

**INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL**

***“Escuela Superior de Ingeniería y Arquitectura”***  
***Unidad Zacatenco***

**TESIS**

**DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIÓN  
PARA LOS EDIFICIOS DE DEPARTAMENTOS DE INTERÉS SOCIAL,  
UBICADO EN CALLE ANDRÉS MOLINA ENRÍQUEZ No. 4250, COLONIA  
ASTURIAS; DELEGACIÓN IZTACALCO, MÉXICO D.F.**

**Integrantes:**

Juan Carlos González Rosas  
Pedro Omar López Espinoza



Septiembre-2006



## **DISEÑO GEOTÉCNICO DE CIMENTACIÓN PARA LOS EDIFICIOS DE DEPARTAMENTOS DE INTERÉS SOCIAL, UBICADO EN CALLE ANDRÉS MOLINA ENRÍQUEZ No. 4250, COLONIA ASTURIAS; DELEGACIÓN IZTACALCO, MÉXICO D.F.**

### **OBJETIVOS**

1. Diseño geotécnico de la propuesta de cimentación que mejor interactúe con el suelo de apoyo y la estructura en proyecto.

### **ALCANCES**

1. Definir el comportamiento mecánico del suelo en el sitio de estudio por medio de los trabajos de mecánica de suelos necesarios.
2. Determinar la configuración estratigráfica del suelo en el sitio.
3. Diseño geotécnico de la propuestas de cimentación de acuerdo a las NTCDCC. (Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones) y al RCDF (Reglamento de Construcciones del Distrito Federal).



## ÍNDICE

1. INTRODUCCIÓN	6
2. ANTECEDENTES	7
2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO	7
2.2. SITIO DE ESTUDIO	7
2.2.1. UBICACIÓN	7
2.2.2. ZONIFICACIÓN GEOTÉCNICA DEL DISTRITO FEDERAL.	7
2.2.3. GEOLOGÍA	9
2.2.4. COMPORTAMIENTO SÍSMICO	9
2.2.5. HUNDIMIENTOS REGIONALES	9
2.3. FORMA DE TRABAJO DE LA ESTRUCTURA	10
2.3.1. ARQUITECTÓNICO	10
2.3.2. ESTRUCTURAL	10
2.4. SOLICITACIONES DE DISEÑO	10
2.4.1. CARGAS	10
2.4.2. COMBINACIONES	10
CAPÍTULO I. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DEL SUELO	11
I.1. CONCEPTOS GENERALES	11
I.1.1. PROCEDIMIENTOS DE EXPLORACIÓN Y MUESTREO DE SUELOS Y ROCAS	11
I.1.1.1. Etapas de los trabajos de campo	12
I.1.1.2. Etapa de exploración preliminar	12
I.1.1.3. Muestreo final y pruebas de campo	12
I.1.2. TRABAJOS PRELIMINARES DE CAMPO	12
I.1.3. ETAPA DE MUESTREO FINAL	13
I.1.4. MUESTREO DE ROCAS	14
I.1.4.1. Índice de calidad de la roca	15
I.1.4.2. Sondeos con medición de la velocidad de perforación	15
I.1.5. MUESTREO DE SUELOS	16
I.1.5.1. Obtención de muestras representativas	16
I.1.5.2. Métodos de muestreo alterado	17
A. Pozos a cielo abierto	17
B. Herramientas manuales	17
C. Perforación con chiflón y ademe	18
D. Prueba de penetración dinámica estándar	19
E. Prueba de penetración estándar en arenas	21
F. Prueba de penetración estándar en arcillas	22
G. Penetración estándar en suelos limosos, parcialmente saturados	23
H. Prueba de penetración estática	23
I.1.5.3. Métodos de muestreo inalterado	29





A.	Pozos a cielo abierto	30
B.	Muestreo inalterado de suelos finos cohesivos	31
C.	Tubo de pared delgada (tubo Shelby)	31
D.	Muestreador de doble tubo	33
E.	Barril muestreador Denison	34
I.2.	DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS DE EXPLORACIÓN	36
I.2.1.	NÚMERO DE SONDEOS PROFUNDIDAD Y TIPO	36
I.2.2.	MUESTREO Y TRATAMIENTO DE LAS MUESTRAS	36
<b>CAPITULO II. PRUEBAS DE LABORATORIO</b>		<b>37</b>
II.1.	CONCEPTOS GENERALES	37
II.1.1.	MÉTODOS DE IDENTIFICACIÓN DE SUELOS EN EL CAMPO	37
II.1.1.1.	Identificación en campo de suelos gruesos	37
II.1.1.2.	Identificación de campo de suelos finos	37
A.	Dilatancia	38
B.	Tenacidad	38
C.	Resistencia en estado seco	39
D.	Color	39
E.	Olor	40
II.1.2.	PRUEBAS ÍNDICE	40
II.1.2.1.	Contenido de humedad	40
II.1.2.2.	Densidad de sólidos	41
II.1.2.3.	Peso específico de la muestra	43
II.1.3.	SISTEMA UNIFICADO DE CLASIFICACIÓN DE SUELOS (S.U.C.S)	43
II.1.3.1.	Suelos gruesos	44
II.1.3.2.	Suelos finos	45
II.1.4.	PRUEBAS MECÁNICAS	48
II.1.4.1.	Esfuerzo simple	48
II.1.4.2.	Triaxial rápido para suelo no cohesivo	49
II.1.4.3.	Triaxial para suelo cohesivo	53
II.1.4.4.	Consolidación	55
II.2.	ENSAYES DE LABORATORIO	56
<b>CAPITULO III. DEFINICIÓN DEL MODELO MECÁNICO DEL SUELO</b>		<b>57</b>
III.1.	CONFIGURACIÓN ESTRATIGRÁFICA	57
III.2.	DEFINICIÓN DE PROPIEDADES	58
III.3.	PRESIONES HIDROSTÁTICAS	58
<b>CAPITULO IV. DISEÑO GEOTÉCNICO</b>		<b>58</b>
IV.1.	DESCRIPCIÓN DEL MODELO MECÁNICO	58
IV.2.	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE A CONDICIÓN ESTÁTICA	59
IV.3.	REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA A CONDICIÓN ESTÁTICA	59
IV.4.	CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE A CONDICIÓN DINÁMICA	60
IV.5.	REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA A CONDICIÓN DINÁMICA	61





IV.6. REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO	61
IV.6.1. ANÁLISIS DE ASENTAMIENTOS	61
IV.6.2. ANÁLISIS GEOTÉCNICO DE LA EXCAVACIÓN	62
IV.6.2.1. Revisión de falla de fondo general	62
IV.6.2.2. Revisión de falla de fondo por subpresión	64
CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES	66
APÉNDICES	68
A.1. LOCALIZACIÓN	68
A.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL VALLE DE MÉXICO	69
A.3. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA	70
A.4. PLANTA DE CONJUNTO	71
A.5. PLANOS CUERPO 1	72
A.5.1. PLANTA TIPO, CUERPO 1	72
A.5.2. IDENTIFICACIÓN DE CONTRATRABES	73
A.5.3. ÁREAS TRIBUTARIAS	74
A.5.4. LONGITUD DE CONTRATRABES	75
A.5.5. COORDENADAS DE CONTRATRABES	76
A.5.6. GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN	77
A.6. PLANOS CUERPO 2	78
A.6.1. PLANTA TIPO, CUERPO 2	78
A.6.2. IDENTIFICACIÓN DE CONTRATRABES	79
A.6.3. ÁREAS TRIBUTARIAS	80
A.6.4. LONGITUD DE CONTRATRABES	81
A.6.5. COORDENADAS DE CONTRATRABES	82
A.6.6. GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN	83
A.7. PLANOS COMBINACIÓN ESTÁTICA	84
A.7.1. CUERPO 1	84
A.7.2. CUERPO 2	85
A.8. PLANOS COMBINACIÓN DINÁMICA	86
A.8.1. CUERPO 1	86
A.8.2. CUERPO 2	88
B.1. BAJADA DE CARGAS	90
B.2. ENSAYES DE LABORATORIO	93
B.3. CAPACIDAD DE CARGAS Y REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA A CONDICIÓN ESTÁTICA	97
B.3.1. CUERPO 1	97
B.3.2. CUERPO 2	98
B.4. CAPACIDAD DE CARGAS Y REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA A CONDICIÓN DINÁMICA	99
B.4.1. CUERPO 1	99
B.4.2. CUERPO 2	100
B.5. GRÁFICA CAPACIDAD DE CARGA – PROFUNDIDAD DE DESPLANTE	101
B.5.1. CONDICIÓN ESTÁTICA CUERPO 1 Y 2	101
B.5.2. CONDICIÓN DINÁMICA CUERPO 1 Y 2	102
B.6. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS AL CENTRO GEOMÉTRICO	103





B.6.1. CUERPO 1	103
B.6.2. CUERPO 2	103
B.7. CONFIGURACIÓN ESTRATIGRÁFICA	104
BIBLIOGRAFÍA	105

---





## **1. INTRODUCCIÓN**

El crecimiento demográfico que se suscita año con año en la Ciudad de México, conlleva a una serie de necesidades y satisfactores de bienestar social.

Una de estas necesidades primordiales es la referente a la vivienda, la cual no solamente debe de ser un refugio para la intemperie (como antaño), sino que debe de ser un lugar integral para el desarrollo de la familia, y debe además cumplir con los servicios necesarios que en nuestra calidad de seres humanos requerimos.

Una de las funciones del ingeniero civil es garantizar que las viviendas cumplan con una seguridad estructural, y funcionalidad a corto, mediano y largo plazo.

El presente trabajo se enfoca a desarrollar una propuesta que permita una adecuada interacción suelo-cimentación-estructura (enfocado a la vivienda).

El tipo de vivienda en específico, es un conjunto de dos edificaciones de seis niveles de altura cada una. Desplantadas sobre cimentaciones independientes, dichas edificaciones presentan diferente arreglo arquitectónico.





## 2. ANTECEDENTES

### 2.1. DESCRIPCIÓN DEL PROYECTO

Se llevo a cabo un estudio de mecánica de suelos en el sitio donde se ha proyectado desplantar dos estructuras de seis niveles dichas estructuras serán departamentos de vivienda de interés social. El sitio exacto de la ubicación del predio donde se construirán estos departamentos es: Calle Andrés Molina Enríquez N°. 4250, en la Colonia Asturias, dentro de la Delegación Iztacalco, México D.F. Ver figura de croquis de localización en anexos (A.1).

### 2.2. SITIO DE ESTUDIO

#### 2.2.1. Ubicación

El predio en estudio se localiza en la cuenca central del valle de México. Ubicado en Calle Andrés Molina Enríquez N°. 4250, Colonia Asturias, dentro de la Delegación Iztacalco, México D.F. El terreno mencionado ocupa una superficie de 294.88 m<sup>2</sup>. El terreno en estudio presenta las siguientes colindancias; al norte con una unidad habitacional que consta de edificios de 5 niveles, al sur y oriente con casas habitación de uno y dos niveles respectivamente, y finalmente al poniente con calle Andrés Molina Enríquez.

#### 2.2.2. Zonificación Geotécnica del Distrito Federal.

Con información estratigráfica y de propiedades índice se propuso hace treinta años una Zonificación Geotécnica en la que los terrenos urbanizados en esa época se asignaron a tres zonas: lomas, transición y lago. Estos términos se cambiaron por los de Zonas I, II y III en el Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y se agregó una zona IV para cubrir la expansión de la mancha urbana hacia zonas prácticamente inexploradas desde el punto de vista geotécnico, según aclaran las disposiciones reglamentarias, el plano de zonificación no tiene otro objetivo que servir de referencia a las normas sobre seguridad estructural de las edificaciones. Los sondeos que el reglamento demanda como mínimo para explorar el subsuelo, son las bases para que el proyectista identifique la zona a la que pertenece el predio en estudio, aplicando los criterios que al respecto establece la misma norma regulatoria.

A continuación se explicará en forma breve la Zonificación Geotécnica de la Ciudad de México propuesta por el Reglamento del D.F. para el mayor entendimiento de su composición geológica.

#### Zona I (Lomas)

La zona de lomas incluye las faldas de la sierra de Guadalupe, la sierra de las cruces y se adicionan las partes altas de los cerros del peñón de los baños, peñón del marqués y el cerro de la estrella. Está formada por suelos areno-limosos







compactos (tobas), de alta capacidad de carga y baja deformabilidad, se incluyen los derrames de basalto del pedregal.

En esta zona se han detectado varios tipos de suelos que se pueden clasificar en seis grupos atendiendo a los problemas de cimentación y se describen a continuación:

- a) Tobas estables ante la acción erosiva del agua.
- b) Tobas inestables bajo la acción erosiva del agua.
- c) Suelos pumílicos.
- d) Rellenos.
- e) Suelos de origen eólico.
- f) Roca basáltica.

### **Zona II (Transición)**

En esta zona es donde ocurren los cambios más notables en la estratigrafía, se encuentran superficialmente depósitos de arcilla o limo orgánico de la formación becerra, cubriendo a estratos de arcilla muy compresible intercalados con lentes de arena, los cuales descansan sobre potentes mantos de arena y grava.

#### **a) Transición Alta.**

Es la subzona de transición más próxima a las lomas, presenta irregularidades estratigráficas debido a los depósitos aluviales cruzados; la frecuencia y disposición de estos depósitos depende de la cercanía a antiguas barrancas.

Bajo estos materiales se encuentran estratos arcillosos que sobreyacen a los depósitos propios de las lomas.

#### **b) Transición Baja.**

Corresponde a la transición vecina a la zona del lago; aquí se encuentra la serie arcillosa superior con intercalaciones de estratos limo-arenosos de origen aluvial, que se depositaron durante las regresiones del antiguo lago. Este proceso dio origen a una estratigrafía compleja, donde los espesores y propiedades de los materiales pueden tener variaciones importantes en cortas distancias, dependiendo de la ubicación del sitio en estudio respecto a las corrientes de antiguos ríos y barrancas. Por lo anterior, puede decirse que las características estratigráficas de la parte superior de la transición baja son similares a la subzona de Lago Centro y/ó Centro II.

### **Zona III (Lago)**

Los depósitos de la planicie del Valle de México son los que comúnmente se conocen como zona de lago. Hay que señalar que ello es válido y correcto en ciertos tiempos geológicos con condiciones climáticas que propiciaban la existencia de un lago.

En la cuenca cerrada podía existir un lago cuando las lluvias superaban la evapotranspiración, el que desaparecía cuando esta superaba a las lluvias. Esta zona se





caracteriza por los grandes espesores de arcillas blandas de alta compresibilidad, que subyacen a una costra superficial de espesor variable en cada sitio, dependiendo de la localización e historia de cargas. Por ello, la zona del lago se ha dividido en tres subzonas atendiendo a la importancia relativa de dos factores independientes:

- a) El espesor y propiedades de la costra superficial.
- b) La consolidación inducida en cada sitio.

**El predio en estudio se encuentra ubicado en la zona conocida como Zona de Lago, de acuerdo a la Zonificación Geotécnica de la cuenca del Valle de México, propuesta por el reglamento de construcciones del Distrito Federal. Ver croquis en anexo de Zonificación Sísmica (A.2). El coeficiente sísmico de la región es de 0.40.**

### 2.2.3. Geología

La cuenca de México está limitada por grandes sierras formadas por la gran actividad volcánica del terciario superior y el cuaternario y constituye un gran vaso natural azolvado en el que se depositaron los productos de la erosión derivados de las dos grandes sierras y la sierra de Pachuca, que se eleva en el límite superior del vaso, así como los numerosos volcanes del sur, antes del pleistoceno el valle drenaba hacia el sur, hacia el amacuzac, por dos profundas cañadas que pasaban por Cuautla y Cuernavaca.

A fines del plioceno se producen fracturas orientadas predominantemente en dirección Oeste-Este, en la zona de Puebla y al sur de Toluca, por las que tuvieron acceso grandes efusiones de basalto que formaron la Sierra de Chichinautzin en el cuaternario; de acuerdo con mediciones paleomagmáticas, las masivas erupciones ocurrieron en los últimos 700,000 años.

### 2.2.4. Comportamiento Sísmico

De acuerdo a la regionalización sísmica de la República Mexicana propuesta por la Comisión Federal de Electricidad, la Ciudad de México se ubica dentro de la Zona Sísmica B. Ver anexo (A.3); y conforme a los resultados obtenidos por la exploración realizada hasta los 20 m de profundidad del suelo en el sitio puede clasificarse como del tipo I, por lo que para efectos de diseño por sismo, se deberá utilizar un coeficiente sísmico de 0.40 antes mencionado.

### 2.2.5. Hundimientos Regionales

Las estructuras vecinas que colindan al sur y este con el predio en estudio están conformadas por casas habitación de uno y dos niveles, las cuales aparentemente están solucionadas a base de losas macizas y muros de carga, estas no presentan problemas de forma visible en su comportamiento mecánico, en tanto que las estructuras de la unidad habitacional que es la colindancia al norte,





presentan agrietamientos en sus muros de carga aparentemente debidos a los asentamientos diferenciales sufridos por su cimentación, de la información obtenida del pozo a cielo abierto realizado en el sitio, la construcción al norte del predio en estudio consta de una cimentación superficial a base de cimientos de mampostería , aparentemente las estructuras que colindan al norte y poniente del predio poseen el mismo sistema de cimentación.

## **2.3. FORMA DE TRABAJO DE LA ESTRUCTURA**

### **2.3.1. Arquitectónico**

Se trata de una unidad habitacional conformada por dos cuerpos de edificios de seis niveles, con plantas tipo y destinadas a vivienda; por proyecto las estructuras ocuparan aproximadamente el 60% del área total y tendrán claros de entre piso de 2.50 m. Ver anexo planta de conjunto (A.4). De acuerdo el reglamento de construcciones del D.F. las estructuras se clasifican como tipo "B".

### **2.3.2. Estructural**

Estructuralmente los edificios están solucionados por losas macizas de concreto armado apoyadas sobre marcos rígidos de concreto armado y muros de carga de tabique rojo recocido confinados con elementos estructurales de refuerzo trabes y castillos de concreto armado en todas las plantas tipo, por los cuales se transmiten las cargas de la estructura al nivel de cimentación.

## **2.4. SOLICITACIONES DE DISEÑO**

### **2.4.1. Cargas**

Se utilizarán los datos proporcionados por el estructurista obtenidos de la corrida de la bajada de cargas.Ver anexo, bajada de cargas (B.1).

### **2.4.2. Combinaciones**

Estas se encuentran en el anexo de la bajada de cargas del análisis estructural.



## CAPÍTULO I. TRABAJOS DE EXPLORACIÓN DEL SUELO

### I.1. CONCEPTOS GENERALES

#### I.1.1. Procedimientos de exploración y muestreo de suelos y rocas

En este capítulo se describen las técnicas más comúnmente empleadas en el campo para obtener la información básica necesaria para realizar el estudio geotécnico del sitio de una cimentación.

Los trabajos de campo constituyen el inicio del estudio geotécnico en el cual se requiere conocer la estratigrafía y las propiedades mecánicas de los suelos y las rocas del sitio. Este conocimiento se obtiene mediante trabajos de exploración geológica superficial complementados por la obtención de muestras representativas de los diferentes estratos de suelos y rocas que forman el subsuelo del lugar. La inspección y clasificación de las muestras permite definir la secuencia que guardan dichos estratos y su espesor (estratigrafía). El análisis cualitativo y cuantitativo de las muestras, en el laboratorio, suministra la información necesaria para definir las características de granulometría, plasticidad y contenido de agua, así como las propiedades mecánicas que incluyen: la resistencia al corte, la deformabilidad y la permeabilidad de cada estrato. En conjunto, esta información constituye la base de los análisis geotécnicos posteriores que fundamentan las decisiones prácticas del Ingeniero. Por ello, parafraseando al Profesor Arthur Casagrande, se puede afirmar que: "La calidad de las conclusiones prácticas de un estudio geotécnico no podrá ser nunca mejor que la calidad de las muestras de suelos o rocas y de la información obtenida de los estudios de campo en que se basa".

Debe entenderse que el concepto de calidad de la información geotécnica de campo comprende, no solamente, la confiabilidad de los datos obtenidos, sino también la amplitud y profundidad del estudio, que deben ser suficientes para definir con claridad los problemas a resolver y para cuantificar, con precisión adecuada, las alternativas de soluciones prácticas aplicables a cada problema identificado en el estudio. Esto implica, necesariamente, una cantidad mínima indispensable de información pertinente y detallada, de alta confiabilidad, lo que conlleva la necesidad de que los trabajos de muestreo sean siempre realizados por personal competente y bajo la supervisión responsable de un Ingeniero Geotécnico.

Generalmente, el monto de los estudios de campo representa una proporción importante del costo total de un estudio geotécnico y, lógicamente, es la primera en ser sacrificada en aras de una oferta más atractiva. Esta natural actitud conduce, frecuentemente, a una información geotécnica inadecuada e insuficiente y, por lo tanto, a un inevitable sacrificio de la calidad de las conclusiones prácticas del estudio, que se traduce, finalmente, en soluciones de diseño y construcción conservadoras, en el mejor de los casos, o inseguras en el peor, pero que en





cualquiera de los casos implican, para la obra, un costo adicional escondido, a menudo muchas veces mayor que el ahorro obtenido en un estudio geotécnico inadecuado e insuficiente.

