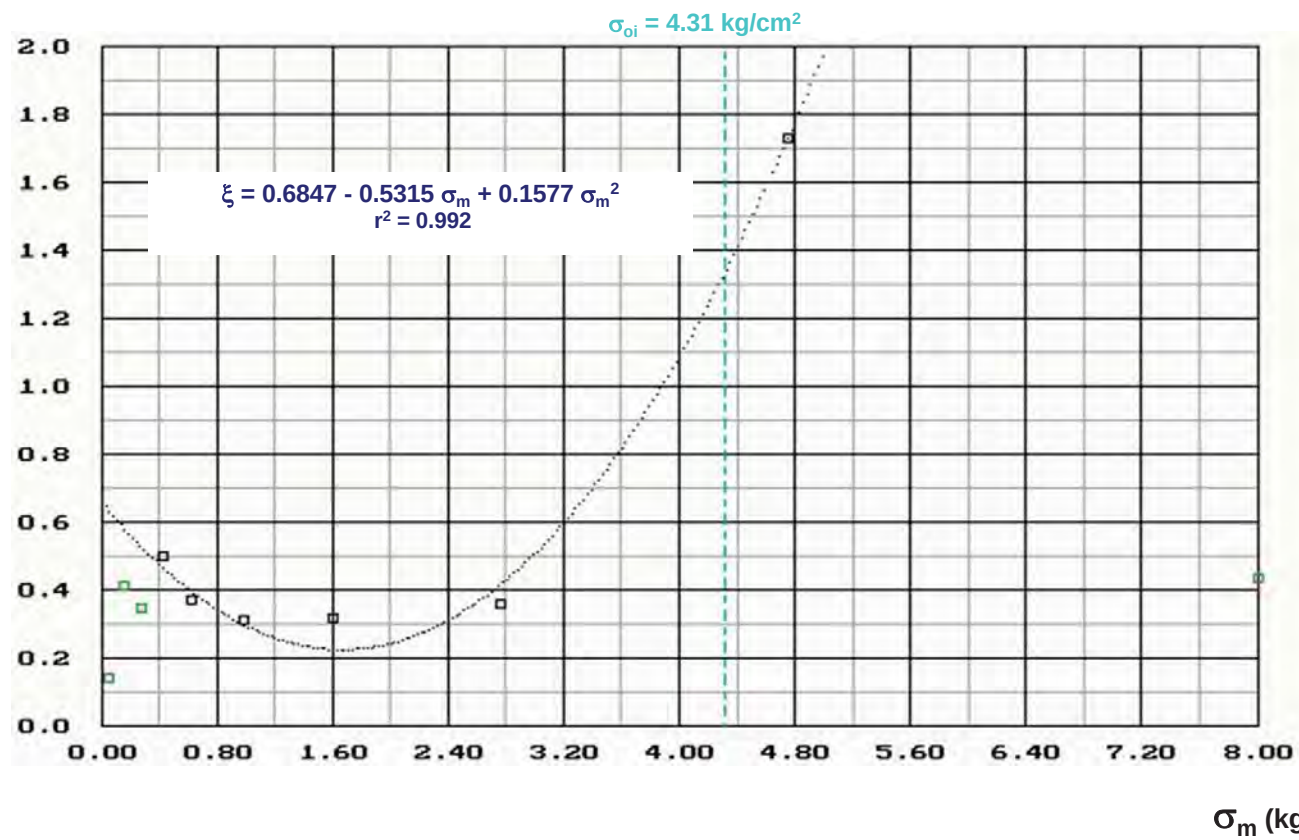
Sondeo SS - 1
Prueba (CU)₈
Prof. 28.90 m