#### **I.1.1.1. Etapas de los trabajos de campo**

En el caso más general, los trabajos de campo de un estudio geotécnico comprenden dos etapas, cada una de las cuales cumple un objetivo específico; éstas son:

Exploración y muestreo preliminar.  
Muestreo final y pruebas de campo.

#### **I.1.1.2. Etapa de exploración preliminar**

Su objetivo es obtener en el campo la información que permita determinar las características geotécnicas de las rocas o los suelos que constituyen el sitio explorado; tales características son:

- Origen y clasificación geológica de suelos y rocas
- Secuencia de los estratos o capas de suelo o roca (estratigrafía)
- Clasificación geotécnica de los materiales de cada estrato
- Estructura y consistencia natural de los materiales de cada estrato
- Posición del nivel freático.

La información obtenida de esta primera etapa del estudio es la base para plantear alternativas preliminares del diseño y construcción de la cimentación.

#### **I.1.1.3. Muestreo final y pruebas de campo**

Con base en los planteamientos de alternativas preliminares, se puede definir la información de campo y laboratorio adicional necesaria para determinar las propiedades mecánicas de cada estrato, que serán la base del análisis cuantitativo del diseño definitivo óptimo. Esta información adicional podrá requerir la obtención de muestras inalteradas del subsuelo y/o la ejecución de pruebas de campo, que forman parte de la etapa final de los estudios de campo.

#### **I.1.2. Trabajos preliminares de campo**

Las actividades comúnmente desarrolladas durante la etapa de los estudios de campo preliminares son:

1. Recopilación de información geológica y geotécnica existente del sitio en estudio. Planos topográficos y planos del proyecto preliminar. En algunos países se dispone de cartas geológicas publicadas por instituciones gubernamentales. En México, el Instituto Nacional de Estadística Geografía



e Informática (INEGI) dispone de cartas geológicas y de fotografías aéreas. Existen también datos geotécnicos de algunas ciudades publicados por la Sociedad Mexicana de Mecánica de Suelos.

2. Inspección del sitio por el Ingeniero Geotécnico encargado del estudio acompañado de un Ingeniero Geólogo Asesor, para verificar y ampliar la información preliminar disponible e identificar la presencia y características de edificaciones colindantes al sitio o existentes en el sitio mismo, así como la presencia de instalaciones públicas que pudieran interferir con la exploración y con la construcción.
3. Planteamiento del programa de trabajos de campo necesarios para definir:
  - Estratigrafía general del sitio.
  - Clasificación geológica y geotécnica de cada estrato de suelo o de roca
  - En los depósitos de suelos, la compacidad o la consistencia naturales de cada estrato
  - En las rocas, las características de las discontinuidades naturales relativas a: orientación e inclinación de planos de estratificación o de flujo; orientación e inclinación de planos de fisuramiento; apertura de las fisuras y dimensiones de los bloques de roca; presencia de fallas geológicas, de zonas de contacto entre formaciones rocosas, de zonas de alteración de las rocas y de cavernas naturales o artificiales.
4. Ejecución de los trabajos exploratorios de campo.
5. Presentación de un informe técnico que debe contener:
  - La descripción detallada de los trabajos realizados.
  - El análisis de la información geológica y geotécnica obtenida.
  - Las conclusiones del análisis referente a las características geológicas y geotécnicas del sitio estudiado.
  - La identificación de problemas de diseño y construcción previsibles en función del análisis preliminar de la información geotécnica.
  - El programa de estudios adicionales, de campo y de laboratorio, necesarios para medir, con precisión adecuada, las propiedades mecánicas e hidráulicas de los distintos suelos y rocas que serán afectados por la cimentación. Las mediciones confiables de estas propiedades constituirán la base para efectuar los análisis geotécnicos definitivos, que permitirán precisar el diseño de la cimentación y los procedimientos de construcción más apropiados, seguros y económicos para el caso estudiado.

### **I.1.3. Etapa de muestreo final**

Para verificar y complementar los resultados de la etapa preliminar del estudio

geotécnico es necesario obtener muestras representativas de cada estrato de roca o de suelo, con las cuales se puedan definir la textura, la estructura y la consistencia o compacidad naturales de sus materiales constitutivos. Los métodos y herramientas empleados para este propósito son muy variados, dependiendo del tipo de material que se desee muestrear. Se dispone de herramientas para obtener muestras de rocas, así como otras para el muestreo de suelos.

#### I.1.4. Muestreo de rocas

Se utiliza generalmente un barril muestreador provisto de una broca de diamante o de carburo de tungsteno en su extremo inferior. Existen varios diseños de barriles muestreadores, el más adecuado para los propósitos geotécnicos es el llamado doble barril giratorio, el cual permite recuperar la máxima longitud posible de muestra, según la intensidad del fisuramiento y grado de alteración de la roca perforada por el barril. El porcentaje de longitud de las muestras recuperadas permite hacer una evaluación preliminar, indirecta, de la calidad de las rocas muestreadas, la cual depende de la resistencia en compresión de la roca, de la intensidad del fisuramiento de la masa y del grado de alteración, como se explica más adelante.

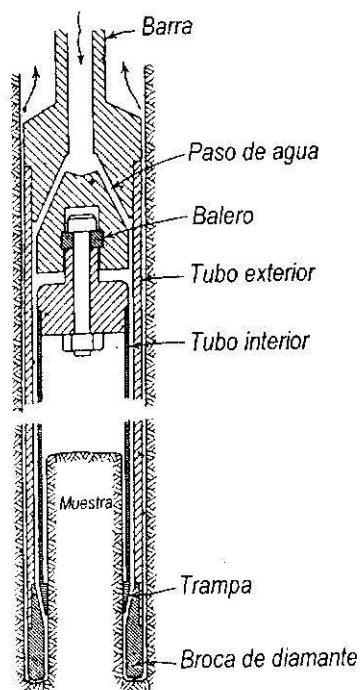


TABLA 1

RQD %	Calidad de la roca	$q_a$ kg/cm <sup>2</sup>
90-100	Excelente	200-300
75-90	Buena	120-200
50-75	Media	65-120
25-50	Mala	30-65
10-25	Muy mala	10-30
0-10	Suelo residual	0-10

Figura I-1. Muestreador de doble barril giratorio usado para obtener la mejor recuperación de núcleos de roca, que es la base para determinar el índice de calidad de roca RQD, el cual se correlaciona con la capacidad de carga admisible  $q_a$ , en la Tabla 1.

El doble barril giratorio cuyo esquema muestra la figura I-1 está formado por dos tubos concéntricos unidos a una cabeza superior, el tubo exterior está rígidamente



unido por una rosca, mientras que el interior se une por un cojinete de bolas (balero), de tal manera que el tubo interior permanece estacionario mientras el exterior gira junto con la cabeza del muestreador. La corona de corte, provista de cristales de diamante industrial o de insertos de carburo de tungsteno, se atornilla al extremo inferior del tubo exterior, sobresaliendo del tubo interior una distancia de 1 a 5 cm. El barril muestreador se hace girar mediante una máquina rotatoria, a manera de taladro, anclada en la superficie del terreno, la cual transmite una fuerza de empuje y un movimiento rotatorio al barril a través de una columna de barras de perforación huecas, por cuyo interior circula agua a presión que enfría a la corona de corte y extrae el material cortado a la superficie del terreno. Al girar, la corona cortante labra un cilindro de roca que penetra en el tubo interior a medida que avanza el barril muestreador. Al extraer el muestreador, después de haber perforado una longitud igual a la del barril interior, una trampa cónica sujeta a la columna de roca labrada y la extrae junto con él. Una vez en la superficie, se desarma el muestreador, se extrae la muestra de roca y se mide su longitud, la cual, comparada con la longitud perforada, da el porcentaje de recuperación de muestra. Este porcentaje de recuperación es un índice de la calidad de la roca muestreada a diferentes profundidades. Así, una roca masiva, sana, de alta resistencia y con una estructura de grandes bloques (roca de muy buena calidad) producirá un alto porcentaje de recuperación, cercano al 100%; mientras que una roca muy fisurada y muy alterada (roca de muy mala calidad) producirá un bajo porcentaje de recuperación, que disminuye a medida que su grado de alteración y fisuramiento aumentan.

#### **I.1.4.1. Índice de calidad de la roca**

Con base en la longitud de muestra recuperada y el tamaño de los fragmentos de muestra obtenidos, los cuales son un reflejo de la intensidad del fisuramiento natural de la roca y de su grado de alteración, se han propuesto algunos criterios para definir un índice de calidad de las rocas, el cual tiene interés geotécnico. El criterio más simple y más comúnmente empleado, propuesto por D.W.Deer, es el índice de calidad de roca RQD (Rock Quality Designation), el cual se define como la suma de las longitudes individuales de todos los fragmentos de muestra que exceden de 10cm de longitud, expresada como un porcentaje de la longitud perforada por el muestreador. Se recomienda utilizar un muestreador cuyo tubo interior tenga una longitud de 1.5m y diámetro interior no menor de 57mm, con el fin de reducir el deterioro de las muestras que se produce en los muestreadores de menor diámetro. La tabla 1 ilustra la relación entre el valor del índice RQD y la calidad relativa de la roca, expresada en una escala que va desde muy buena hasta muy mala.

#### **I.1.4.2. Sondeos con medición de la velocidad de perforación**

Las herramientas neumáticas de percusión, comúnmente empleadas en la perforación de rocas, ofrecen la posibilidad de ser utilizadas como herramientas de exploración complementarias, ya que la velocidad de avance de la broca puede correlacionarse con la calidad de la roca. Por otra parte, la recolección de polvos



en la superficie a la salida del aire de retorno, empaçados en un tubo flexible y transparente de polietileno forman una columna de pequeños fragmentos de roca triturada que refleja la estratigrafía. Esta información, debidamente correlacionada con mediciones directas del RQD y con la información proporcionada por los muestreadores de doble barril a diamante, permite complementar e interpolar los datos relativos a estratigrafía y calidad de roca obtenidos de los sondeos de muestreo.

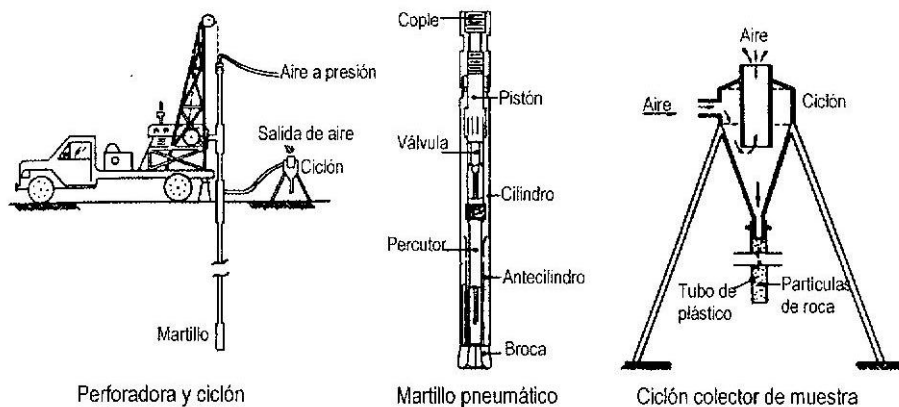


Figura I-2. Perforadora de percusión, neumática, equipada con un ciclón colector de polvos, empleada para hacer sondeos complementarios en la exploración de rocas.

La figura I-2 muestra la disposición de los elementos de un equipo de percusión complementado por un ciclón colector de los fragmentos de roca producidos por el martillo perforador.

### I.1.5. Muestreo de suelos

Los trabajos de muestreo de suelos tienen por objeto obtener la información necesaria para conocer los siguientes aspectos de los depósitos de suelos identificados en la etapa preliminar del estudio geotécnico:

- Estratigrafía del sitio.
- Clasificación geotécnica de los suelos que forman cada estrato o lente.
- Compacidad relativa o consistencia de cada tipo de suelo identificado en el perfil estratigráfico.
- Resistencia al esfuerzo cortante, compresibilidad y permeabilidad de los suelos de cada estrato.

#### I.1.5.1. Obtención de muestras representativas

Para determinar la estratigrafía y clasificación geotécnica de los suelos del sitio es necesario obtener muestras representativas de los suelos que conserven su granulometría y plasticidad naturales, aunque su estructura haya sido alterada por las herramientas de muestreo. En este tipo de muestras se puede determinar en el laboratorio la clasificación geotécnica de los suelos mediante pruebas de



granulometría y de plasticidad de la fracción fina, así como el contenido de agua, y en el campo su clasificación geotécnica preliminar mediante pruebas manuales de campo.

La compacidad relativa de los suelos granulares y la consistencia de las arcillas se miden indirectamente, mediante pruebas de penetración dinámica o estática realizadas en el campo.

### **I.1.5.2. Métodos de muestreo alterado**

#### **A. Pozos a cielo abierto**

La excavación de pozos a cielo abierto con el empleo del pico y la pala permite recuperar buenas muestras representativas alteradas del subsuelo, sin embargo su aplicación principal es la obtención de muestras inalteradas de la más alta calidad y sólo esta aplicación justifica su costo.

#### **B. Herramientas manuales**

La barrena helicoidal y la pala posteadora que muestra la figura I-3 son adecuadas para aquellos casos en los que la profundidad de la exploración sea menor de unos 12 m. Con estas herramientas se obtienen muestras alteradas de arenas, limos, arcillas o mezclas de éstos, que no contengan gravas o cantos rodados o estén endurecidos por cementación de sus partículas. Son herramientas útiles y fáciles de operar hasta profundidades de 10 a 12 m, si la pared de la perforación es estable. Cuando los suelos se encuentran arriba del nivel freático las muestras obtenidas con estas herramientas son representativas. Pero cuando se encuentran bajo el agua, no es posible recuperar muestras confiables de las arenas sin cohesión, en tanto que de los suelos con cohesión, que no son lavados por el agua de la perforación, se obtienen muestras aceptables para fines de clasificación, aunque su contenido de agua es generalmente mayor que el valor natural del suelo inalterado. Con este tipo de herramientas no es posible determinar la compacidad de las arenas ni la consistencia de las arcillas, pero se pueden combinar con pruebas de penetración dinámica que se describen en el siguiente inciso.

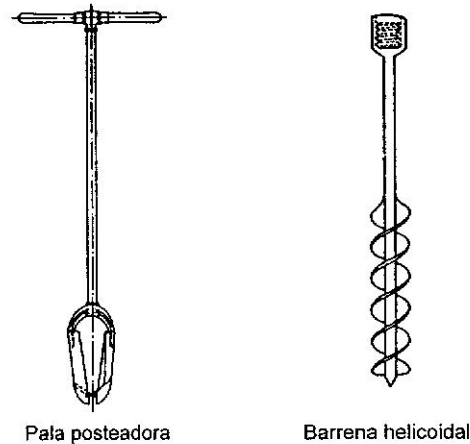
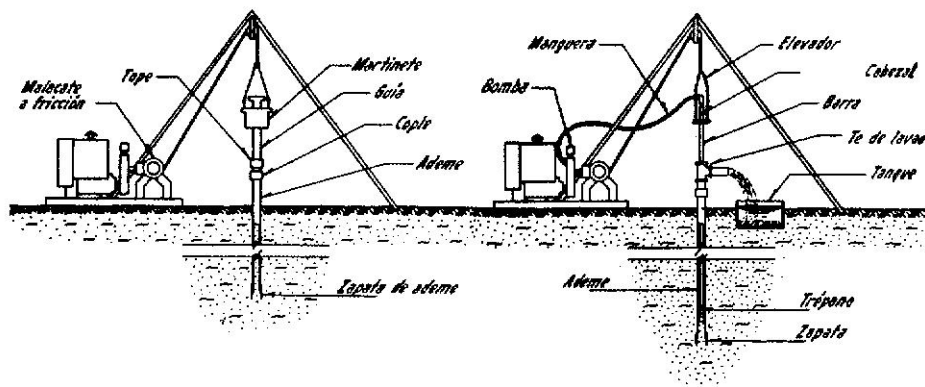


Figura I-3. Herramientas manuales para obtener muestras alteradas representativas de suelos, en exploraciones preliminares.

### C. Perforación con chiflón y ademe

Otro procedimiento comúnmente empleado para hacer perforaciones de muestreo de suelos, conocido como perforación con chiflón y ademe se ilustra esquemáticamente en la figura (I-4a). Consiste en hincar, a golpe, mediante un martillo de caída libre que se mueve a lo largo de una guía, un tubo cuyo diámetro interior es de 7.5 a 15 cm, provisto en su extremo inferior de una zapata afilada, de acero endurecido.



Hincado del ademe a percusión

Lavado del ademe con chiflón y trépano

Figura I-4a. Perforación con ademe hincado a golpe y lavado con chiflón de agua.

Después que se ha hincado un tramo de tubo de ademe, se procede a introducir en él una barra de perforación o un tubo para agua, reforzado, que lleva en el extremo inferior un trépano, a manera de cincel, provisto de agujeros por donde circula agua a gran velocidad y presión; la línea de tubería del trépano se conecta a una bomba de alta presión que hace circular el agua y, mediante movimientos ascendentes y descendentes alternados de la barra, acompañados de pequeños giros, se va aflojando y extrayendo el material que ha quedado dentro del ademe

para limpiarlo totalmente, hasta alcanzar el nivel inferior de la zapata. Aún cuando el material que extrae la corriente de agua puede colectarse en la T que se encuentra en la parte superior del ademe, estas muestras no son representativas de los materiales atravesados, ya que las partículas del suelo son segregadas por la corriente de agua. El ciclo de hincado del ademe y limpieza mediante el trépano y chiflón se repite hasta lograr las profundidades deseadas.

Este procedimiento permite hacer perforaciones hasta de 50 m de profundidad y es utilizable prácticamente en todo tipo de suelos. El avance a través de depósitos de grava y boleos es extremadamente difícil y lento, llegando a requerirse, en algunos casos, el empleo de dinamita para aflojar y romper las piedras y permitir el paso del ademe. La tubería que constituye al ademe tiene pared gruesa, cuyo espesor varía de 6 a 10 mm, según el diámetro del tubo y puede estar provista de coples exteriores o interiores, siendo preferible este último tipo en ademes de más de 10 cm de diámetro, en los cuales el obstáculo de los coples exteriores constituye un serio inconveniente para realizar perforaciones profundas. El martillo con que se hincó el ademe tiene un peso que va de 65 a 150 kg, y alturas de caída de 1 a 1.5 m. Mediante un cable de Manila que se enrolla sobre un malacate de fricción, se levanta y deja caer repetidamente el martillo.

#### D. Prueba de penetración dinámica estándar

Después de limpiar con el chiflón el interior del ademe hasta su extremo inferior, se obtienen muestras alteradas del suelo hincando a golpe un tubo muestreador, conocido como penetrómetro estándar, que ilustra la figura I-4b.

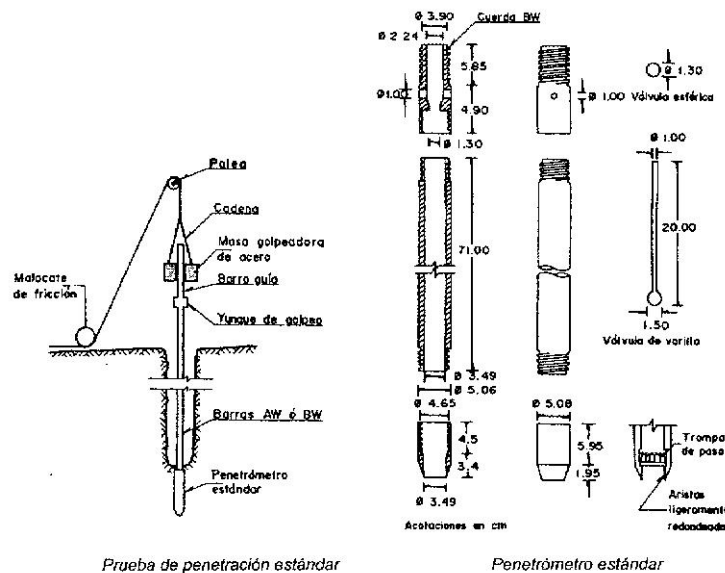


Figura I-4b. Obtención de muestras alteradas, representativas, mediante el muestreador estándar de pared gruesa, hincado a golpe, (Prueba de Penetración Estándar, PPE)

Consiste de un tubo de pared gruesa provisto en sus extremos de dos piezas

roscadas; la pieza inferior es una zapata afilada de acero endurecido y la superior es la cabeza que sirve para unir al muestreador con la columna de barras huecas de acero que se utilizan para introducirlo hasta el fondo de la perforación.