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

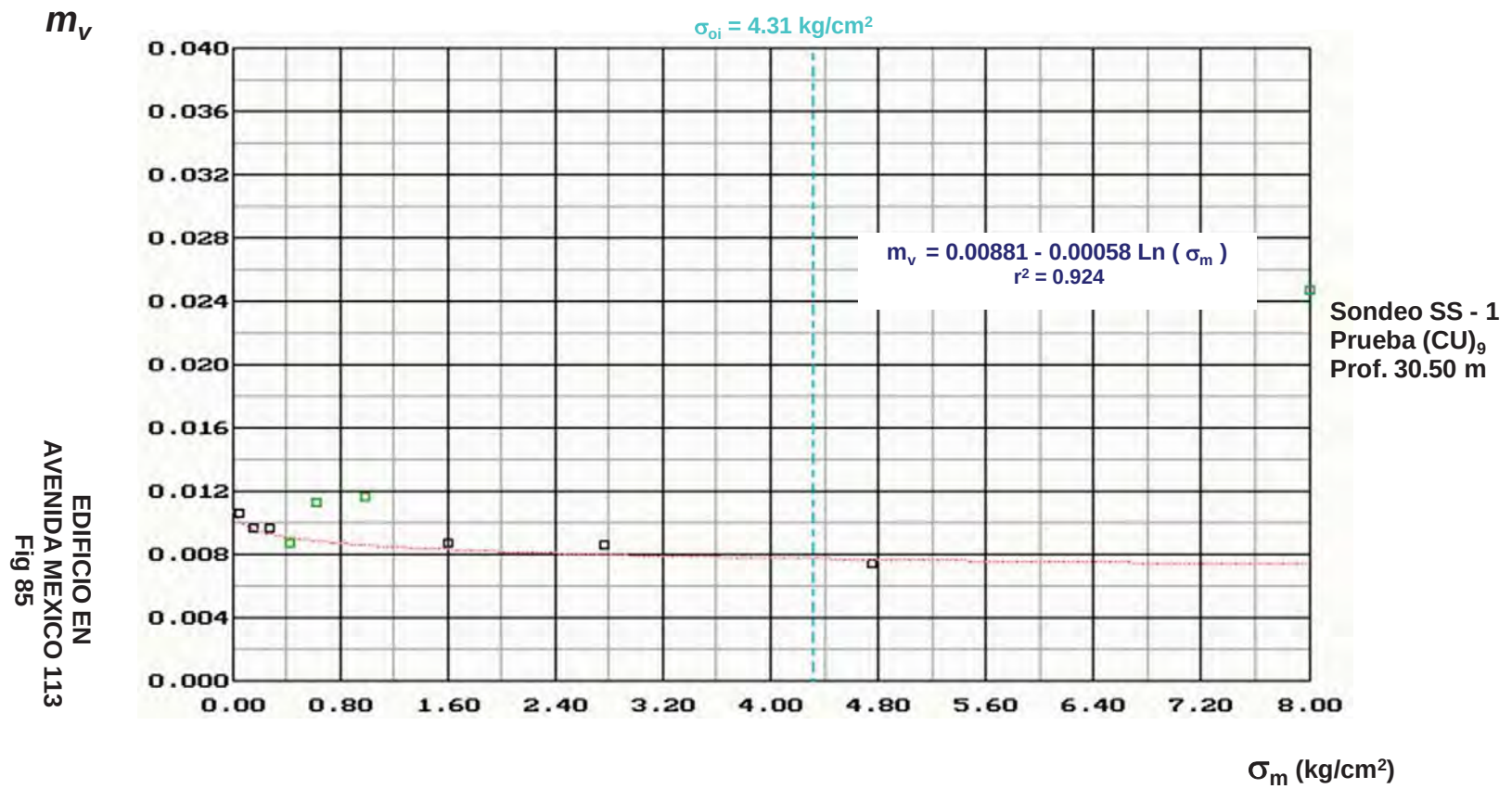
β



Sondeo SS - 1
 Prueba (CU)₉
 Prof. 30.50 m