El tubo muestreador estándar tiene longitud de 60 cm, diámetro interior de 3.5 cm y diámetro exterior de 5 cm; la longitud total del muestreador es de 75 cm. Una canastilla de laminillas de acero colocada en la zapata del muestreador y una funda interior de polietileno flexible permiten retener muestras de suelo de cualquier tipo que penetren al tubo; el polietileno sirve también de envoltura y protección a las muestras de suelo contra pérdida de agua después de extraerlas del muestreador. Este muestreador se introduce hasta el fondo de la perforación y se hince mediante un martinete de caída libre, de 65kg de peso y altura constante de 75 cm. Registrando el número de golpes necesarios para hacerlo penetrar en el terreno, cada 10 cm de profundidad; se obtiene así un índice de penetración estándar, expresado por el número de golpes del martillo,  $N$ , necesarios para hincar los 30 cm intermedios del tubo muestreador. Este número ha sido correlacionado empíricamente con la compacidad relativa de las arenas,  $C_r$ , la cual puede correlacionarse, también empíricamente, con su ángulo de fricción interna,  $\phi'$ , como muestra la figura I-5a.

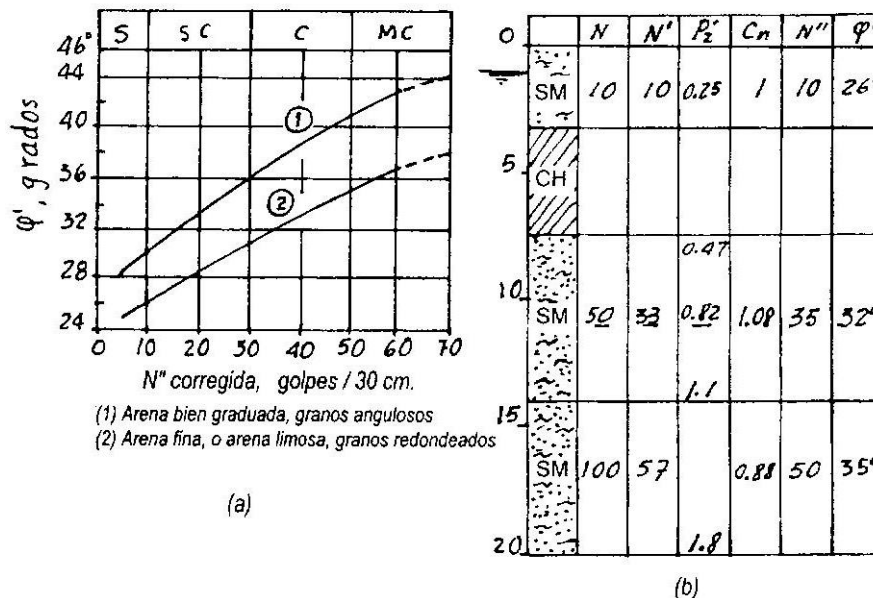


Figura I-5. Interpretación de la prueba de penetración estándar.

El penetrómetro estándar (tubo muestreador de pared gruesa) es una herramienta útil en la ejecución de estudios preliminares de suelos, que se ha convertido en una norma internacional. Mediante su empleo se obtienen muestras representativas, aunque alteradas en su estructura, que proporcionan información acerca de la estratigrafía de los suelos que se muestrean. Al hincarlo en el suelo con un martinete de caída libre de peso y altura de caída constantes, se obtiene la resistencia a la penetración dinámica del tubo muestreador, que es un índice numérico indirecto  $N$ , de la consistencia natural de los distintos estratos del suelo,



como se ha explicado en el párrafo anterior.

## E. Prueba de penetración estándar en arenas

En depósitos de arena, donde la obtención de muestras inalteradas ofrece algunas dificultades prácticas, la resistencia a la penetración estándar  $N$ , se utiliza para estimar, empíricamente, el ángulo de fricción interna efectivo  $\phi'$  y la compresibilidad de estos suelos; valores que se emplean como base del diseño de cimentaciones y del procedimiento de construcción; sin embargo, en tales casos, los valores de la resistencia a la penetración  $N$ , deben emplearse con cautela, ya que, en ciertas condiciones, pueden conducir a errores substanciales. A continuación se exponen algunas precauciones que se deben tomar para el buen uso de estos valores en diferentes casos.

### E.1. Precauciones en el uso de la prueba de penetración estándar

La experiencia ha demostrado que la resistencia a la penetración  $N$ , del tubo muestreador estándar, es una medida aproximada de la compacidad relativa  $C_r$ , de los depósitos de arena. Por otra parte, a través de la compacidad relativa, se ha correlacionado también, indirectamente, con el valor del ángulo de fricción interna  $\phi'$ , como se muestra en la gráfica de la figura I-5a. Según se explica al tratar de la resistencia al corte de las arenas; para una misma compacidad relativa el ángulo de fricción interna varía con la graduación del material y con la angulosidad de sus partículas, correspondiendo los mínimos valores a las arenas finas mal graduadas, (SP), o arenas finas limosas (SM), formadas por partículas finas redondeadas, como se observa en la curva (2), y los máximos a las arenas gruesas, bien graduadas y de partículas angulosas (SW), como se ve en la curva (1). Dada la naturaleza empírica de estas correlaciones es necesario tener siempre presentes algunas precauciones, que se comentan enseguida, para el uso adecuado de las curvas de la figura I-5a, en las aplicaciones prácticas.

1. La gráfica anterior es adecuada para las arenas que no contienen cantidades apreciables de grava, pues ésta llega a obstruir la zapata del tubo muestreador y proporciona datos erróneos de la resistencia a la penetración.
2. En el caso de las arenas finas, o arenas limosas, cuando éstas se encuentran bajo el nivel freático y en estado semicompacto o compacto ( $N > 15$ ), el valor de  $N$  determinado en el campo debe ser corregido antes de emplear la gráfica de correlación con la compacidad, afectándolo por dos factores de corrección: por dilatación y por presión confinante.

### E.2. Corrección por dilatación

Debido a que su permeabilidad es relativamente baja, no permiten la disipación rápida de tensiones en el agua de los poros que se desarrollan al expandirse el suelo bajo la acción de los esfuerzos dinámicos inducidos por el hincado del







muestreador, fenómeno conocido como dilatancia, los valores de N son mayores que los que corresponderían a la arena seca. Empíricamente se ha encontrado que, para estos casos, el valor de N puede corregirse mediante la siguiente expresión, sugerida por Peck.

$$N' = 15 + 0.5(N - 15)$$

En la cual: N' es el valor corregido del índice de penetración y N el valor original observado durante el muestreo. Esta expresión es aplicable cuando la resistencia a la penetración es mayor de 15 golpes, para las arenas finas y las arenas limosas saturadas, valor que corresponde a una compactidad a partir de la cual se manifiesta el fenómeno de dilatancia.

### E.3. Corrección por presión de confinamiento

Otra corrección a considerar en el valor de N es la influencia de la profundidad de las muestras de arena, puesto que la resistencia que ofrecen al hincado del muestreador aumenta con la presión confinante en el suelo muestreado. Peck recomienda un factor de corrección  $C_N$  dado por la siguiente ecuación empírica, la cual es aplicable para valores de  $p'$  mayores de  $0.5 \text{ kg/cm}^2$ :

$$C_N = 0.77 \log(20 / p')$$

En la cual:

- $C_N$  factor de corrección de N
- $p'$  presión vertical efectiva a la profundidad de la muestra, en  $\text{kg/cm}^2$
- N número de golpes medido en campo

En las arenas finas y arenas limosas compactas y saturadas, es necesario hacer ambas correcciones para obtener el valor N'' antes de entrar a la gráfica de la figura I-5a.

$$N'' = N' C_N$$

La figura I-5b muestra un ejemplo de aplicación de estos factores de corrección del índice de penetración estándar N, originalmente medido en el campo, para obtener los valores corregidos N'', contenidos en la última columna de la tabla.

### F. Prueba de penetración estándar en arcillas

El comportamiento de las arcillas ante la acción de los esfuerzos dinámicos inducidos por el hincado del tubo muestreador puede ser muy diferente del que corresponde a su comportamiento estático. Esta diferencia es más acentuada para las arcillas de alta sensibilidad, en las que su resistencia natural al esfuerzo cortante  $c_u$ , se reduce a menos de 10% al ser remoldeadas con su contenido natural de agua. Intervienen en tal discrepancia dos factores: por una parte, el remoldeo que introduce el tubo muestreador, hace que la resistencia de la arcilla a



la penetración del propio tubo sea menor que la que corresponde a su estado natural; por otra, es bien sabido que las arcillas exhiben una mayor resistencia a medida que la velocidad de la deformación aumenta, como consecuencia de fenómenos de viscosidad. En tales condiciones, es evidente que la resistencia a la penetración dinámica, (número de golpes  $N$ ), aún cuando proporciona alguna información relativa de la consistencia natural de la arcilla, no debe tomársele como una medida precisa de su resistencia al corte. En forma aproximada y procediendo conservadoramente, puede utilizársele para el caso de arcillas de plasticidad media a baja, que exhiben baja sensibilidad. En todo caso, es siempre preferible recurrir a la determinación de la resistencia al corte de las arcillas mediante ensayos de laboratorio, realizados en especímenes inalterados que se obtienen, fácilmente, con los muestreadores que se describirán más adelante.

En estudios preliminares, cuando se tienen arcillas que ofrecen una resistencia a la penetración estándar  $N$ , mayor de 5 golpes, puede utilizarse la siguiente expresión empírica, basada en el criterio originalmente propuesto por Terzaghi y Peck para estimar, la resistencia al corte de la arcilla.

$$c_U = \frac{N}{15}$$

Donde:

$c_U$  Resistencia al corte no drenada, en  $\text{kg/cm}^2$

Los valores así obtenidos deben usarse conservadoramente para cálculos preliminares, solamente.

### **G. Penetración estándar en suelos limosos, parcialmente saturados**

La información proporcionada por la prueba de penetración dinámica, en cuanto a la consistencia natural de los suelos finos no plásticos (limos o limos arenosos), parcialmente saturados, ofrece gran incertidumbre, ya que, en estos materiales, las variaciones de la resistencia y la compresibilidad con el grado de saturación y la compacidad, son muy importantes. Cuando tienen baja compacidad y están sometidos a una carga, al saturarlos, se producen fuertes asentamientos bruscos, acompañados de una disminución considerable de la resistencia al corte, a consecuencia de la pérdida de la cohesión aparente. Por consiguiente, no puede confiarse en el valor del índice de penetración como medida de la resistencia al corte ni de la compresibilidad. Se concluye que, en estos casos es preferible recurrir a la medición directa de la resistencia al corte y de la compresibilidad en el laboratorio, en especímenes inalterados.

### **H. Prueba de penetración estática**

Este tipo de prueba de campo consiste en hincar en el terreno, mediante un gato hidráulico, una barra de acero en cuyo extremo inferior se instala una punta cónica; midiendo la fuerza necesaria para hincar la punta se determina la



resistencia que el suelo opone a la penetración estática, y este valor se puede correlacionar, empíricamente, con la resistencia al corte de las arcillas y con su compresibilidad, así como con la compacidad relativa de las arenas. Es por ello una herramienta de gran utilidad en la ejecución de estudios preliminares de suelos.

### H.1. Cono eléctrico

Es una celda de carga con dos unidades sensibles instrumentadas con deformímetros eléctricos (strain gages). Usualmente, para exploraciones en suelos blandos, el cono y el sistema de barras tienen una capacidad de carga de 2ton y resolución de  $\pm 1$  kg; pero, para exploración de suelos duros podrá requerirse una capacidad de 10 ton y resolución de  $\pm 5$  kg. En la figura I-6 se muestra esquemáticamente dicho instrumento.

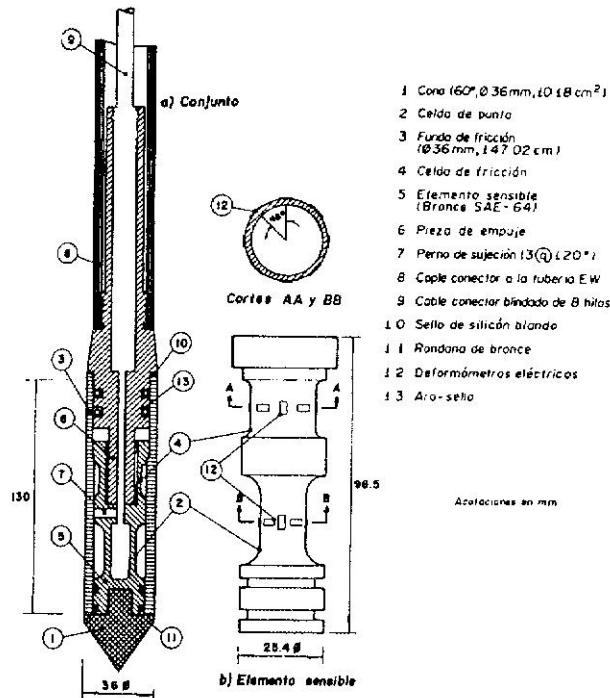


Figura I-6. Cono eléctrico

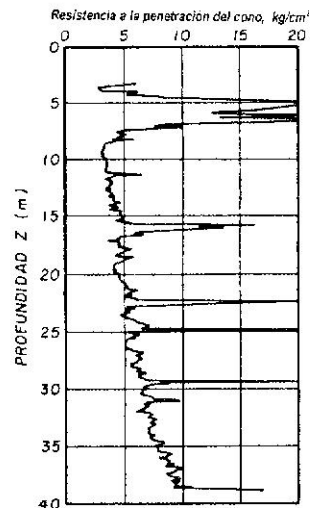


Figura I-7. Variación de la resistencia a la penetración del cono con la profundidad.

Generalmente tienen 3.6 cm de diámetro exterior, aunque para suelos blandos se han utilizado hasta de 7.0 cm. La fuerza que se desarrolla en la punta cónica (1) se mide en la celda sensible inferior (2) y la que se desarrolla en la funda de fricción (3) se mide en la celda sensible superior (4). La señal de salida del cono se transmite por cables a la superficie, donde un aparato receptor la transforma en señal digital, o bien en una tabla numérica o directamente en una gráfica como la de la figura I-7.



## H.2. Mecanismo de carga

El cono se hince en el suelo empujándolo con una columna de barras de acero, usualmente de 3.6 cm de diámetro exterior, por cuyo interior sale el cable que lleva la señal a la superficie. La fuerza necesaria para el hincado se genera con un sistema hidráulico provisto de un dispositivo para controlar la velocidad de penetración.

La velocidad de hincado del cono es usualmente de 2cm/s; sin embargo, en la norma tentativa (ASTM D3441-75T) para operación del cono eléctrico se propone de 1 a 2 cm/s  $\pm$  25%. Para las arcillas de la Ciudad de México se ha adoptado 1cm/s, porque así se controla mejor la prueba; sin embargo, es admisible operar con 2 cm/s, sabiendo que se obtienen valores de la resistencia a la penetración más altos; en cualquier caso, es muy importante que durante la prueba la velocidad de penetración se mantenga constante, ya que es inevitable que en las capas duras el cono pierda velocidad de penetración y que al pasarlas se acelere.

La prueba de penetración estática de cono permite definir las variaciones de la resistencia registrada por la punta, con la profundidad; la figura I-7 muestra los resultados de un sondeo de cono realizado en arcillas blandas en el centro de la Ciudad de México

Interpretación de resultados de la prueba de cono

## H.3. Estratigrafía

El penetrómetro de cono eléctrico permite detectar con precisión los cambios estratigráficos, utilizando como indicador la variación de la resistencia a la penetración de la punta, como ilustra la figura I-8; esta información, debidamente correlacionada con la clasificación directa de los diferentes estratos de suelo del área en estudio, basada en muestras representativas, permite la clasificación indirecta de los suelos y la interpolación confiable de la estratigrafía entre sondeos de muestreo directo.



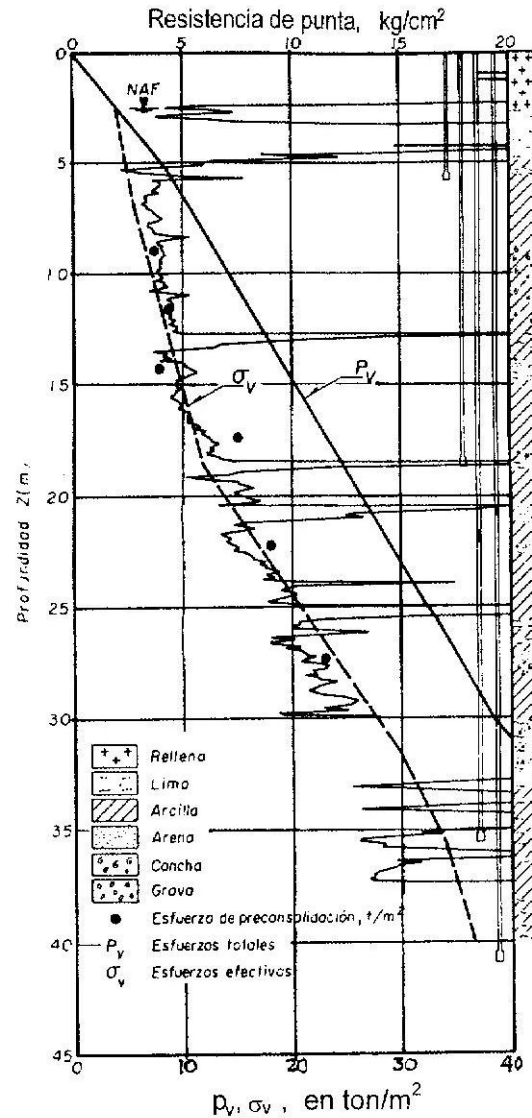


Figura I-8. Correlación de la resistencia a la penetración del cono eléctrico  $q_c$  con la estratigrafía, esfuerzo vertical efectivo  $\sigma_v'$  y esfuerzo de preconsolidación  $p_c'$  en las arcillas de la Ciudad de México. También se ha correlacionado con la resistencia al corte y la compresibilidad.

#### H.4. Clasificación indirecta de los suelos con el cono

Se hace de manera indirecta mediante correlaciones empíricas como las que muestran las figuras I-9a y I-9b; la primera, propuesta por Sanglerat y la segunda por Schmertmann. En el caso del subsuelo de la Ciudad de México, particularmente en la Zona del Lago, la clasificación de los suelos se puede hacer comparando la variación de la resistencia de punta con la estratigrafía definida mediante sondeos con muestreo inalterado continuo.

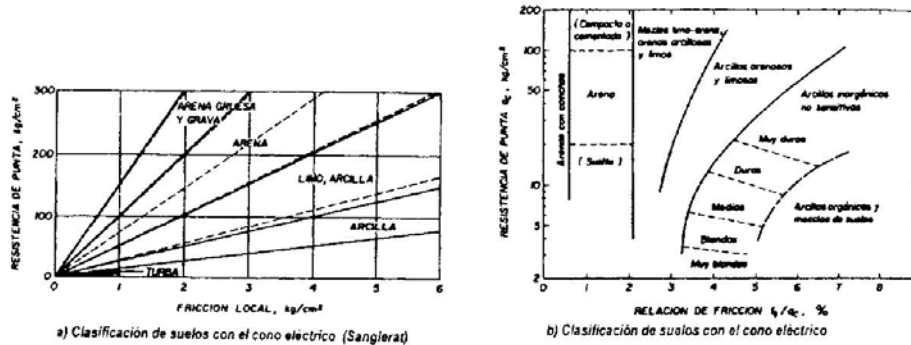


Figura I-9. Criterios para clasificación de suelos de Sanglerat (a) y de Schmertmann (b), basados en mediciones realizadas con el cono eléctrico.

## H.5. Parámetros de resistencia de los suelos

### H.5.1. Arcillas saturadas

La resistencia al corte de las arcillas saturadas, determinada en laboratorio mediante pruebas triaxiales no drenadas se ha correlacionado experimentalmente con la resistencia a la penetración de la punta del cono eléctrico, de donde se ha obtenido la siguiente expresión aproximada.

$$c_U = q_C / N_K$$

Donde:

- $c_U$  resistencia al corte no drenada, en  $\text{kg/cm}^2$
- $q_C$  resistencia a la penetración del cono, en  $\text{kg/cm}^2$
- $N_K$  coeficiente de correlación empírico

### H.5.2. Suelos friccionantes

La correlación entre la resistencia de punta del cono y la compacidad relativa de arenas finas se muestra en la figura I-10.

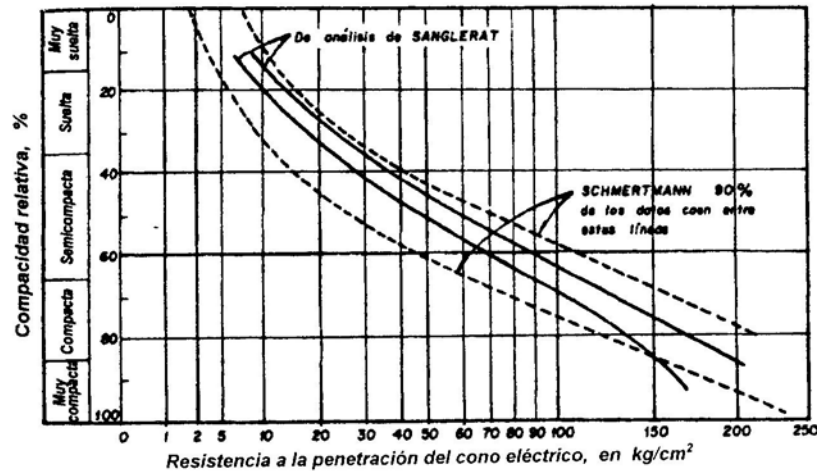


Figura I-10. Resistencia a la penetración del cono vs Compacidad relativa en arenas finas.

### H.5.3. Suelos cohesivo-friccionantes

Para determinar el valor del ángulo de fricción interna,  $\phi'$ , se utilizan las fórmulas de capacidad de carga, empleando como datos la capacidad de carga última y la estimación del peso volumétrico; en la figura I-11 se presenta una solución gráfica para determinar el valor de  $\phi'$  en función de  $q_c$  y de  $p_o'$ , donde  $p_o'$  es el esfuerzo vertical efectivo.

Este caso se resuelve considerando dos valores de la resistencia de punta cercanos, que corresponden a un mismo estrato ( $q_{c1}$  y  $q_{c2}$ ). Así se pueden plantear dos expresiones de la capacidad de carga última, que al considerarlas simultáneamente resultan:

$$\phi = \tan^{-1} \left[ \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(z_2 - z_1)N_q} - 1 \right] \quad (1-1)$$

$$c = \frac{(q_{c1} + q_{c2}) - \gamma N_q (1 + \tan \phi)(z_1 + z_2)}{2N_c \left( 1 + \frac{N_q}{N_c} \right)} \quad (1-2)$$

Donde:

- c y f            parámetros de la resistencia al corte
- $q_{c1}$  y  $q_{c2}$     valores de la resistencia de punta ( $q_{c2} > q_{c1}$ )
- $z_1$  y  $z_2$         profundidades de medición
- $N_c$  y  $N_q$         coeficientes de capacidad de carga y peso volumétrico unitario del suelo

$$N_q = \frac{q_{c2} - q_{c1}}{\gamma(1 + \tan \phi)(z_2 - z_1)} \quad (1-3)$$

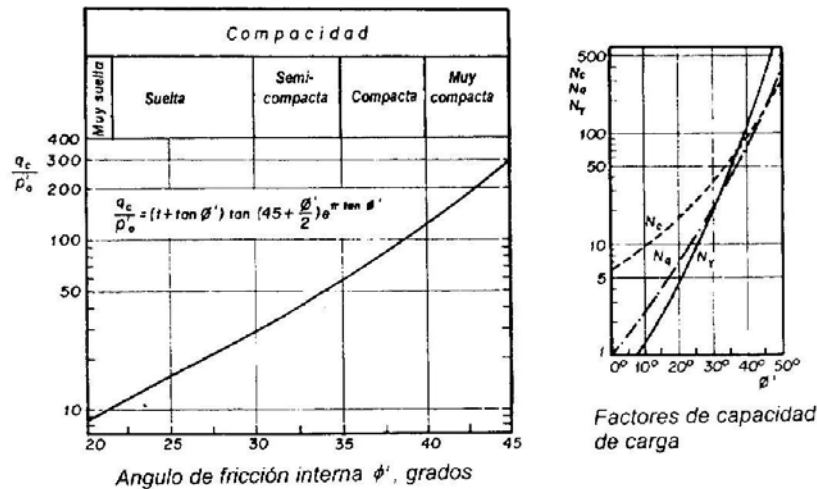


Figura I-11. Correlación entre  $\phi'$ ,  $q_c/p_o'$  y Compacidad relativa  
Factores de capacidad de carga

Para determinar el valor de  $\phi$  se deben resolver por aproximaciones sucesivas las ecuaciones implícitas (1-1) y (1-3); para ello, primero se supone un valor de  $\phi$  para calcular  $N_q$ , con la ecuación (1-3) y con el valor obtenido calcular  $\phi$ , con la ecuación (1-1); este último se toma como valor inicial y se repite el cálculo, que converge en dos o tres iteraciones.

#### H.6. Comentarios

La prueba de penetración con cono es la técnica de exploración de suelos más eficiente y económica de que se dispone actualmente.

Los coeficientes de correlación,  $N_k$ , entre las mediciones con el cono y la resistencia al corte no drenada de las arcillas del Valle de México, están basados en un número reducido de sondeos inalterados; por ello deben utilizarse con reserva y de preferencia ratificarse con sondeos de correlación, para asegurarse de su validez.

El cono deberá calibrarse después de cada diez sondeos a fin de comprobar su confiabilidad.

#### I.1.5.3. Métodos de muestreo inalterado

En esta etapa se realizan trabajos de campo detallados, en puntos particulares del sitio y en estratos específicos, escogidos ambos en función de la definición previa de los problemas particulares que presentan los suelos y las rocas del lugar, según la información preliminar obtenida de la etapa anterior. La etapa final de



campo comprende la obtención de muestras inalteradas, de la mejor calidad posible, de los estratos de suelo involucrados en cada caso; estas muestras son indispensable para la ejecución de ensayos de laboratorio confiables, cuyos resultados numéricos serán la base de los análisis de la capacidad carga y de los asentamientos o expansiones, que definirán el diseño de la cimentación y los procedimientos de construcción, así como su comportamiento inmediato y futuro. En ocasiones, cuando no es posible recuperar muestras inalteradas de algunos suelos o rocas con los equipos de muestreo tradicionales, o no es posible realizar pruebas de laboratorio en especímenes de gran tamaño, es necesario recurrir a la ejecución de pruebas mecánicas de campo, como complemento del estudio.

#### **A. Pozos a cielo abierto**

Muestras inalteradas de la mejor calidad se obtienen excavando pozos a cielo abierto, con sección cuadrada o circular, de 1.5 a 2 m por lado o diámetro, hasta profundidades de 5 a 10 m, si el nivel freático se encuentra a mayor profundidad. En los depósitos de tobas del poniente del Valle de México se han hecho sondeos de este tipo hasta más de 30 m de profundidad. La excavación permite obtener la siguiente información:

- La observación detallada de la estratigrafía y la clasificación geológica y geotécnica de cada estrato.
- Obtención de muestras inalteradas labradas directamente de cada uno de los estratos; las muestras pueden ser de forma cúbica, de 20cm por lado, o cilíndricas de 20 cm de diámetro, después de labradas se protegen envolviéndolas en una capa de tela recubierta con una mezcla de cera, parafina y brea, en partes iguales, para evitar la pérdida de humedad; puede usarse también una envoltura de plástico adherente (egapack)
- Cuando no se pueden labrar buenas muestras por falta de cohesión del suelo, o por la presencia de gravas grandes o cantos rociados, puede ser necesario realizar en el sitio pruebas mecánicas de gran tamaño para determinar la resistencia al corte y la compresibilidad de esos materiales. Esta es una posibilidad que solamente permiten los pozos a cielo abierto.

Se pueden excavar pozos a cielo abierto bajo el nivel freático, pero esta labor requiere el abatimiento del nivel del agua para mantener seca y estable la excavación.

La excavación se realiza con el auxilio del pico y la pala o de herramientas neumáticas manuales si se trata de suelos duros, cementados. En suelos inestables se requiere ademar las paredes del pozo. Su ejecución es generalmente más lenta y costosa que la perforación con máquina combinada con el uso de muestreadores apropiados para obtener muestras inalteradas. Por tal razón, solamente se emplea este método cuando el muestreo en pozos de pequeño diámetro perforados a máquina no permite obtener muestras inalteradas de buena calidad, como es el caso de los suelos duros o que contienen gravas o





boleos.

## B. Muestreo inalterado de suelos finos cohesivos

En los suelos finos cohesivos, como son: las arcillas, arcillas limosas o arenosas o mezclas de arena limo y arcilla que contienen más de 20 % de finos plásticos, pero no contienen grava, pueden obtenerse muestras inalteradas de calidad satisfactoria empleando muestreadores tubulares de pared delgada hincados a presión y velocidad constante en perforaciones de pequeño diámetro, de 10 a 20 cm. Existen varios diseños de tubos muestreadores de este tipo, entre los cuales el más utilizado y sencillo es el conocido como tubo Shelby. Con algunas variantes en su diseño, este tipo de muestreador es usado en arcillas de muy variada consistencia, desde las muy blandas hasta las de consistencia dura.

## C. Tubo de pared delgada (tubo Shelby)

Al introducir en el suelo un tubo de pared gruesa se produce el desplazamiento de un volumen de suelo que, unido a los esfuerzos repentinos del hincado, producen una fuerte distorsión de la estructura natural del suelo; por este motivo se recurre a la utilización de un tubo de acero, de pared delgada, afilado en su extremo inferior, que ilustra la figura I-12, el cual se hinca a presión y a velocidad constante, con objeto de introducir esfuerzos pequeños que perturben en un grado mínimo a la estructura del suelo.

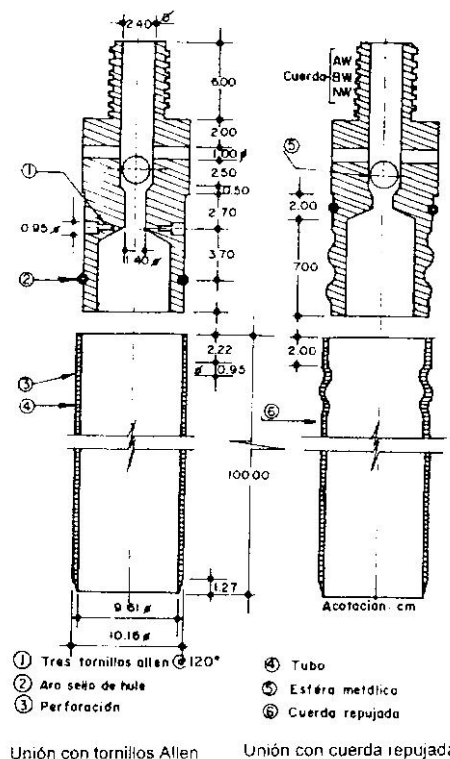


Figura I-12. Muestreador Shelby de pared delgada, para obtener muestras inalteradas en arcillas.





En sus investigaciones Hvorslev encontró que, si el volumen desplazado por el tubo es menor que 10% del volumen de la muestra extraída, la alteración se mantiene dentro de límites razonables. Esta condición geométrica para el tubo Shelby queda definida por la siguiente expresión:

$$\frac{D_e^2 - D_i^2}{D_i^2} \leq 0.1$$

Donde:

$D_e$  Es el diámetro exterior del tubo

$D_i$  Es el diámetro interior del tubo

Además, es necesario que el extremo afilado del tubo tenga un diámetro ligeramente menor que el diámetro interior del tubo, a fin de que los esfuerzos de fricción entre la muestra y el tubo se reduzcan a un mínimo y la muestra pueda penetrar en él sin formar un tapón, que reduciría notablemente el porcentaje de recuperación de muestra y su calidad. Según Hvorslev, la holgura entre la muestra y el tubo debe ser de 1% a 3% expresada de la siguiente manera:

$$0.01 < \frac{D_i - D_o}{D_i} < 0.03$$

Donde:

$D_o$  Es el diámetro de la boca del tubo

La mayor holgura es adecuada para arcillas muy expansivas y la mínima para arcillas no expansivas. Esta holgura no debe ser excesiva, pues la falta de adherencia entre la muestra y el tubo impide extraer el espécimen de suelo del fondo de la perforación. La válvula de la cabeza del muestreador permite la salida del agua del interior del tubo al entrar la muestra y, al mismo tiempo, evita que el agua de la perforación ejerza presión sobre la cara superior de la muestra al retirar el muestreador de la perforación, la cual expulsaría la muestra del tubo.

Antes de hincar el tubo Shelby en el terreno que se va a muestrear es indispensable hacer una buena limpieza del fondo de la perforación para evitar que existan sedimentos que se introduzcan en el muestreador y disminuyan el porcentaje de recuperación de muestra.

El tubo Shelby de pared delgada no puede emplearse para obtener muestras de arcillas muy duras o de otros suelos de consistencia natural semejante. Esta limitación obedece a la resistencia estructural propia del tubo, el cual se dobla bajo la carga necesaria para hincarlo en suelos de alta consistencia. El hincado puede hacerse valiéndose de los gatos hidráulicos del cabezal de la máquina perforadora o de un gato hidráulico especialmente diseñado para el objeto.





La presencia de gravas o boleos impide el uso de tubos muestreadores de pared delgada.

#### **D. Muestreador de doble tubo**

En arcillas duras, puede recurrirse al uso de un tubo con pared más gruesa, para darle mayor resistencia estructural; puede aceptarse una relación de áreas hasta de 20%, colocándole una zapata de corte alargada con un ángulo exterior no mayor de 2°. Un muestreador de diseño reciente desarrollado por E. Santoyo Villa que se muestra en la figura I-13, tiene una pared más gruesa que el tubo Shelby normal, pero gracias a sus características de diseño produce muestras de gran calidad y alta recuperación tanto en arcillas muy duras como en las más blandas. Está provisto de un dispositivo para crear vacío que actúa sobre la cabeza de la muestra y evita que ésta sea expulsada por el agua de la perforación al ser extraído el muestreador. La muestra de suelo es recibida y protegida por un tubo interior de aluminio anodizado y barnizado que impide la corrosión. El tubo interior tiene 10 cm de diámetro y espesor de 1mm y está dividido en segmentos de 20cm de longitud, torneados en sus extremos para un ajuste perfecto entre ellos. La zapata de corte es de acero de alta dureza y filo muy agudo, y su ángulo exterior es pequeño. Al extraer el tubo protector interior la muestra de suelo se corta en segmentos con alambre de acero y cada segmento se protege en ambos extremos por tapas herméticas de polietileno para impedir la pérdida de agua por evaporación.

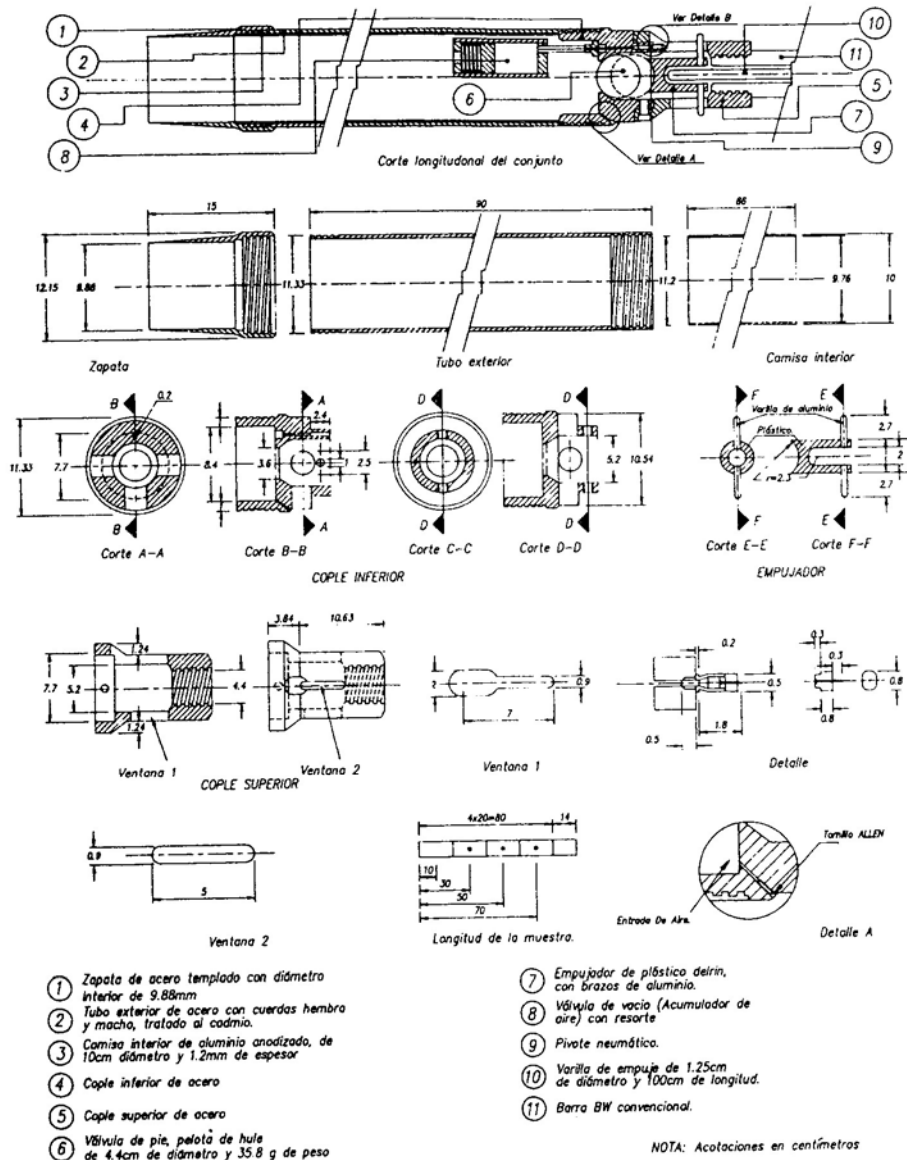


Figura I-13. Muestreador TGC, para obtener muestras de alta calidad en arcillas.

### E. Barril muestreador Denison

La obtención de muestras inalteradas de suelos duros, cementados, que se encuentran sobre el nivel freático, como las tobas de la formación Tarango, que se localizan al poniente del Valle de México, plantea algunos problemas especiales, ya que se trata de cenizas volcánicas cuya textura va desde los limos hasta las arenas limosas, con grados de cementación variable, desde resistencia a la compresión simple nula hasta valores mayores de 20 kg/cm<sup>2</sup>. Sin embargo, esta consistencia no es suficiente para soportar los esfuerzos de torsión inducidos por los barriles muestreadores de doble tubo giratorio que se emplean comúnmente para el muestreo de rocas de mayor resistencia. Esta limitación ha llevado al diseño de barriles muestreadores especiales, uno de los cuales es el conocido



como barril Denison. Este es, en rigor, un barril doble giratorio de gran tamaño, para obtener muestras de 10 a 20 cm de diámetro. Está constituido por 2 tubos concéntricos, como se ilustra en la figura I-14a. El tubo interior está unido a la cabeza del muestreador a través de un cojinete de bolas (balero) ubicado en la parte superior del tubo, con lo cual se logra que ambos tubos puedan girar independientemente uno del otro. En su extremo inferior el tubo interior está provisto de una zapata afilada, y el exterior de una broca dentada con insertos de carburo de tungsteno, que al girar corta al material; la zapata del tubo interior generalmente sobresale de la broca. El barril se hace avanzar aplicando una carga vertical que hinca a la zapata haciendo que la muestra penetre en el tubo interior, el cual permanece fijo, mientras el exterior gira cortando el material que ha quedado fuera del tubo interior. Cuando el barril opera sobre el nivel freático, las cortaduras son conducidas hasta la superficie mediante aire comprimido, que se hace circular a través de las barras de perforación y entre ambos tubos concéntricos, conservando así la humedad natural de la muestra de suelo. Bajo el nivel freático, el aire comprimido se substituye por agua o lodo bentonítico. El tubo interior está provisto de una camisa metálica delgada, cuyo diámetro puede ser de 10 a 20 cm, en la cual se aloja la muestra y, en ocasiones, lleva una trampa de canasta arriba de la zapata para asegurar que la muestra no se salga al extraer el tubo de la perforación.

Con el muestreador Denison pueden obtenerse especímenes razonablemente inalterados de materiales con un amplio rango de consistencias, variando desde los suelos duros, cuya resistencia en compresión simple sea mayor de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , hasta las rocas blandas con menos de  $50 \text{ kg/cm}^2$ , para lo cual se utilizan distintas terminales en el extremo inferior. Para los suelos duros, se emplea una zapata que sobresale de 1 a 2 cm, mientras que, para las rocas blandas se utiliza otra que escasamente sobresale de la broca 1 a 2 mm. Para muestrear suelos duros y rocas blandas o alteradas, la broca está provista de perforaciones en su base que permiten la salida del fluido de perforación sin tocar la muestra, reduciéndose así la erosión sobre el espécimen y aumentando la recuperación. En suelos sobre el nivel freático es necesario emplear aire comprimido como fluido de perforación, para evitar que las muestras cambien su contenido de agua natural. Pueden obtenerse también muestras de roca de mayor consistencia, para lo cual la broca con dientes de carburo de tungsteno se substituye por otra provista de diamante industrial; entonces, el tubo interior no sobresale de la broca, según se ilustra en la figura I-14b, y la trampa de canasta se substituye por un resorte en forma de cuña que permite atrapar el cilindro de roca al extraer el barril muestreador de la perforación.

Debe tenerse presente que en las tobas blandas y en los depósitos de suelos cuya resistencia en compresión es menor de  $5 \text{ kg/cm}^2$ , los esfuerzos torsionantes y la erosión propios de este tipo de muestreadores causa gran alteración, y hasta destrucción total, de las muestras de suelo.