EDIFICIO EN
 AVENIDA MEXICO 113
 Fig 84

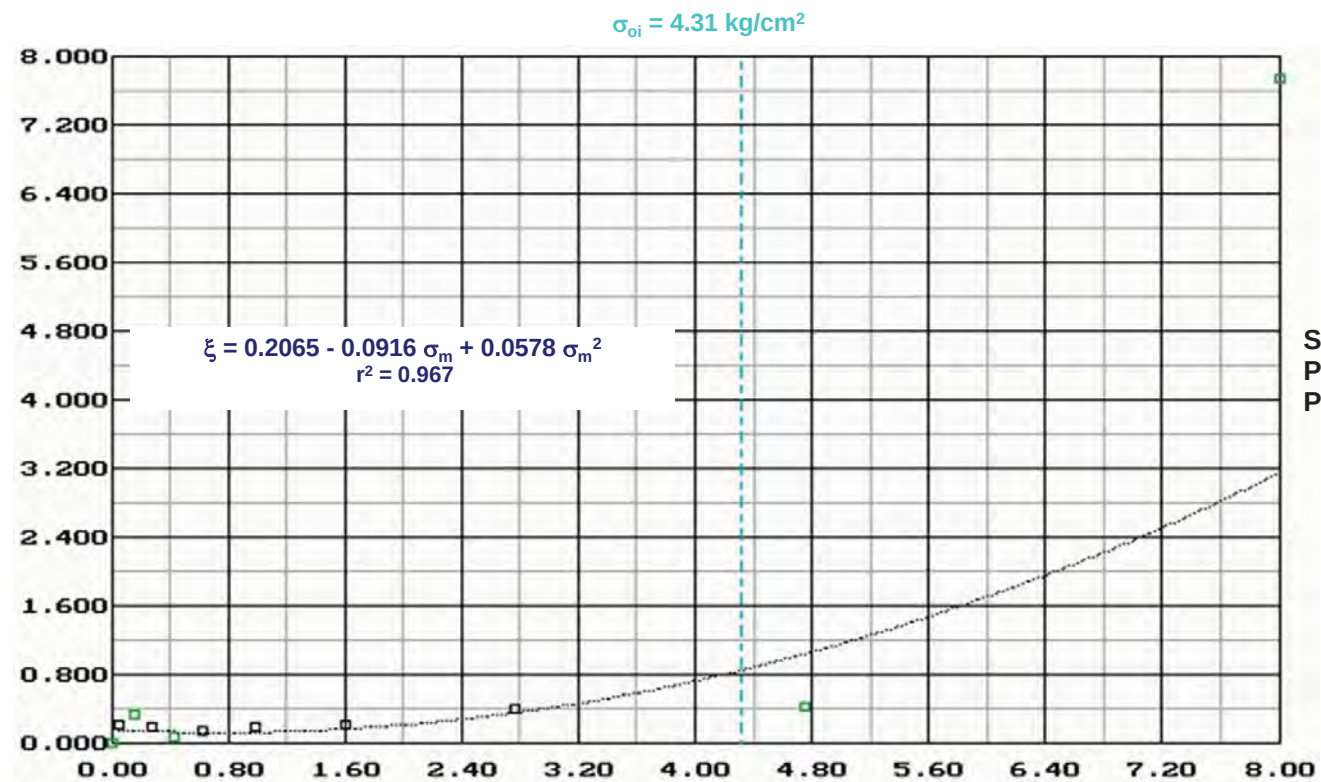
PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN