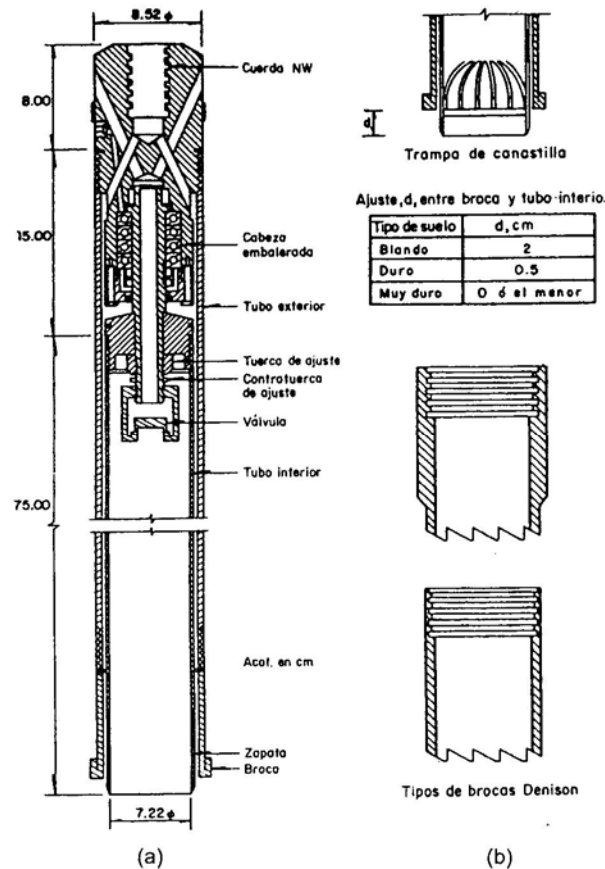


Figura I-14. Muestreador Denison, de doble barril para obtener muestras de suelos duros.

## I.2. DESCRIPCIÓN DE LOS TRABAJOS DE EXPLORACIÓN

### I.2.1. Número de sondeos profundidad y tipo

Los sondeos de exploración de suelo para determinar la configuración estratigráfica del predio en estudio consistieron en:

- Un sondeo de exploración directa a 20 m de profundidad.
- Un sondeo con el método de pozo a cielo abierto a una profundidad de 2.60 m.

### I.2.2. Muestreo y Tratamiento de las muestras

En el primer tipo de sondeo que se realizó a 20 m consiste en alternar el hincado de la herramienta de muestreo conocida como penetrómetro estándar cuya longitud total es de 60 cm; la cual se hinca en el suelo mediante el golpeo de la herramienta denominada martinete de golpeo que pesa alrededor de 63.5 kg dejándola caer de una altura aproximada de 73 cm contando el número de golpes necesarios para hincar el penetrómetro cada 15 cm.



Con el número de golpes obtenidos en el hincado de cada sección de 15 cm se puede obtener el grado de compacidad del suelo muestreado además pudiéndose obtener algunos parámetros mecánicos mediante correlaciones empíricas con el número de golpes necesarios para hincar los 30 cm centrales del penetrómetro ya que la primer y ultima sección de 15 cm de la herramienta se considera que contiene material alterado. De manera alternada a la perforación por medio de penetración estándar, en los estratos que contengan material de consistencia media se utilizo el tubo de pared delgada para obtención de muestras inalteradas.

En el segundo tipo de muestreo mencionado; pozo a cielo abierto, se realizo con el fin de ubicar la posición del nivel de aguas freáticas y el tipo de cimentación de las estructuras vecinas. Este sondeo se realizo manualmente con pico y pala, hasta una profundidad de 2.60 m de profundidad a la cual se encontró el nivel de aguas freáticas.

## **CAPITULO II. PRUEBAS DE LABORATORIO**

### **II.1. CONCEPTOS GENERALES**

#### **II.1.1. Métodos de identificación de suelos en el campo**

##### **II.1.1.1. Identificación en campo de suelos gruesos**

Los materiales constituidos por partículas gruesas se identifican en el campo sobre una base prácticamente visual. Extendiendo una muestra seca del suelo sobre una superficie plana puede juzgarse, en forma aproximada, de su graduación, tamaño de partículas, forma y composición mineralógica. Para distinguir las gravas de las arenas puede usarse el tamaño 1/2 cm como equivalente a la malla no. 4, y para la estimación del contenido de finos basta considerar que las partículas de tamaño correspondiente a la malla No. 200 son aproximadamente las más pequeñas a simple vista.

En lo referente a la graduación del material, se requiere de bastante experiencia para diferenciar los suelos bien graduados de los mal graduados. Esta experiencia se obtiene comparando graduaciones estimadas, con las obtenidas en laboratorio. Para examinar la fracción fina contenida en el suelo deberán ejecutarse las pruebas de identificación de campo de suelos finos, sobre la parte que paso, la malla No. 40.

##### **II.1.1.2. Identificación de campo de suelos finos**

Una de las ventajas del Sistema Unificado es el criterio para identificar en el campo los suelos finos, con un poco de experiencia. El mejor modo de adquirir esa experiencia es trabajando con alguien que ya la posea; en falta de tal apoyo, es aconsejable el comparar sistemáticamente los resultados de la identificación de





campo realizada con los del laboratorio.

Las principales bases de criterio para la identificación de los suelos finos en el campo son la investigación de las características de dilatancia, tenacidad y resistencia en estado seco. El color y el olor del suelo pueden ayudar, especialmente en suelos orgánicos.

### **A. Dilatancia**

En esta prueba, una pastilla con el contenido de agua necesario para que el suelo adquiera una consistencia suave, pero no pegajosa, se agita alternativamente en la palma de la mano, golpeándola secamente contra la otra mano, manteniéndola apretada entre los dedos. Un suelo fino, no plástico, adquiere con el anterior tratamiento una apariencia de hígado, mostrando agua libre en su superficie, mientras se le agita, en tanto que al ser apretado entre los dedos, el agua superficial desaparece y la muestra se endurece, hasta que, finalmente, empieza a desmoronarse como un material frágil al aumentar la presión. Si el contenido de agua de la pastilla es el adecuado, un nuevo agitado hará que los fragmentos producto del desmoronamiento vuelvan a constituirse.

La velocidad con que la pastilla cambia su consistencia y con la que el agua aparece y desaparece define la intensidad de la reacción e indica el carácter de los finos del suelo. Una reacción rápida es típica en arenas uniformes, no plásticas (SP Y SM) y en algunos limos inorgánicos (ML), particularmente del tipo polvo de roca; en tierras diatomáceas (MH). Al disminuir la uniformidad del suelo, la reacción se hace menos rápida. Contenidos ligeros de arcilla coloidal imparten algo de plasticidad al suelo, por lo que la reacción en estos suelos se vuelve más lenta; esto sucede con los limos inorgánicos y orgánicos ligeramente plásticos (ML y OL), en arcillas muy limosas (CL-ML) y en muchas arcillas del tipo caolín (ML, ML-CL, MH y MH-CH). Una reacción extremadamente lenta o nula es típica de arcillas situadas sobre la línea A (CL, CH) y de arcillas orgánicas de alta plasticidad (OH).

El fenómeno de aparición de agua en la superficie de la muestra es debido a la compactación de los suelos limosos y, aún en mayor grado, de los arenosos, bajo la acción dinámica de los impactos contra la mano esto reduce la relación de vacíos del material, expulsando al agua de ellos. El amasado posterior aumenta de nuevo la relación de vacíos y el agua se restituye a estos vacíos. Los suelos arcillosos no sufren esos efectos bajo cargas dinámicas, por lo cual no producen reacción.

### **B. Tenacidad**

La prueba se realiza sobre una muestra de consistencia suave, similar a la masilla. Esta muestra se rola hasta formar un rodillo de unos 3 mm de diámetro aproximadamente que se amasa y se vuelve a rolar varias veces. Se observa como aumenta la rigidez del rollito a medida que el suelo se acerca al límite







plástico. Sobrepasando el límite plástico, los fragmentos en que se parta el rodillo se juntan de nuevo y amasan ligeramente entre los dedos hasta el desmoronamiento final.

Cuanto más alta sea la posición del suelo con respecto a la línea A (CL, CH), es más rígido y tenaz el rollito cerca del límite plástico y más rígida también se nota la muestra al romperse entre los dedos, abajo del límite plástico. En suelos ligeramente sobre la línea A, tales como las arcillas glaciales (CL, CH) los rollitos son de media tenacidad cerca de su límite plástico y la muestra comienza a desmoronarse pronto en el amasado, a bajar su contenido de agua. Los suelos que caen bajo la línea A (ML, MH, OL, y OH) producen rollitos poco tenaces cerca del límite plástico, casi sin excepción; en el caso de suelos orgánicos y micáceos, que caigan muy debajo de la línea A, los rollitos se muestran muy débiles y esponjosos. También en todos los suelos bajo la línea A excepto los OH próximos a ella, la masa producto de la manipulación entre los dedos posterior al rolado, se muestra suelta y se desmorona fácilmente, cuando el contenido de agua es menor que el correspondiente al límite plástico.

Cuando se trabaje en lugares en que la humedad ambiente sea casi constante, el tiempo que transcurra hasta que se alcance el límite plástico, es una medida relativamente tosca del índice plástico del suelo.

### **C. Resistencia en estado seco**

La resistencia de una muestra de suelo, previamente secado, al romperse bajo presiones ejercidas por los dedos, es un índice del carácter de su fracción coloidal.

Los limos ML o MH exentos de plasticidad no presentan prácticamente ninguna resistencia en estado seco y sus muestras se desmoronan con muy poca presión digital; el polvo de roca y la tierra diatomacea son ejemplos típicos. Una resistencia en estado seco baja es representativa de todos los suelos de baja plasticidad, localizados bajo la línea A (CL). Resistencias medias definen generalmente arcillas del grupo CL o, en ocasiones, otras de los grupos CH, MH (arcillas tipo caolín) u OH que se localicen muy cerca de la línea A. La mayoría de las arcillas CH tienen resistencias altas, así como las CL localizadas muy arriba de la línea A. Materiales OH con altos límites líquidos y próximos a la línea A también exhiben grandes resistencias. Por último, resistencias muy altas son típicas de arcillas inorgánicas del grupo CH, localizadas en posiciones muy elevadas con respecto a la línea A.

### **D. Color**

En exploraciones de campo el color del suelo suele ser un dato útil para identificar tipos de suelo, cuando se posea experiencia local. En general, existen también algunos criterios relativos al color; por ejemplo, el color negro y otros de tonos oscuros suelen ser indicativos de la presencia de materia orgánica coloidal, los colores claros y brillantes son propios de suelos inorgánicos.







## E. Olor

Los suelos orgánicos (OH y OL) tienen por lo general un olor distintivo, que puede usarse para su identificación; el olor es particularmente intenso si el suelo está húmedo, y disminuye con la exposición al aire, aumentando, por el contrario con el calentamiento de la muestra húmeda.

### II.1.2. Pruebas índice

#### II.1.2.1. Contenido de humedad

Se deberá contar previamente con muestras de suelo húmedo representativas.

##### Paso I

Pesar una cápsula o recipiente de aluminio o latón incluyendo su tapa. Identificar y revisar adecuadamente el recipiente. Las cápsulas de humedad normalmente pueden ser de diferentes tamaños, siendo las más populares las de 5cm de diámetro por 3cm de altura y las de 6.4cm. de diámetro por 4.4cm. de altura.

Dividir en varios pedazos o porciones pequeñas la muestra de 20 a 30g de suelo que se había separado con anterioridad durante la preparación de la muestra de límite líquido.

##### Paso II

Enrollar el suelo con la mano extendida sobre una placa de vidrio o sobre un pedazo de papel colocado a su vez sobre una superficie lisa, con presión suficiente para moldearlo en forma de cilindro o hilo de diámetro uniforme por la acción de unos 80 a 90 golpes o movimientos de mano por minuto. Cuando el diámetro del hilo o cilindro de suelo llegue a 3mm se debe romper en pedazos, y con ellos moldear nuevamente unas bolas o masas que a su vez vuelvan a enrollarse. El proceso de hacer bolas o masas de suelo y enrollarlas debe continuarse alternativamente hasta cuando el hilo o el cilindro de suelo se rompa bajo presión de el enrollamiento y no permita que se le enrolle adicionalmente.

Si el cilindro se desmorona a un diámetro superior a 3mm, ésta condición es satisfactoria para definir el límite plástico si el cilindro se había enrollado con anterioridad hasta más o menos 3mm. La falla del cilindro se puede definir de la siguiente forma:

- a. Simplemente por la separación en pequeños pedazos.
- b. Por desprendimiento de escamas de forma tubular (cilindros huecos) de dentro hacia afuera del cilindro o hilo de suelo.
- c. Pedacitos sólidos en forma de barril de 6 a 8mm de largo (para arcillas altamente plásticas).





Para producir la falla no es necesario reducir la velocidad de enrollado y/o la presión de la mano cuando se llega a 3mm de diámetro. Los suelos de muy baja plasticidad son una excepción en este sentido, en estos casos la bola inicial debe ser del orden de 3mm antes de empezar a enrollar con la mano.

#### Paso III

Esta secuencia debe repetirse el número de veces que se requiera para producir suficientes pedazos de cilindro que permitan llenar un recipiente de humedad.

#### Paso IV

Pesar el recipiente cubierto, remover su tapa y colocarlo dentro del horno. Nótese que en efecto se han hecho varias determinaciones del límite plástico pero se ha reducido el proceso de pesado y cálculos a un solo ensayo.

Será necesario pesar las muestras secas para poder calcular los contenidos de humedad correspondientes. Así como la determinación del índice de humedad y de plasticidad así como la obtención del límite líquido y del límite plástico.

### II.1.2.2. Densidad de sólidos

El procedimiento es como sigue:

#### Paso I

Mezclar entre 100 y 120g (el peso exacto no es importante) de suelo secado al aire con agua en un recipiente evaporador hasta formar una pasta cremosa. Si no se utiliza un mezclador eléctrico, remojar el suelo entre 20 y 30 min.

#### Paso II (opcional)

Transferir la pasta al vaso mezclador eléctrico de refrescos y añadir agua hasta formar una mezcla de cerca de 200ml de suelo-agua. Batir estas mezclas durante 5 a 10 min. Si se hace este paso es necesario utilizar un frasco volumétrico de 500ml.

#### Paso III

Pesar el frasco volumétrico vacío, a continuación pesar el frasco con agua desaireada hasta la marca, tener mucho cuidado de no introducir aire nuevamente al agua por agitación excesiva. Como alternativa, es posible aplicar vacío por unos minutos después de haber llenado el frasco hasta unos 3/4 de su capacidad. Cuando el nivel de agua se encuentra en la marca volumétrica (no el menisco) y el cuello por encima de esa marca se encuentra totalmente seco, pesar el frasco y registrar el peso  $W_{bw}$ . Registrar la temperatura de forma que la mezcla agua-suelo





se encuentre aproximadamente a la misma temperatura aproximadamente dentro de 1°C. Esta operación puede hacerse mientras el suelo se encuentra en saturación o está siendo mezclado con la batidora eléctrica.

#### Paso IV

Luego de 15 a 30min, transferir el suelo saturado del plato evaporador al frasco volumétrico. Tener cuidado de que no queden partículas de suelo en el recipiente evaporador. Añadir suficiente agua con temperatura estabilizada para completar 2/3 a 3/4 de la capacidad del frasco volumétrico. No se debe llenar completo debido a que la eficiencia del trabajo del vacío en la deaireación se puede reducir marcadamente.

#### Paso V

Conectar el frasco a un ducto de vacío por un espacio de por lo menos 10 min. Durante este tiempo agitar suavemente la mezcla moviendo cuidadosamente la botella. Observar que la reducción de la presión del aire dentro del frasco produce la ebullición del agua. Verificar la eficiencia del vacío. Si al final del período no se ha extraído totalmente el aire, se debe dejar sedimentar la solución, por espacio de unos pocos minutos de forma que se aclare el agua superficial y se pueda extraer suficiente para permitir que el vacío trabaje eficientemente. Este paso puede tomar varias horas.

#### Paso VI

Cuando el proceso de deaireamiento se haya completado (o terminado), se debe añadir cuidadosamente agua hasta que la base del menisco se encuentre exactamente en la marca del frasco volumétrico. Se debe secar cuidadosamente el cuello del frasco por encima de la marca de calibración con un papel enrollado o por un método similar.

#### Paso VII

Pesar la botella y su contenido con una aproximación de 0.01g (estimado) para obtener  $W_{bws}$ . Asegurarse de que la temperatura se encuentra dentro de 1°C de la temperatura utilizada para obtener  $W_{bw}$  (a menos que se utilice una curva de calibración).

#### Paso VIII

Vaciar el frasco volumétrico y su contenido en un plato evaporador profundo u otro recipiente similar y secarlo al horno. Es necesario tener mucho cuidado de no perder nada de suelo en este proceso. Para pesar el suelo secado al horno para obtener  $W_s$ .





### Paso IX

Calcular  $G_s$ . Comparar la densidad del agua utilizada con la del agua destilada, y hacer comentarios en un informe sobre el efecto de la utilización de agua común.

### Paso X

Repetir la secuencia para valores adicionales de  $G_s$  hasta tener valores dentro de un rango de 2% definido de la siguiente forma:

$$\frac{\text{Mayor valor de } G_s}{\text{Menor valor de } G_s} \leq 1.02$$

Luego de obtenido este par de valores  $G_s$ , obtener su promedio, redondear a la 0.01 más cercana y registrar este valor como  $G_s$  del suelo.

### II.1.2.3. Peso específico de la muestra

Por definición:

$$\gamma_m = \frac{W_m}{V_m}$$

Para la determinación directa deberán valuarse las dos magnitudes anteriores. El  $W_m$  puede conocerse pesando la muestra de suelo; el  $V_m$  se valuará, o bien labrando la muestra original a una forma geométrica simple o bien por inmersión de la muestra en mercurio (el peso del mercurio desalojado entre el peso específico de ese elemento, da el volumen desplazado, igual al volumen de la muestra).

Indirectamente  $\gamma_m$  puede calcularse aplicando una de las fórmulas proporcionadas a continuación:

$$\gamma_d = \frac{W_s}{V_m} \quad \text{para suelos en que el grado de saturación sea nulo.}$$

$$\gamma_{sat} = \frac{W_s + W_w}{V_m} \quad \text{peso específico saturado}$$

### II.1.3. Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S)

El sistema cubre los suelos gruesos y finos, distinguiendo ambos por el cribado a través de la malla 200; las partículas gruesas son mayores que dicha malla y las finas menores. Un suelo se considera grueso si más del 50% de sus partículas son gruesas, y fino, si más de la mitad de sus partículas en peso, son finas.





### II.1.3.1. Suelos gruesos

El símbolo de cada grupo está formado por dos letras mayúsculas, que son las iniciales de los nombres ingleses de los suelos más típicos de ese grupo.

- a. Gravas y suelos en que predominen éstas. Símbolo genérico G (gravel).
- b. Arenas y suelos arenosos. Símbolo genérico S (sand). Las arenas y las gravas se separan con la malla No. 4, de manera que un suelo pertenece al grupo genérico G, si más del 50% de su fracción gruesa (retenida en la malla 200) no pasa la malla No. 4, y es del grupo genérico S, en caso contrario.

Las gravas y las arenas se subdividen en cuatro tipos:

1. Material prácticamente limpio de finos, bien graduado. Símbolo genérico W (well graded). En combinación con los símbolos genéricos, se obtienen los grupos GW y SW.
2. Material prácticamente limpio de finos, mal graduado. Símbolo P (poorly graded). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos GP y SP.
3. Material con cantidad apreciable de finos no plásticos. Símbolo M (del sueco mo y mjala). En combinación con los símbolos genéricos da lugar a GM y SM.
4. Material con cantidad apreciable de finos plásticos. Símbolo C (clay). En combinación con los símbolos genéricos, da lugar a los grupos CC y SC.

A continuación se describirle los grupos anteriores a fin de proporcionar criterios más detallados de identificación, tanto en el campo como en el laboratorio.

#### Grupos GW y SW

Estos suelos son bien graduados y con pocos finos o limpios por completo. La presencia de los finos que puedan contener estos grupos no debe producir cambios apreciables en las características de resistencia de la fracción gruesa, ni interferir en su capacidad de drenaje. Los anteriores requisitos se garantizan en la práctica, especificando que en estos grupos el contenido de partículas finas no sea mayor de un 5%, en peso.

#### Grupos GP y SP

Estos suelos son mal graduados; es decir, son de apariencia uniforme o presentan predominio de un tamaño o de un margen de tamaños, faltando algunos intermedios; en el laboratorio, deben satisfacer los requisitos señalados para los dos grupos anteriores, en los referente a su contenido de partículas finas, pero no cumplen los requisitos de graduación indicados para su consideración como bien graduados. Dentro de estas gravas están comprendidas las gravas uniformes, tales como las que se depositan en los lechos de los ríos, las arenas uniformes de médanos y playas y las mezclas de gravas y arenas finas, provenientes de





estratos diferentes obtenidas durante el proceso de excavación.

### Grupos GM y SM

En estos grupos el contenido de finos afecta las características de resistencia y esfuerzo-deformación y la capacidad de drenaje libre de la fracción gruesa; en la práctica se ha visto que esto ocurre para porcentaje de finos superiores a 12%, en peso, por lo que esta cantidad se toma como frontera inferior de dicho contenido de partículas finas. La plasticidad de los finos en estos grupos varía entre nula y media; es decir, es requisito que los límites de plasticidad localicen a la fracción que pase la malla No. 40, abajo de la línea A o bien que su índice de plasticidad sea menor de 4.