ξ

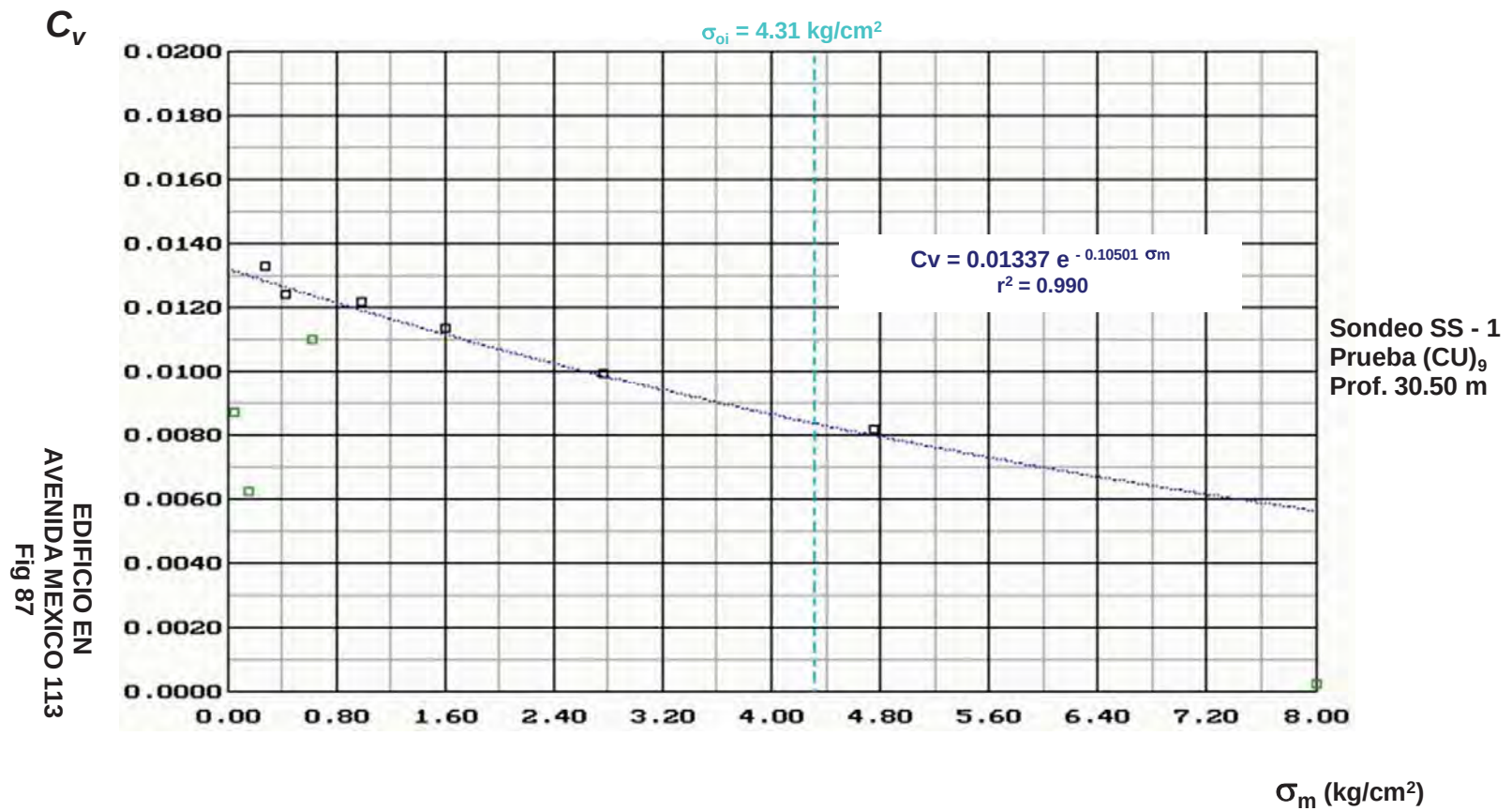
EDIFICIO EN
AVENIDA MEXICO 113
Fig 86



Sondeo SS - 1
Prueba (CU)₉
Prof. 30.50 m

σ_m (kg/cm^2)

PARÁMETROS DE CONSOLIDACIÓN



RECOMENDACIONES DE CONSTRUCCION E HINCADO DE LOS PILOTES

- 1 Fabricación
- 2 Calidad de materiales
- 3 Manejo
- 4 Hincado
- 5 Tolerancias
- 6 Control.