### Grupos GC y SC

El contenido de finos de estos grupos de suelos debe ser mayor que 12%, en peso, y por las mismas razones expuestas para los grupos GM y SM, sin embargo en estos casos, los finos son de media a alta plasticidad; es ahora requisito que los límites de plasticidad sitúen a la fracción que pasa de la malla No. 40 sobre la línea A, teniéndose, además, la condición de que el límite plástico sea mayor que 7.

A los suelos gruesos con contenido de finos comprendido entre 5% y 12%, en peso, el Sistema Unificado los considera casos de frontera, adjudicándoles un símbolo doble. Por ejemplo, un símbolo GP-GC indica una grava mal graduada, con un contenido entre 5% y 12% de finos plásticos (arcillosos).

Cuando un material no cae claramente en un grupo, deberán usarse también símbolos dobles correspondientes a casos de frontera. Por ejemplo, el símbolo GW-SW se usara para un material bien graduado, con menos de 5% de finos y formada su fracción gruesa por iguales proporciones de grava y arena.

### II.1.3.2. Suelos finos

También en este caso el Sistema considera a los suelos agrupados, formándose el símbolo de cada grupo por dos letras mayúsculas, elegidas con un criterio similar al usado para los suelos gruesos, y dando lugar a las siguientes divisiones:

- a. Limos inorgánicos, de símbolo genérico M (del sueco mo y mjala).
- b. Arcillas inorgánicas, de símbolo genérico C (clay).
- c. Limos y arcillas orgánicas, de símbolo genérico O (organic).

Cada uno de estos tres tipos de suelos se subdividen, según su límite líquido, en dos grupos. Si éste es menor de 50%, es decir, si son suelos de compresibilidad media o baja, se añade al símbolo genérico la letra L (low compressibility), obteniéndose por esta combinación los grupos ML, CL, y OL. Los suelos finos con límite líquido mayor de 50%, o sea de alta compresibilidad, llevan tras el símbolo





genérico la letra H (high compressibility) teniéndose así los grupos MH, CH y OH.

Ha de notarse que los grupos L y H no se refieren a baja o alta plasticidad, pues esta propiedad del suelo, ha de expresarse en función de dos parámetros (LL e Ip), mientras que en el caso actual sólo el valor del límite líquido interviene. Por otra parte, se ha hecho notar que la compresibilidad de un suelo es una función directa del límite líquido, de modo que un suelo es más compresible a mayor límite líquido.

Los suelos altamente orgánicos, usualmente fibrosos, tales como turbas y suelos pantanosos, extremadamente compresibles, forman un grupo independiente de símbolo Pt (del inglés peat; turba).

#### Grupos CL Y CH

Según ya se dijo, en estos grupos se encasillan las arcillas inorgánicas. El grupo CL comprende a la zona sobre la línea A, definida por  $LL > 50\%$  e  $I_p > 7\%$ .

El grupo CH comprende la zona arriba de la línea A, definida por  $LL > 50\%$ . Las arcillas formadas por descomposición química de cenizas volcánicas, tales como la bentonita o la arcilla del Valle de México, con límites líquidos de hasta 500%, se encasillan en el grupo CH.

#### Grupos ML Y MH

El grupo ML comprende la zona abajo de la línea A, definida por  $LL < 50\%$ . y la porción con la línea A con  $I_p < 4$ . El grupo MH corresponde a la zona abajo de la línea A, definida por la  $LL > 50\%$ .

En estos grupos quedan comprendidos los limos típicos inorgánicos y limos arcillosos. Los tipos comunes de limos inorgánicos y polvo de roca, con  $LL < 30\%$ , se localizan en el grupo ML. Los depósitos eólicos, del tipo de Loess, con  $25\% < LL < 35\%$  usualmente caen también en este grupo.

Un tipo interesante de suelos finos que caen en esta zona son las arcillas de tipo caolín, derivados de los feldspatos de rocas graníticas; a pesar de que el nombre de arcillas está muy difundido para éstos suelos, algunas de sus características corresponden a limos inorgánicos.

Las tierras diatomáceas prácticamente puras suelen no ser plásticas, por más que su límite líquido pueda ser mayor de 100% (MH). Sus mezclas con otros tipos de partículas finas son también de los grupos ML o MH.

Los suelos finos que caen sobre la línea A y con  $4\% < I_p < 7\%$  se consideran como casos de frontera, asignándoles el símbolo doble CL-ML.





## Grupos OL Y OH

Las zonas correspondientes a estos dos grupos son las mismas que las de los grupos ML y MH, respectivamente.

Una pequeña adición de materia orgánica coloidal hace que el límite líquido de una arcilla orgánica crezca, sin apreciable cambio en su límite plástico; esto hace que el suelo se desplace hacia la derecha de la carta de plasticidad, pasando a ocupar una posición más alejada de la línea A.

## Grupos Pt

Las pruebas de límites pueden ejecutarse en la mayoría de los suelos turbosos, después de un completo remoldeo. El límite líquido de estos suelos puede estar entre 300% y 500%, quedando su posición en la carta de plasticidad netamente abajo de la línea A; el índice plástico normalmente varía entre 100 y 200%.

Similarmente al caso de los suelos gruesos, cuando un material fino no cae claramente en uno de los grupos, se usarán para él símbolos dobles de frontera.

El Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, no se concreta a ubicar el material dentro de uno de los grupos enumerados, sino que abarca además, una descripción del mismo, tanto alterado como inalterado. Esta descripción puede jugar un papel importante en la formación de un sano criterio técnico y, en ocasiones, puede resultar importante para poner de manifiesto características que escapan a la mecánica de las pruebas que se realizan.

En los suelos gruesos, deben proporcionarse los siguientes datos: nombre típico, porcentajes aproximados de grava y arena, tamaño máximo de las partículas, angulosidad y dureza de las mismas, características de la superficie, nombre local y geológico y cualquier otra información pertinente, de acuerdo con la aplicación ingenieril que se le va a dar al material.

En suelos gruesos en estado inalterado se añadirán datos sobre estratificación, compacidad, cementación, condiciones de humedad y características de drenaje.

En los suelos finos, se proporcionarán, en general, los siguientes datos: nombre típico, grado y carácter de su plasticidad, cantidad y tamaño máximo de las partículas gruesas, color del suelo húmedo, olor, nombre local y geológico y cualquier otra información descriptiva pertinente, de acuerdo con la aplicación que se va a hacer del material.

Respecto del suelo en estado inalterado, deberá agregarse información relativa a su estructura, estratificación, consistencia en los estados inalterados y remoldeado, condiciones de humedad y características de drenaje.







El problema en la identificación de suelos es de importancia fundamental en la ingeniería; es en rigor encasillar el suelo dentro de un sistema previo de clasificación. En el caso concreto de este trabajo, es colocarlo dentro de alguno de los grupos mencionados dentro del Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, obviamente en el grupo que le corresponde según sus características. La identificación permite conocer, en forma cualitativa, las propiedades mecánicas e hidráulicas del suelo, atribuyéndole las del grupo en que se sitúe.

## II.1.4. Pruebas mecánicas

### II.1.4.1. Esfuerzo simple

#### Paso I

Se deberán preparar dos muestras de tubo con relación  $L/d$  con valor entre 2 y 3.

#### Paso II

Colocar las muestras en recipientes húmedos o dejarlas en el cuarto de humedad para prevenir su desecamiento mientras se prepara la máquina de compresión. Calcular la deformación correspondiente al 20 % de deformación unitaria para las muestras, de forma que se pueda saber cuando terminar el experimento si la muestra recibe carga sin mostrar un pico antes que dicha deformación unitaria suceda.

Calcular la densidad de las muestras y pesar dos latas de contenido de humedad de forma que se pueda determinar el contenido de humedad de la muestra después de terminar el experimento.

#### Paso III

Alinear cuidadosamente la muestra en la máquina de compresión. Si los extremos no son perfectamente perpendiculares al eje del espécimen la parte inicial de la curva de esfuerzo-deformación unitaria será plana (hasta que el área total de la muestra contribuya al esfuerzo, las deformaciones unitarias serán demasiado grandes para el esfuerzo calculado).

Establecer el cero en el equipo de carga (ya sea un deformímetro de carátula para registrar la deformación de un anillo de carga o un DVM si se utiliza una célula de carga electrónica) y establecer el cero en el deformímetro. En este momento es necesario aplicar una carga muy pequeña sobre la muestra (del orden de una unidad del deformímetro de carga, o quizá 0.5 kg para una celda de carga). Encender la maquina y tomar lecturas en los deformímetros de carga y deformación de la manera siguiente (para un deformímetro de 0.01 mm/división):

- a. La carga sobre la muestra decrece significativamente.
- b. La carga se mantiene constante por cuatro lecturas.





- c. La deformación sobrepasa significativamente el 20% de la deformación unitaria.
- d. Determinar el contenido de humedad para cada muestra.

#### II.1.4.2. Triaxial rápido para suelo no cohesivo

##### Paso I

Montar una membrana de caucho de diámetro apropiado (mínimo de 5cm de diámetro para arena) sobre el cabezote o placa de base, que se ha atornillado con anterioridad a la base de la cámara, utilizando una banda de caucho o sellos redondos para hacer el ajuste. Si se desea proveer una junta más impermeable, debería recubrirse la superficie lateral de la placa base con grasa de silicón para mejorar el sello entre la placa y la membrana.

Es posible medir el espesor de la membrana de caucho antes de montarlo, para poder hacer el ajuste necesario en el área cuando necesiten determinar el área inicial de la muestra, pero para cálculos ordinarios esto introduce una precisión ficticia en los resultados.

Colocar una piedra porosa sobre la placa de base. Para los ensayos la piedra porosa debe estar saturada, se recomienda hervir las dos piedras porosas en agua destilada para incrementar el grado de saturación. El simple almacenamiento de las piedras sumergidas en agua aún por un período de tiempo muy largo, podría ser insuficiente para alcanzar el grado de deaireación y saturación deseado.

##### Paso II

Pesar un recipiente de arena seca de forma que se pueda establecer la densidad de la muestra y se pueda duplicar aproximadamente en ensayos posteriores. Nótese que para obtener una densidad dada será necesario mezclar el suelo con una cantidad conocida de agua con el fin de producirle un contenido de humedad específico. El suelo granular húmedo puede compactarse hasta un límite dado mientras que el material seco es casi imposible de compactar.

##### Paso III

Colocar el molde para hacer la muestra alrededor de una membrana de caucho y doblar la parte superior de la membrana por encima del borde del molde hacia abajo. No debe doblarse la membrana, sin embargo, si el molde es tan grande que exista el peligro de rasgar la membrana en el proceso. Es posible utilizar también expansores de membranas en la preparación de la muestra si se dispone del diámetro correcto. Si existe un expansor de tipo cilindro dividido, que pueda conectarse también a una línea de vacío, puede ser necesario tener un poco de grasa de silicón a lo largo de la junta para garantizar el efecto de vacío. Si se utiliza cualquiera de estos tipos de expansores con la ayuda de vacío podría





también ser útil colocar bandas de papel de filtro o de algodón entre la membrana y la pared interna del expansor de forma que el vacío sea efectivo en toda la altura del expansor de la membrana.

#### Paso IV

- a. Deairear el agua en un recipiente de saturación conectándolo de 5 a 10min a la línea de vacío.
- b. Abrir la válvula de saturación y permitir el paso del agua hacia el fondo de la membrana por una profundidad de 2cm; cerrar inmediatamente la válvula.
- c. Colocar arena a través del agua en el fondo de la membrana utilizando un compactador para obtener la densidad deseada hasta exactamente la profundidad bajo la superficie del agua.
- d. Abrir la válvula de saturación y permitir otros 2cm adicionales de agua entre la membrana; añadir nuevamente arena; repetir estas operaciones hasta que se complete el molde. Utilizar una pipeta y remover el exceso de agua que pueda permanecer.
- c. Colocar la piedra porosa saturada en la parte superior de la muestra.

#### Paso V

Colocar el cabezote superior o placa superior sobre la piedra porosa. Es posible que se necesite recubrir el perímetro de dicha placa con grasa de silicón para mejorar el sello. Desenrollar la membrana fuera del molde y sobre la placa superior y sellar a la placa con bandas de caucho rígido o sellos de aro. Utilizar un pequeño nivel para verificar la horizontalidad de la placa superior.

#### Paso VI

Conectar el tubo de la placa o cabezota superior a la línea de vacío en la base de la cámara y aplicar un vacío de 150 a 200mm de mercurio. Simultáneamente abrir la línea de saturación (de forma que no se vaya a disminuir la saturación de la muestra; observar si aparece más agua saliendo de la muestra que entrando hacia la muestra, si es así reducir el vacío). Cerrar la línea de saturación.

#### Paso VII

A continuación remover el molde de la muestra y examinar que no haya agujeros en la membrana ni filtraciones evidentes. Si se encuentra alguna, la muestra debe volverse a compactar usando una nueva membrana.

#### Paso VIII

Obtener cuatro mediciones de la altura separadas 90° aprox. y utilizar el valor promedio como el valor de la altura inicial de la muestra  $L_0$ . Tomar dos lecturas del diámetro separadas 90° en la parte superior, la mitad, y en la base de la muestra utilizando 2 calibradores. Tomar estas medidas con una precisión de 1mm.





Calcular el diámetro promedio para la muestra a cada altura y calcular un diámetro promedio final de la siguiente donde  $d_1$  es el diámetro promedio basado en las dos medidas superiores, etc.

$$d_{av} = \frac{d_t + 2d_m + d_b}{4}$$

Calcular el valor correspondiente al área inicial de la muestra  $A_0$  utilizando el diámetro promedio recién calculado.

#### Paso IX

Colocar el cilindro de lucita sobre la base de la cámara, asegurándose que no haya granos en la base de manera que se pueda lograr un sellamiento completamente hermético. Colocar la cámara en la máquina de compresión y desplazarla hasta que se produzca un ligero contacto del pistón de carga y la barra de carga (o cruceta de la máquina de compresión).

#### Paso X

Aplicar una presión lateral predeterminada (preferiblemente en múltiplos de 10 kpa o 0.5 kg/cm<sup>2</sup> para facilitar los cálculos) utilizando aire comprimido u otro fluido (tal como una mezcla de agua y glicerina) y reducir simultáneamente el vacío en el interior de la muestra a cero. Es oportuno decir que en ensayos de larga duración la membrana de caucho permitirá eventualmente filtraciones independientemente del tipo de fluido utilizado en la cámara. Estas filtraciones pueden reducirse utilizando mezcla de agua con glicerina como fluido de cámara y dos membranas con grasa de silicón entre ellas rodeando la muestra.

#### Paso XI

Si se desea medir el cambio de volumen para detectar el final de la consolidación, se debe conectar la línea de saturación a la bureta de cambio de volumen. Hacer una gráfica de cambio de volumen contra el tiempo permite determinar cuando se ha casi completado la consolidación. El final aproximado de la consolidación puede obtenerse controlando el deformímetro de flexión y cuando la muestra termine de acortarse, la consolidación estará muy cerca de su culminación.

#### Paso XII

Tan pronto se termina la consolidación, desconectar el indicador de cero de la presión de poros a la válvula de salida de la línea de saturación y observar la posición estacionaria del indicador de cero.





### Paso XIII

Cuando se aplicó la presión a la cámara, se pudo observar que el indicador de carga señalaba una fuerza hacia arriba debida a la diferencia entre el peso de la varilla del pistón y la fuerza que hace la presión de la cámara al actuar sobre la base del pistón. Ajustar cuidadosamente la cámara triaxial hasta que se produzca nuevamente el contacto entre el pistón y el cabezote en la parte superior de la muestra y en ese momento regresar o volver a cuadrar el cero en el indicador de carga (deformímetro de carga). Este paso permite la lectura directa de la carga desviadora y unos cálculos mucho más sencillos.

En este momento debe abrirse otra línea de salida de la muestra si se piensa hacer un ensayo "drenado".

### Paso XIV

Colocar el deformímetro de carátula (con precisión de 0.01mm por división) a la máquina de forma que se pueda obtener la deformación de la muestra. Cuadrar el deformímetro en cero; comprimir manualmente y soltar varias veces el pistón, observar la lectura de cero en el deformímetro de carga. Verificar el manómetro de presión de la cámara. Verificar el indicador de cero.

### Paso XV

Fijar el control de la máquina de compresión y tomar lecturas simultáneas del deformímetro de carga y el deformímetro de desplazamiento y de la lectura de presión de poros en el manómetro de presión de poros. Se deberá mantener el manómetro de presión de poros activado, observando el indicador de cero y añadiendo agua a través del cilindro hidráulico para mantener la columna de mercurio en su posición inicial.

En general, para muestras entre 63 y 100mm de diámetro, se pueden tomar lecturas de deformación cada 0.5mm de deformación (50 divisiones del deformímetro de 0.01mm de rango). Tomar lecturas hasta que la carga se vuelva constante y luego caiga o hasta ligeramente después de alcanzar un 20% estimado de deformación unitaria. Si esto produce un número demasiado grande de lecturas de carga-deformación, hacer los cálculos sobre suficientes lecturas, para definir adecuadamente la curva de esfuerzo-deformación y su valor pico. Asegurarse de controlar el manómetro de presión de la cámara durante todo el ensayo, y no permitir la variación en la presión de la cámara en más de 0.005 kg/cm<sup>2</sup>.

### Paso XVI

Después de fallar la muestra, apagar la máquina de compresión, remover la carga sobre la muestra, y liberar gradualmente la presión de la cámara de forma que el indicador de cero no pierda mercurio.



## Paso XVII

Quitar el cilindro de lucita y la muestra ensayada. Preparar un nuevo espécimen a la misma densidad aproximada (dentro de un rango de 0.2 a 0.4 kN/m<sup>3</sup>) y hacer dos ensayos adicionales. Esto completa el trabajo de laboratorio para un suelo no cohesivo.

### II.1.4.3. Triaxial para suelo cohesivo

#### Paso I

Preparar dos o tres muestras de tubo con relaciones L/d adecuadas entre 2.2 y 2.5. Es posible tener que utilizar un aparato para moldear las muestras en caso de necesitarlas de un diámetro inferior a las muestras de tubo.

En forma alternativa, se pueden compactar tres o cuatro muestras a un contenido de humedad dado, con un esfuerzo de compactación determinado utilizando el aparato de compactación Harvard miniatura. Este procedimiento permite moldear muestras de aprox. 36mm de diámetro. Estas muestras posiblemente no están saturadas; sin embargo, y como se desea trabajar con muestras saturadas, podría ser necesario la utilización de muestras de tubo.

#### Paso II

Para las muestras que han sido preparadas, obtener cuatro mediciones de altura separadas 90° aprox. y utilizar el valor promedio como altura inicial de la muestra L<sub>0</sub>. Tomar dos lecturas de diámetro separadas 90° en la parte superior, a media altura, u en la base de la muestra utilizando dos calibradores. Tomar estas medidas con una precisión de 1mm. Calcular el promedio de la muestra en cada localización y calcular el promedio global de la muestra como:

$$d_{av} = \frac{d_t + 2d_m + d_b}{4}$$

donde dt es el diámetro promedio basado en las dos medidas superiores, etc. Calcular el valor correspondiente del área inicial de la muestra A<sub>0</sub> utilizando el d<sub>av</sub> de la ecuación.

#### Paso III

Utilizar el expansor de membrana y la membrana adecuados para la muestra e introducir la membrana suavemente dentro del expansor, doblando los extremos de la membrana sobre los bordes del expansor. Si no hay filtraciones, la membrana formará una piel suave en la parte inferior del expansor cuando se le aplique vacío. Puede ser necesario colocar pequeñas tiras de papel de filtro entre



la membrana y las paredes del expansor para lograr una eficiencia mayor en el vacío cuando se esté expandiendo la membrana antes del paso siguiente.

#### Paso IV

Dependiendo de la muestra, lubricar ligeramente la membrana con vaselina de petróleo, empolvarla con polvo de teflón (sustancia inerte) o como último recurso, humedecerla con agua para facilitar la colocación de la muestra dentro de la membrana.

#### Paso V

Cortar tiras delgadas de papel de filtro (por lo menos cuatro) suficientemente largas para fijarlas bajo la piedra porosa correspondiente al cabezote inferior y extenderla por encima del expansor de la membrana cuando se haya colocado hasta la plataforma o cabezote inferior. Doblar las tiras sobre la membrana de caucho y ajustar las inferiores con una banda rígida de caucho o similar. Asegurarse de que la piedra porosa se encuentre saturada.

Insertar la muestra dentro de la membrana y asentarla sobre la piedra porosa inferior. Soltar el vacío de la membrana y desenrollar la parte inferior hacia la membrana y sellarla con las bandas rígidas de caucho correspondientes. Engrasar con silicona el perímetro de la plataforma si se necesita mejorar el sellamiento en este punto. Colocar la piedra porosa superior saturada, doblar las tiras de papel entre la piedra porosa y la base o cabezote superior, y a continuación sentar dicho cabezote. Utilizar el mismo procedimiento para el cabezote inferior.

#### Paso VI

Conectar la línea del cabezote superior a la línea de vacío sin aplicar vacío aún. Saturar todas las líneas que entren o salgan de la muestra; a continuación cerrar la línea de la plataforma superior. Conectar la línea de saturación al indicador de cero de la presión de poros.