1 Fabricación

- a Los pilotes serán de concreto reforzado con la sección transversal que se indica en el proyecto y estarán compuestos por los tramos necesarios para formar su longitud total.
- b Los pilotes serán precolados y monolíticos en cada uno de sus tramos.
- c Se utilizará una cimbra de buena calidad que mantenga la sección propuesta y que no permita la pérdida de lechada.
- d Se deberá cuidar que la cimbra quede perfectamente alineada tanto en el sentido vertical como en el horizontal.
- e El apoyo de la cimbra deberá ser lo suficientemente firme para evitar la deformación de los pilotes.
- f Antes de cada colado deberán verificar que la cimbra esté correctamente preparada con el desmoldante adecuado.
- g Las placas metálicas de las juntas entre tramos de pilote se colocarán previamente al colado de cada tramo.
- h Para garantizar el buen alineamiento de los tramos que forman cada pilote al unirlos durante el hincado, se deberán fabricar al mismo tiempo, alineados, separando cada tramo durante el colado por las placas de unión respectivas, que serán punteadas temporalmente con soldadura, dejando marcas en las placas para facilitar la unión de los tramos posteriormente.
- i El acero de refuerzo deberán colocarlo en la posición indicada en los planos constructivos, cumpliendo estrictamente con los recubrimientos, diámetro de varillas, separación, etc, y debidamente asegurado para evitar desplazamientos durante el colado.
- j Utilizarán silletas de varilla, bloques de concreto, separadores, etc, para garantizar la posición correcta del acero de refuerzo.
- k El transporte del concreto de la mezcladora al lugar de su colocación se efectuará evitando que se segreguen sus componentes.
- l El concreto deberá picarse y vibrarse con varillas y vibradores especiales para permitir la salida del aire y lograr un colado compacto.

- m Cada uno de los pilotes precolados deberá curarse durante 7 días. En el curado no podrán utilizar ningún producto a base de aceite, o sustancia que disminuya la adherencia del pilote con el suelo. El método de curado será propuesto por el contratista y lo someterá a la dirección de la obra para su estudio y aprobación en su caso.
- n Deberán identificar cada pilote con un número consecutivo claramente visible, le marcarán la fecha de colado e identificarán sus caras.
- ñ No podrán maniobrar los pilotes hasta que hayan adquirido el 100% de su resistencia de proyecto de acuerdo con los resultados de los ensayos de cilindros de prueba.

2 Calidad de materiales

- a Usarán concreto que adquiera la resistencia especificada por el Ingeniero Estructurista.
- b El concreto deberán fabricarlo con los proporcionamientos adecuados para obtener mezclas plásticas y uniformes.
- c El revenimiento del concreto estará comprendido entre 7.5 y 10 cm.
- d Los agregados deberán ser de primera calidad y cumplir con las especificaciones NOM C-111.
- e La grava que constituye el agregado grueso deberá proceder de roca sana, ya sea de mina o triturada. En ningún caso deberá presentar forma lajar.
- f El tamaño máximo del agregado no será mayor de 19 mm o del 75 % del espaciamiento mínimo entre varillas o paquetes de varillas.
- g La arena deberá ser de grano duro y no deberá contener arcilla o materia orgánica. El material más fino que pasa por la malla 200 estará comprendido entre 1% y 3% del peso del material seco.
- h Usarán agua limpia que cumpla con las especificaciones de la norma NOM C 112.
- i Si utilizan concreto premezclado deberá cumplir con la norma NOM 115.
- j El acero de refuerzo deberá cumplir con las especificaciones NOM B 6, o las que indique el Ingeniero Estructurista.

- k Las placas de unión entre tramos de pilote serán de acero A 36 y deberán cumplir con las especificaciones NOM B 254, o las que indique el Ingeniero Estructurista.
- l Los soldadores serán calificados y deberán cumplir con las normas de la AWF (Asociación Americana de Soldaduras).
- m El contratista responsable de la calidad y dosificación del concreto, incluyendo las dimensiones de los agregados, deberá aprobar su uso al recibirlo o fabricarlo en el lugar donde construirán los pilotes.