#### Paso VII

Colocar la cápsula de lucita en la cámara y montar la cámara en la máquina de compresión. Colocar en contacto la varilla de carga con el pistón de carga hasta que el deformímetro de carga enseñe una pequeña cantidad de carga.

#### Paso VIII

Aplicar parte del incremento de carga de cámara de  $\sigma_3$  y observar la presión de poros. Hacer esto por lo menos dos veces y calcular el coeficiente B para determinar si la muestra se encuentra saturada. Si es necesario observar el cambio de volumen, desconectar el indicador de cero y conectar la bureta de cambio de volumen.





## Paso IX

Aplicar el valor total de  $\sigma_3$  y observar el cambio de volumen de la bureta. Hacer una curva de cambio de volumen contra tiempo transcurrido. Cuando el gráfico semilogarítmico se parezca al ensayo de consolidación, la consolidación de la muestra puede darse por concluida. A continuación reconectar el indicador de cero. Debe notarse que el propósito de las tiras de papel de filtro es aligerar el proceso de consolidación.

A partir de este punto se seguirán los pasos 13 a 18 del procedimiento anterior.

### II.1.4.4. Consolidación

#### Paso I

Moldear cuidadosamente una muestra dentro de un anillo de consolidación. Pesar la muestra y determinar la altura  $H_1$  y el diámetro de la muestra. Después de moldear la muestra a las dimensiones nominales, registrar su espesor con una precisión de 0.001mm, es decir, 20.00mm u otra dimensión.

#### Paso II

Colocar cuidadosamente la muestra de suelo en el consolidómetro con una piedra porosa saturada colocada sobre cada cara. Asegurarse de que las piedras porosas entren en el anillo de forma que el ensayo pueda avanzar satisfactoriamente.

Colocar el consolidómetro en el aparato de carga y ajustar el deformímetro de carátula; recordar que debe permitirse una posible compresión de la muestra de 4 a 12 mm.

Aplicar una carga de inicialización de 5 (para suelos blandos), a 10 (para suelos firmes) KPa. Verificar nuevamente que las piedras porosas no se apoyen sobre el anillo. Colocar el deformímetro de carátula en 0 (dejar esta carga de inicialización sobre el suelo).

#### Paso III

En el momento conveniente, aplicar el primer incremento de carga (carga adicional suficiente para desarrollar el primer incremento de carga) y simultáneamente tomar lectura de deformación a tiempos transcurridos de 0.25, 0.50, 1, 2, 4, 8, 15, 39, 60, 120min, a continuación por ejemplo 4, 8, 16 horas.

#### Paso IV

Continuar cambiando cargas tomando lecturas de deformación contra tiempo







transcurrido a través de todo el rango de cargas del consolidómetro (o hasta que arbitrariamente se determine)

#### Paso V

Colocar la muestra (incluyendo todas las partículas que se hayan exprimido fuera del anillo) en el horno al final del experimento para encontrar el peso de los sólidos  $W_s$  y lograr el cálculo del volumen final de agua  $V_{wf}$ .

## II.2. ENSAYES DE LABORATORIO

Los trabajos de laboratorio efectuados sobre las muestras alteradas e inalteradas obtenidas de la exploración del suelo consistieron básicamente en lo siguiente:

Primeramente se precedió a realizar una clasificación visual y al tacto de cada una de las muestras, con lo cual se determinaron algunas características físicas del suelo, como son: color, textura, olor, movilidad del agua por agitado (dilatancia), tenacidad y resistencia tanto en estado natural como en estado seco.

Posteriormente se determinó el contenido de humedad natural ( $w$ ) de cada una de las muestras recuperadas; así mismo, de las muestras de material inalterado recuperadas de la exploración, se determinó el peso específico de la masa del suelo, por medio del principio de Arquímedes.

Con el objeto de establecer las características de plasticidad, se hizo pasar al material por la malla No. 4 para que con él se obtuvieran las propiedades índice de plasticidad del suelo: límite líquido y límite plástico, utilizando el método y dispositivos estandarizados por A. Casagrande.

Se realizó la separación por tamaños de las partículas sólidas que constituyen al suelo, con el fin de determinar su curva de composición granulométrica y sus coeficientes de gradación, para lo cual se realizaron ensayos mecánicos por cribado en los suelos gruesos, en tanto que en los suelos de apariencia más finas se realizaron ensayos de lavado. Con los porcentajes de las partículas que constituyen al suelo y sus propiedades de plasticidad se clasificó a estos, de acuerdo al Sistema Unificado de Clasificación de Suelos (S.U.C.S.).

Adicionalmente se determinó la densidad de sólidos ( $S_s$ ), relación gravimétrica que se utilizó posteriormente para involucrarla con las relaciones volumétricas del suelo y establecer así propiedades como la relación de vacíos, grado de saturación y peso específico.

Tomando en cuenta las condiciones del suelo, las propiedades mecánicas de resistencia se determinaron en el laboratorio a través de pruebas de compresión triaxial no consolidada no drenada TXUU, para lo que se labraron probetas cilíndricas de aproximadamente 9 cm de altura y 3.5 cm de diámetro, las cuales se sometieron a carga axial hasta la falla dándoles un confinamiento lateral que





representa las condiciones de presión a las que se encuentra sujeto el suelo en estudio en su estado natural. Con los resultados arrojados en los ensayos de laboratorio se determinaron las curvas esfuerzo-deformación, los círculos de Mohr y a través de ellos los parámetros de resistencia al corte del suelo, como son el ángulo de fricción interna del material, cohesión aparente y módulo de elasticidad del material.

En el anexo (B.2) se presentan los resultados obtenidos en laboratorio de cada uno de los ensayos realizados a las muestras recuperadas durante la exploración de suelos.

### **CAPITULO III. DEFINICIÓN DEL MODELO MECÁNICO DEL SUELO**

#### **III.1. CONFIGURACIÓN ESTRATIGRÁFICA**

La estratigrafía encontrada en el sitio con base a las observaciones hechas durante la exploración de suelos y en los resultados arrojados por los trabajos de laboratorio se muestra en los anexos (B.7). En dichos perfiles se muestran con detalle las propiedades índice y mecánicas de los estratos identificados.

De 0.00 m a 1.20 m se encontró una losa de concreto simple precedida por materiales de relleno conformados por suelos del lugar con pedacería de tabique rojo recocido, basura y materia orgánica.

De 1.20 m a 2.40 m se identificó un limo arcilloso de media plasticidad con arenas finas, de color negro en una matriz de consistencia media a blanda.

De 2.40 m a 5.80 m se cuenta con un depósito de arcillas con limos de alta plasticidad con intercalaciones de arena media pumítica a 3.20 m de profundidad, de color gris claro; en una matriz de consistencia media a firme y de mediana compresibilidad, con un número de golpes promedio registrados en el ensayo de penetración estándar de 18.

De 5.80 m a 15.60 m de profundidad se encontró un depósito de arcilla con limos de alta plasticidad, de alta compresibilidad y algunas arenas finas, de color gris verdoso, de consistencia blanda a muy blanda y de muy alta compresibilidad, registrando que el penetrómetro entro por 2 golpes promedio sus 30 cm intermedios.

De 15.60 m a 20.00 m de profundidad se encontró una serie de depósitos de limos de alta plasticidad con arcillas de alta compresibilidad, de color gris verdoso, de consistencia blanda a media, registrando un número de golpes en el ensayo de penetración estándar promedio de 6.





### III.2. DEFINICIÓN DE PROPIEDADES

En la siguiente tabla se presenta un resumen de las propiedades del material que constituye a los suelos encontrados en el sitio de estudio.

Profundidad	SUCS	W %	$\gamma$ ton/m <sup>3</sup>	Cu ton/m	$\phi$	$\sigma$	Cc	Cr
0.00-1.20	RELLENO	30	1.50	2.40	14	1.05	0.149	0.07
1.20-2.40	MH	65	1.45			0.80	1.539	1.156
2.40-5.80	CL-ML	59	1.65	1.00	4	0.85	3.565	1.030
5.80-15.60	CH	220	1.30					
15.60-16.80	MH	120	1.35	3.00	0.0	0.55	2.30	0.60
16.80-20.00	CH	180	1.20					

Donde:

- W Contenido natural de agua
- $\gamma$  Peso específico del suelo
- Cu Cohesión del suelo (resistencia no drenada)
- $\phi$  Angulo de fricción interna
- $\sigma$  Carga de preconsolidación del suelo
- Cc Modulo de compresión del suelo
- Cr Modulo de recompresión del suelo

### III.3. PRESIONES HIDROSTÁTICAS

Según el sondeo realizado, el nivel de aguas freáticas se encontró a la profundidad de 2.60 m con respecto al nivel de piso terminado de la construcción existente.

## CAPITULO IV. DISEÑO GEOTÉCNICO

### IV.1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO MECÁNICO

En el análisis geotécnico de la cimentación inició con la obtención de la capacidad de carga admisible del suelo de apoyo de la cimentación, para lo cual se consideró que la cimentación que mejor puede interactuar entre las estructuras en proyecto y las condiciones mecánicas de los suelos en el sitio es por medio de cajones de concreto armado de cimentación parcialmente compensados, desplantados sobre el suelo natural que se localiza por debajo de los 2.60 m de profundidad.

El cajón de cimentación estará formado por contratraves y losas de contacto planas de concreto reforzado; se desplantarán a una profundidad de 2.60 m, que será medido con respecto al nivel de banquetta o nivel más bajo dentro del predio.





Se recomienda que la estructura sea construida con materiales aligerados para evitar incrementos de presión mayores a los considerados y no esperar hundimientos mayores a los estimados.

## IV.2. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE A CONDICIÓN ESTÁTICA

Para la obtención de la capacidad de carga admisible del sistema suelo-cimentación de acuerdo al tipo de cimentación propuesta, se consideró al suelo sobre el cual se pretende desplantar como arcillas con limos de alta plasticidad de consistencia media a firme y de mediana compresibilidad, de acuerdo a los resultados arrojados en la etapa de exploración y a los resultados obtenidos en laboratorio.

La capacidad de carga se obtuvo mediante la aplicación de la siguiente expresión:

$$q_{ADM} = c_U N_C F_R + p_V$$

Donde:

- $q_{ADM}$  Es la capacidad de carga admisible  
 $c_U$  Es la cohesión aparente determinada en ensaye triaxial no consolidado-no drenado, (TXUU) del suelo de apoyo a la cimentación (2.4 ton/m<sup>2</sup>).  
 $F_R$  Es el factor de resistencia igual a 0.35 (NTCDCC Sección 3.2.a).  
 $p_V$  Es la presión vertical total a la profundidad de desplante por peso propio del suelo.  
 $N_C$  Es el coeficiente de capacidad de carga dado por:

$$N_C = 5.14(1 + 0.25D_f / B + 0.25B / L)$$

Para  $D_f/B < 2$  y  $B/L < 1$

Donde  $D_f$ , es la profundidad de desplante y  $L$  la longitud del cimient; en caso de que  $D_f/B$  y  $B/L$  no cumplan con las desigualdades anteriores, dichas relaciones se considerarán iguales a 2 y a 1, respectivamente.

Sustituyendo cada uno de los parámetros anteriormente descritos por sus valores correspondientes dentro de las expresiones, se obtuvieron varias capacidades de carga admisibles para distintas dimensiones y profundidades de desplante de la cimentación, mismas que se muestran en los anexos (B.3 y B.5.1); y en las cuales se optó por considerar la capacidad de carga de trabajo estática de la cimentación del orden de 9.30 ton/m<sup>2</sup> para el cuerpo 1 y 8.33 ton/m<sup>2</sup> para el cuerpo 2; desplantando la cimentación a una profundidad de 2.60 m.

## IV.3. REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA A CONDICIÓN ESTÁTICA

A continuación se presenta la revisión de la estabilidad de la cimentación propuesta desde el punto de vista geotécnico siguiendo el criterio establecido en el





Reglamento de Construcciones vigente para el Distrito Federal.

La revisión de la estabilidad del cajón de cimentación ante el estado límite de falla bajo condiciones estáticas, se hizo considerando la combinación de cargas permanentes mas cargas vivas con intensidad máxima, incluyendo el peso propio de la cimentación, afectadas por un factor de carga de 1.4, mediante el cumplimiento de la siguiente desigualdad:

$$\frac{\Sigma F_V + F_C}{A} < q_{ADM}$$

Donde:

- $F_V$  Es la suma de acciones verticales debidas a la combinación de cargas permanentes mas cargas vivas con intensidad máxima, más el peso de la cimentación menos el peso del material desalojado.
- $F_C$  Es el factor de carga, adimensional e igual a 1.4 (NTCCADEE 3.4.a).
- $A$  Es el área de cimentación.
- $q_{ADM}$  Es la capacidad de carga admisible.

Ver anexos (A.7.1, A.7.2, B.5.1)

#### IV.4. CAPACIDAD DE CARGA ADMISIBLE A CONDICIÓN DINÁMICA

Para determinar la capacidad del suelo a condición dinámica se hizo cumpliendo la desigualdad siguiente:

$$Q' = Q_{ULT} * FR_S$$

- $Q'$  Es la capacidad de carga última de la cimentación propuesta para condiciones estáticas.
- $FR_S$  Es el factor de reducción por sismo, igual a:

$$FR_S = 1 - \frac{0.12 * c_s * d' * F_C * \gamma}{F_R * C}$$

- $c_s$  Es la fracción de la componente horizontal de la aceleración sísmica, igual a la cuarta parte del coeficiente sísmico de la zona (0.10).
- $d'$  Es el espesor efectivo de la masa de suelo potencialmente vibrante.
- $\gamma$  Es el peso específico del suelo bajo la zona de influencia de esfuerzos de la cimentación.
- $F_R$  Es el factor de resistencia igual a 0.70 (NTCDCC Sección 3.2.b).
- $F_C$  Es el factor de carga igual a 1.10 (NTCCADEE 3.4.b).
- $C$  Cohesión del suelo.

Se obtuvieron varias capacidades de carga admisibles para distintas dimensiones y profundidades de desplante de la cimentación, mismas que se muestran en los





anexos (A.8.1, A.8.2, B.4.2 y B.5.2); y en las cuales se optó por considerar la capacidad de carga dinámica de la cimentación del orden de 15.13 ton/m<sup>2</sup> para el cuerpo 1 y 14.58 ton/m<sup>2</sup> para el cuerpo 2; a una profundidad de 2.60 m.

#### IV.5. REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA A CONDICIÓN DINÁMICA

Se revisó que bajo condiciones dinámicas el incremento de esfuerzo aplicado con el cajón de cimentación, producido por el momento de volteo debido a sismo, no rebase la capacidad de carga última por cortante de los materiales de apoyo del cajón de cimentación, lo que asegura que las deformaciones del suelo bajo el esfuerzo resultante por sismo se mantengan dentro del rango elástico del comportamiento del material, no produciéndose por lo tanto deformaciones plásticas permanentes por efecto de los incrementos de esfuerzos aplicados al suelo por el cajón de cimentación durante el sismo.

La revisión al estado límite de falla en condiciones de trabajo para cargas dinámicas en cimentaciones someras desplantadas en suelos sensiblemente homogéneos, se verificará con el cumplimiento de la desigualdad siguiente para las distintas combinaciones posibles de acciones horizontales.

$$\frac{\Sigma Q^* F_c}{A_c} \leq Q'_{adm}$$

Donde:

$\Sigma Q^* F_c$  Es la suma de fuerzas verticales a tomar en cuenta en la combinación considerada (combinación de cargas muertas más cargas vivas instantáneas más cargas accidentales), afectada por su respectivo factor de carga.

$A_c$  Es la superficie de contacto de la cimentación que trabaja a compresión en m<sup>2</sup>.

$Q'_{adm}$  Es la capacidad de carga admisible de la cimentación propuesta para condiciones dinámicas.

#### IV.6. REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE SERVICIO

##### IV.6.1. Análisis de asentamientos

Se deberá verificar que los asentamientos esperados bajo la cimentación por efecto de las cargas de servicio a que estará sometida no exceda a los permisibles para el tipo de estructura en cuestión.

De acuerdo al tipo de material que se localizará por debajo del desplante de la cimentación, los asentamientos que presentará la cimentación serán producto de las deformaciones diferidas al tiempo por consolidación del suelo, las cuales se estimaron conforme a la siguiente desigualdad:





$$\Delta e = \frac{H}{1+e} C_c * \log \frac{\sigma_0 + \Delta \sigma}{\sigma_0}$$

- $\Delta e$  Es el asentamiento esperado bajo la cimentación (cm).  
 $C_c$  Modulo de deformación volumétrica del suelo o índice de compresión del suelo, obtenido de los ensayos de consolidación.  
 $H$  Espesor del estrato deformable (cm).  
 $e$  Es la relación de vacíos del suelo.  
 $\Delta \sigma$  Es el incremento de esfuerzos por las cargas inferidas al suelo.

Los asentamientos esperados bajo la cimentación del cuerpo 1 para las cargas efectivas de servicio que le transmitirá la estructura, con respecto a esto, el asentamiento máximo será de 15.0 cm bajo el centro de la losa fondo del cajón y 8 cm en la esquina de la misma; en tanto que para el cuerpo 2, serán del orden de 15.0 cm y 10.5 cm bajo el centro y las esquinas respectivamente. Ver anexo (B.6).

#### IV.6.2. Análisis geotécnico de la excavación

Se definió el criterio de análisis de la excavación en la zona del lago por los siguientes mecanismos:

1. Falla general por el fondo
2. Falla del fondo por subpresión, y en caso de ser necesario
3. Falla por el empotramiento de la pata del muro.

##### IV.6.2.1. Revisión de falla de fondo general

El factor de seguridad se calcula mediante las expresiones:

$$(F.S.)_f = \frac{CNc + 2Hp/L}{\gamma He + p}$$

Donde:

- $C$  Es el valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla, hasta una profundidad igual a  $H_m + B$   
 $N_c$  Es el factor de estabilidad  
 $H_m$  Es la profundidad de desplante del muro  
 $H_p$  Es la longitud de la pata del muro  
 $B$  Es el ancho de la excavación  
 $L$  Es la longitud del tramo a excavar  
 $\gamma H_e$  Es la presión total inicial al nivel máximo de excavación  
 $p$  Es el valor de las presiones de carga en la superficie.







La ecuación anterior es valida para las siguientes condiciones:

$$(H_m/B) \leq 2.50 \quad \text{y} \quad (B/L) \leq 1$$

Para valores mayores, estas relaciones se consideran constantes e iguales a su límite superior.

El término  $2H_p/L$  toma en cuenta la influencia de la profundidad de la pata en la estabilidad del fondo; esta influencia debe despreciarse cuando  $H_p/L$  sea menor de 0.5.

Debe aclararse que la resistencia  $c$  corresponde al valor del esfuerzo cortante en al punto de fluencia plástica de la arcilla, determinando mediante pruebas no drenadas, triaxiales o de corte directo, con carga controlada.

Los factores de seguridad mínimos admisibles se presentan en la siguiente tabla. En caso de no satisfacer esos valores, será necesario limitar la longitud de avance de la excavación o aumentar la profundidad del muro milán; si estas medidas resultaran insuficientes o imprácticas, podrá recurrirse a la estabilización del fondo mediante abatimiento electrosmótico.

Mecanismo	Factores de Seguridad Mínimos (FS)	
a) Falla General de Fondo	$(FS)_f \geq 1.7$ $(FS)_f \geq 1.5$	Cuando existan edificios susceptibles de sufrir daños por asentamientos, en una distancia igual al ancho de la excavación. En los otros casos
b) Falla del fondo por subpresión	$(FS)_s \geq 1.3$	
c) Falla por empotramiento del muro de contención	$(FS)_p \geq 1.5$	
d) Falla del talud de avance o cabecero	$(FS)_t \geq 1.5$ $(FS)_t \geq 1.7$ $(FS)_t \geq 1.3$	Si el ciclo de excavación-colado de losa es menor de 48 horas. Si el ciclo de excavación colado es mayor de 48 horas. Si en el análisis de estabilidad se considera la pérdida gradual de resistencia de las arcillas con el tiempo y el efecto tridimensional (la cohesión a utilizar en los análisis valdrá $c' = 0.8c$ )





El análisis se realizó sin tomar en cuenta la existencia de una estructura de contención:

$$(F.S.)_f = \frac{CNc}{\gamma H_e + p}$$

C Es el valor medio de la resistencia al corte no drenada de la arcilla hasta una profundidad de  $H_m+B$ , pero no existe estructura de contención. Entonces para el análisis consideramos la profundidad de la cuña de falla.

En este análisis se consideró una profundidad de desplante  $D_f = 3.00$  m

$$C = 2.34 \text{ ton/m}^2.$$

$$N_c = 6.65$$

$$P_v = 4.07 \text{ ton/ m}^2.$$

$$P = 1.00 \text{ ton/ m}^2.$$

$$(F.S.)_f = \frac{(2.34)(6.65)}{4.07+1.00} = 3.07$$

El resultado anterior se compara con la tabla de factores de seguridad mínimos contra falla de la excavación.

En caso de que resulten admisibles los factores anteriores solamente utilizaremos bombeo de achique para la realización de la excavación contemplada.