3 Manejo

- a El manejo de los pilotes durante su remoción de la cimbra, curado, almacenamiento y transporte, se hará en forma tal que se eviten esfuerzos de flexión excesivos, rupturas, etc.
- b Para su manejo y transporte se sujetará el pilote por los puntos indicados en el plano constructivo.
- c Para su manejo durante el despegue de la cimbra deberán utilizar un balancín con los puntos de apoyo previstos en el plano constructivo.

4 Hincado

- a Se requerirá una perforación previa para el hincado de los pilotes. Su diámetro será de 50 cm para los pilotes propuestos de 40 x 40 cm de sección recta.
- b El hincado será por percusión utilizando el martillo indicado en el cuerpo del estudio.
- c Usarán un dispositivo amortiguador adecuado en el extremo superior de cada pilote (sufrideras) para evitar que se dañen durante el hincado.
- d Todos los pilotes se hincarán con ayuda de un seguidor.
- e Los pilotes deberán estar marcados a cada metro en toda su longitud.
- f Las guías para el hincado de cada pilote se fijarán por medio de tirantes o brazos rígidos, permitiendo libertad de movimiento al martillo y dando apoyo lateral al pilote.

- g Deberán verificar la verticalidad de cada pilote durante su hincado.
- h Una vez izado y presentado un pilote en su sitio deberán hincarlo sin interrupciones.
- i Previamente a la aplicación de la soldadura para unir dos tramos de un pilote tendrán especial cuidado en que estén correctamente alineados verticalmente y cara a cara.
- j Hincarán los pilotes hasta la profundidad indicada en el estudio.
- k Al terminar el hincado de cada pilote verificarán su posición y elevación de acuerdo con el proyecto.

5 Tolerancias

- a Las dimensiones de la sección transversal de cada pilote no diferirán en más de 1 cm.
- b La posición del acero de refuerzo no diferirá más de 1 cm.
- c En la fabricación de los tramos de un pilote las placas de unión deberán quedar perfectamente perpendiculares a su eje longitudinal.
- d Las superficies del pilote deberán ser planas, continuas y exentas de salientes y oquedades, con variaciones no mayores de 3 mm.
- e Durante el hincado los pilotes no podrán tener un desplome mayor del 1% de su longitud.
- f La posición de la cabeza del pilote no distará más de 5 cm con respecto a la posición de proyecto, o la distancia que indique el Ingeniero Estructurista.
- g La distancia entre pilotes se ajustará a lo especificado en el proyecto.
- h Si la estructura tendrá un sistema de tierras será necesario proteger adecuadamente las placas de acero que unen a los pilotes para evitar su corrosión acelerada.

6 Control

- a Verificarán la resistencia del concreto en probetas preparadas con el muestreo del concreto fresco, según especificaciones NOM C 161. Tomarán seis cilindros por cada 7 m^3 de mezcla de concreto. Su aceptación o rechazo se hará según el criterio de la norma NOM C 155.
- b Determinarán la calidad del acero o de refuerzo de acuerdo con la norma NOM B 6, tomando como muestra tres varillas por cada lote de varillas entregado en el sitio de construcción de los pilotes.
- c La calidad del acero de las placas de unión se determinará sujetándose a las especificaciones NOM B 254, para lo cual se tomarán dos placas de muestra por cada lote.
- d Deberán llevar un registro de hincado para cada pilote, indicando claramente su número, fecha de fabricación, tiempo de curado, tipo de curado, longitud del pilote, número y longitud de tramos, resistencia del concreto, ubicación y fecha de hincado, modelo del martillo, número de golpes por metro de hincado, diámetro y nivel de fondo de la perforación, nivel del suelo, nivel final de la cabeza del pilote, nivel de punta del pilote, hora de inicio del hincado, hora de terminación del hincado, observaciones, nombre y firma del inspector que registre los datos.