#### IV.6.2.2. Revisión de falla de fondo por subpresión

El factor de seguridad contra falla del fondo por efecto de la subpresión ejercida en estratos de arena profundos se expresa mediante la relación:

$$(FS)_s = \frac{P+S}{U}$$

Donde:

P Es el peso saturado del prisma de suelo bajo el fondo.

S Es la fuerza cortante resistente en las caras verticales del prisma de fondo

U Es la fuerza total de subpresión en la base del prisma del fondo

Considerando las propiedades del suelo y la geometría de la excavación:

$$(FS)_s = \frac{\gamma h_f BL + 2c(Bh_f + Lh_p)}{\gamma_w h_w BL}$$





Donde:

- hf Es la distancia entre el fondo de la excavación y el estrato de arena  
 hp Es la distancia entre el nivel de desplante del muro y el estrato de arena  
 $\gamma_m$  Es el peso volumétrico del agua (1 ton/m<sup>3</sup>)  
 hw Es la altura piezométrica en el estrato de arena

En caso de que el fondo de la excavación sea de sección cuadrada, la ecuación anterior se simplifica.

$$(FS)_s = \frac{\gamma_f BL + 2c \frac{h_f + h_p}{B}}{\gamma_w h_w}$$

El factor de seguridad para subpresión deberá ser mayor que el valor señalado en la tabla "Factores de Seguridad Mínimos Contra Falla de la Excavación". En caso contrario, será indispensable abatir la presión hidráulica en las capas de arena profunda mediante bombeo.

Para el análisis de este factor de seguridad se toma la profundidad mayor de posible desplante de la cimentación incluyendo plantilla, sin tomar en cuenta la existencia de una estructura de contención para la protección de los taludes.

En este análisis se considera un Df = 3.60 m y tomando en cuenta la existencia de una plantilla Df = 3.70 m.

$$(FS)_s = \frac{\gamma_f BL + 2c \left( Bh_f + \overbrace{Lh_p}^0 \right)}{\gamma_w h_w BL}$$

- hf = 13.10 m  
 B = 6.40 m  
 L = 9.09 m  
 $\gamma_m$  = 1 ton/m<sup>3</sup>  
 hw = 14.20 m  
 c = 2.00

$$\gamma = \frac{1.35 * 1.10 + 1.3 * 0.90 + 1.39 * 2.10 + 1.30 * 5.70 + 1.28 * 3.30}{13.10} = 1.29 \text{ ton/m}^3$$





$$(FS)_s = \frac{1.29 * 13.10 * 6.40 * 9.09 + 2 * 2(6.40 * 13.10)}{1 * 14.20 * 6.40 * 9.09} = 1.60$$

(FS)<sub>s</sub> Se acepta.

## CAPITULO V. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

1. Los cálculos y análisis se realizaron con forme a un informe geotécnico previo que se obtuvo de exploración directa realizada en el sitio de estudio, la cual consistió en la ejecución de un sondeo exploratorio del tipo mixto a 20.0 m de profundidad, con muestreo continuo alterando con el método de penetración estándar y muestreo inalterado con tubo de pared delgada, así como de un pozo a cielo abierto a 3.0 m de profundidad. En las figuras anexas a esta tesis, se presentan los perfiles estratigráficos del suelo en el sitio de estudio, obtenidos por dichos sondeos, así como las propiedades geotécnicas del suelo.
2. El sitio de estudio se ubica en la zona de lago de la cuenca del Valle de México, y de acuerdo a esto el coeficiente sísmico para estructuras del tipo B es de 0.40.
3. El nivel superficial de agua se localizó a 2.60 m de profundidad con respecto al nivel de piso terminado de la estructura existente.
4. De acuerdo a la información obtenida de los trabajos de exploración y de los ensayos de laboratorio, así como el análisis de la presente tesis, se concluye lo siguiente:

Se construirá un cajón de cimentación de concreto armado con dimensiones mostradas en anexos; y por recomendaciones contractivas, la profundidad de desplante de la cimentación tanto para el cuerpo 1 como el cuerpo 2 será de 2.60 m de profundidad, con losa fondo y losa tapa 0.20 m y 0.10 m de espesor como mínimo respectivamente, rigidizada con contratabes de concreto armado de 0.20 m de espesor.

5. La capacidad de carga admisible de la cimentación propuesta será de 9.30 ton/m<sup>2</sup> para condición de carga estática bajo un factor de seguridad de 3, en tanto que a condición de carga dinámica, la capacidad de carga será de 15.13 ton/m<sup>2</sup>.
6. La cimentación propuesta para el apoyo de cada uno de los edificios son estables a los estados límites de falla a condición estática y dinámica con forme a los factores de seguridad establecidos en las Normas Técnicas Complementarias de Diseño y Construcción de Cimentaciones, para las cargas que transmitirán las estructuras en proyecto.



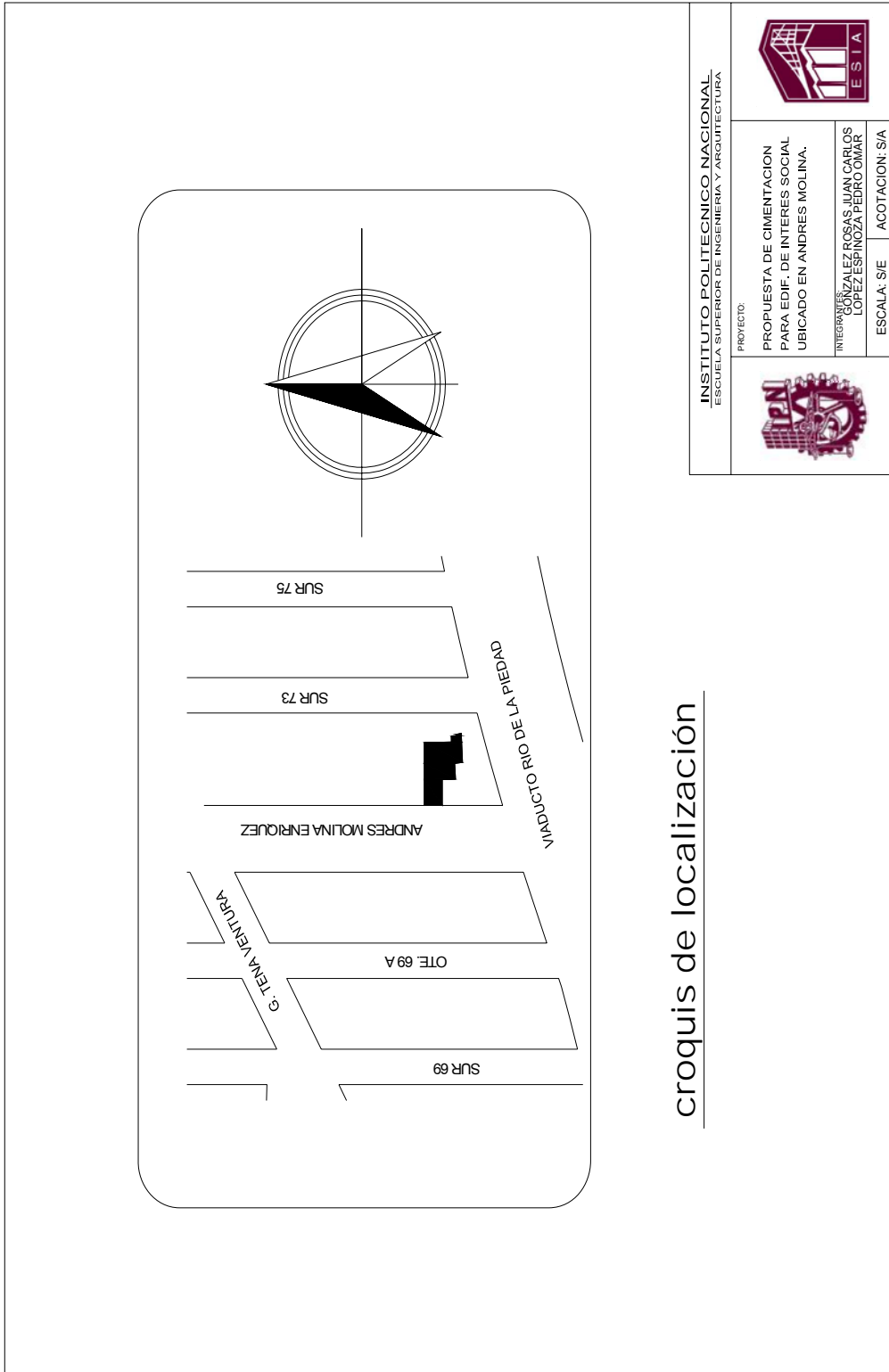


7. Los asentamientos que se presentarán bajo la cimentación por la deformación del suelo, serán del orden de los 15.0 cm de la losa fondo del cajón de cimentación.
8. El asentamiento diferencial no excederá a la distorsión admisible que puede presentar la cimentación en función a la rigidez de la estructura.
9. La excavación para alojar la cimentación podrá realizarse en una sola etapa de trabajo sin que se presente una falla general de fondo de la excavación.
10. La falla de fondo de la excavación por subpresión no se presentará, y los trabajos podrán ser realizados en seco colocando bombeo de achique durante el tiempo en que duren los trabajos de excavación y construcción de la cimentación.
11. Se recomienda el colocar una plantilla de concreto de 5 cm de espesor bajo el fondo de la cimentación.



## APÉNDICES

### A.1. LOCALIZACIÓN

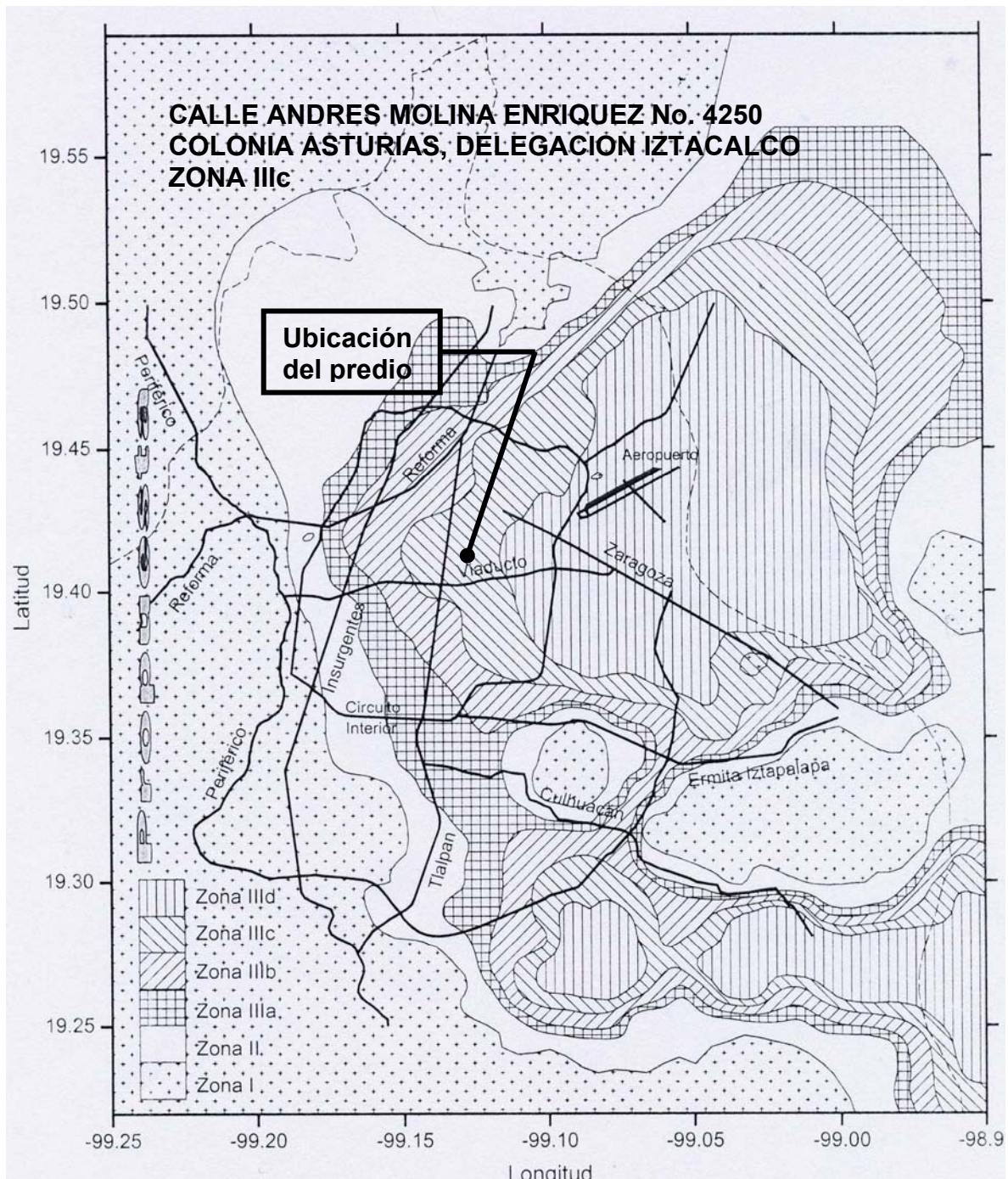


croquis de localización

	<b>INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL</b> ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA	
	PROYECTO: PROPUESTA DE CIMENTACION PARA EDIF. DE INTERES SOCIAL UBICADO EN ANDRES MOLINA.	
INTEGRANTES: GONZALEZ ROSAS JUAN CARLOS LOPEZ ESPINOZA PEDRO OMAR		ESCALA: S/E
		ACOTACION: S/A

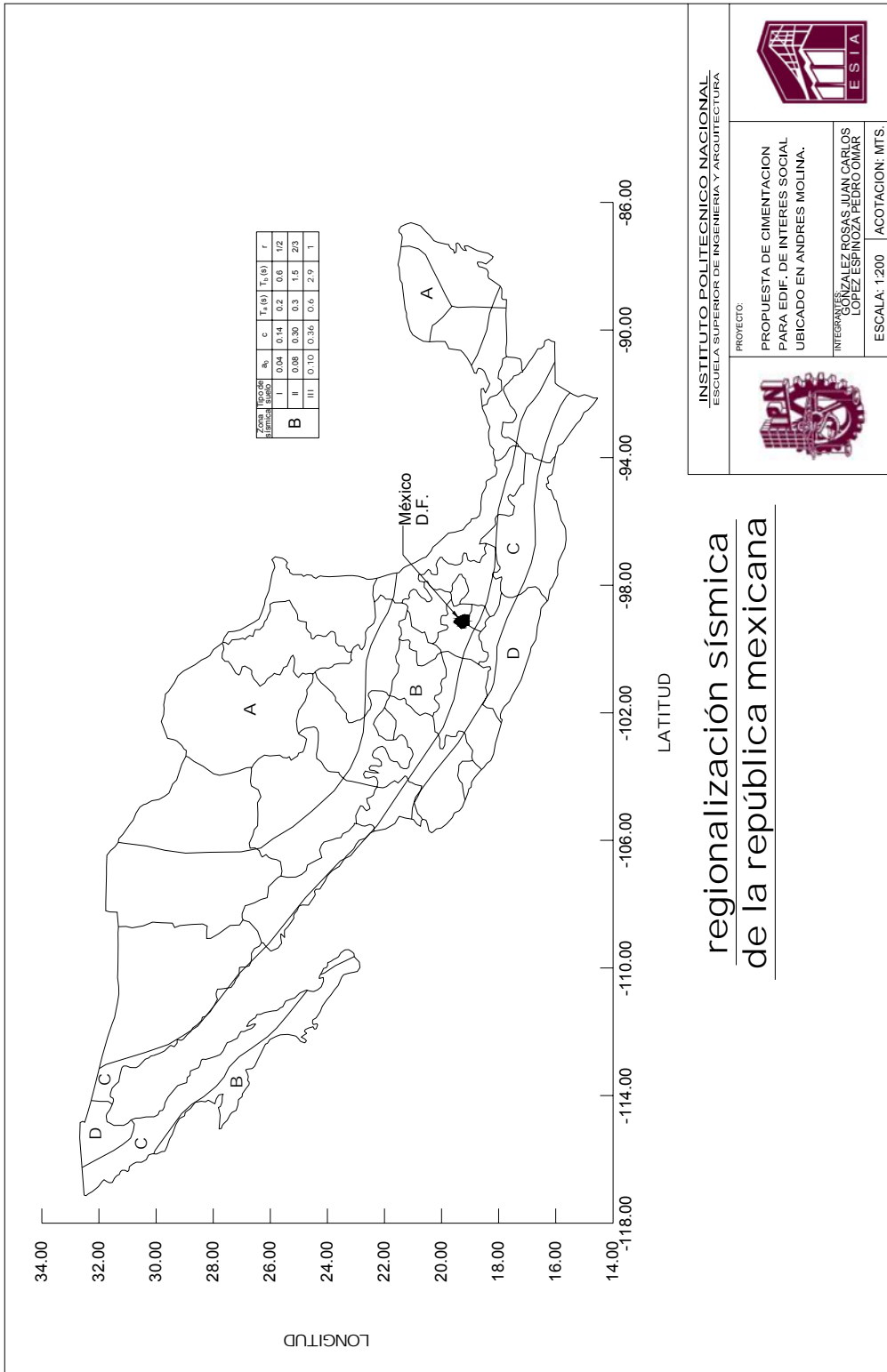


## A.2. ZONIFICACIÓN SÍSMICA DEL VALLE DE MÉXICO

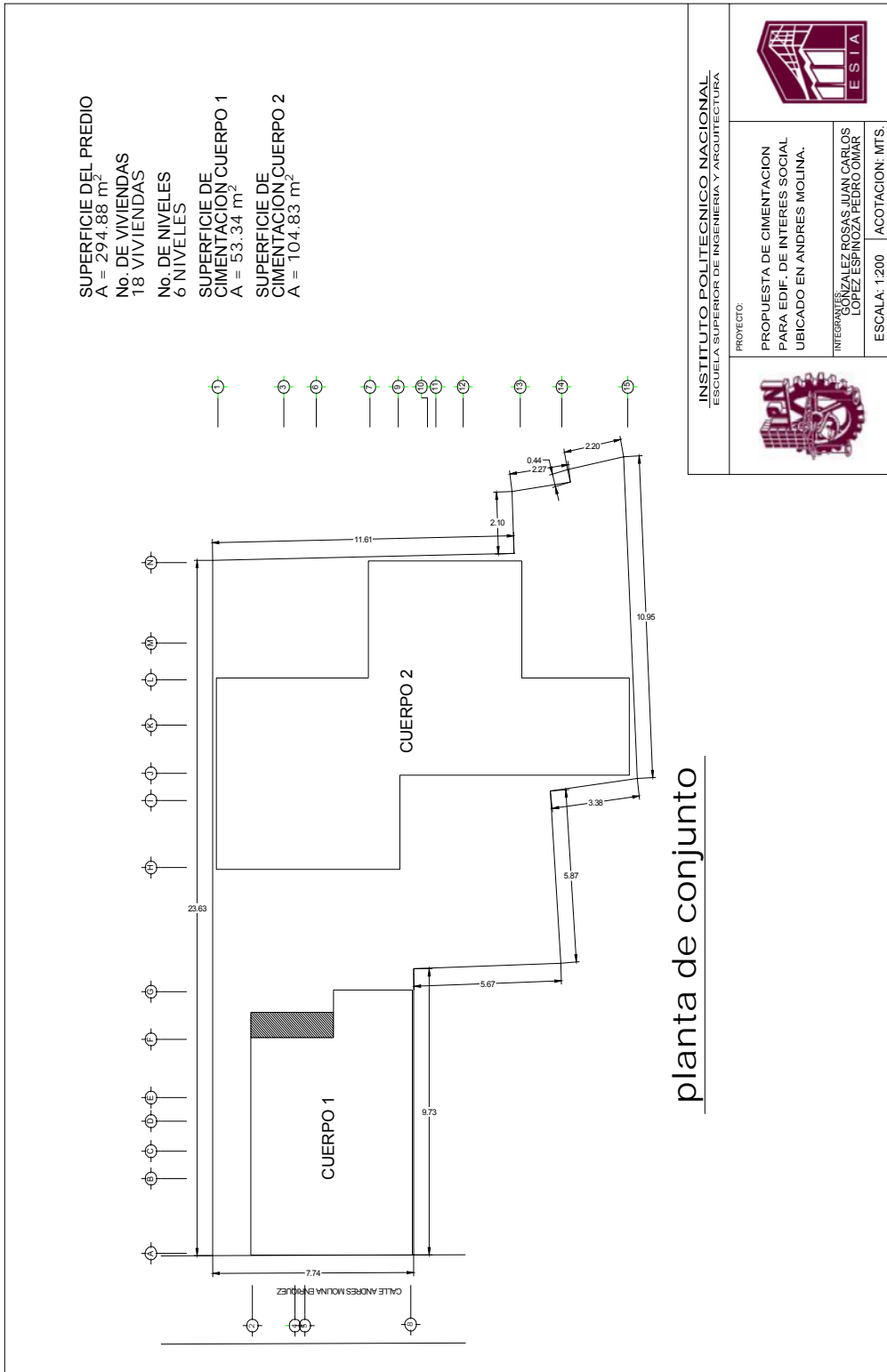




### A.3. REGIONALIZACIÓN SÍSMICA DE LA REPÚBLICA MEXICANA



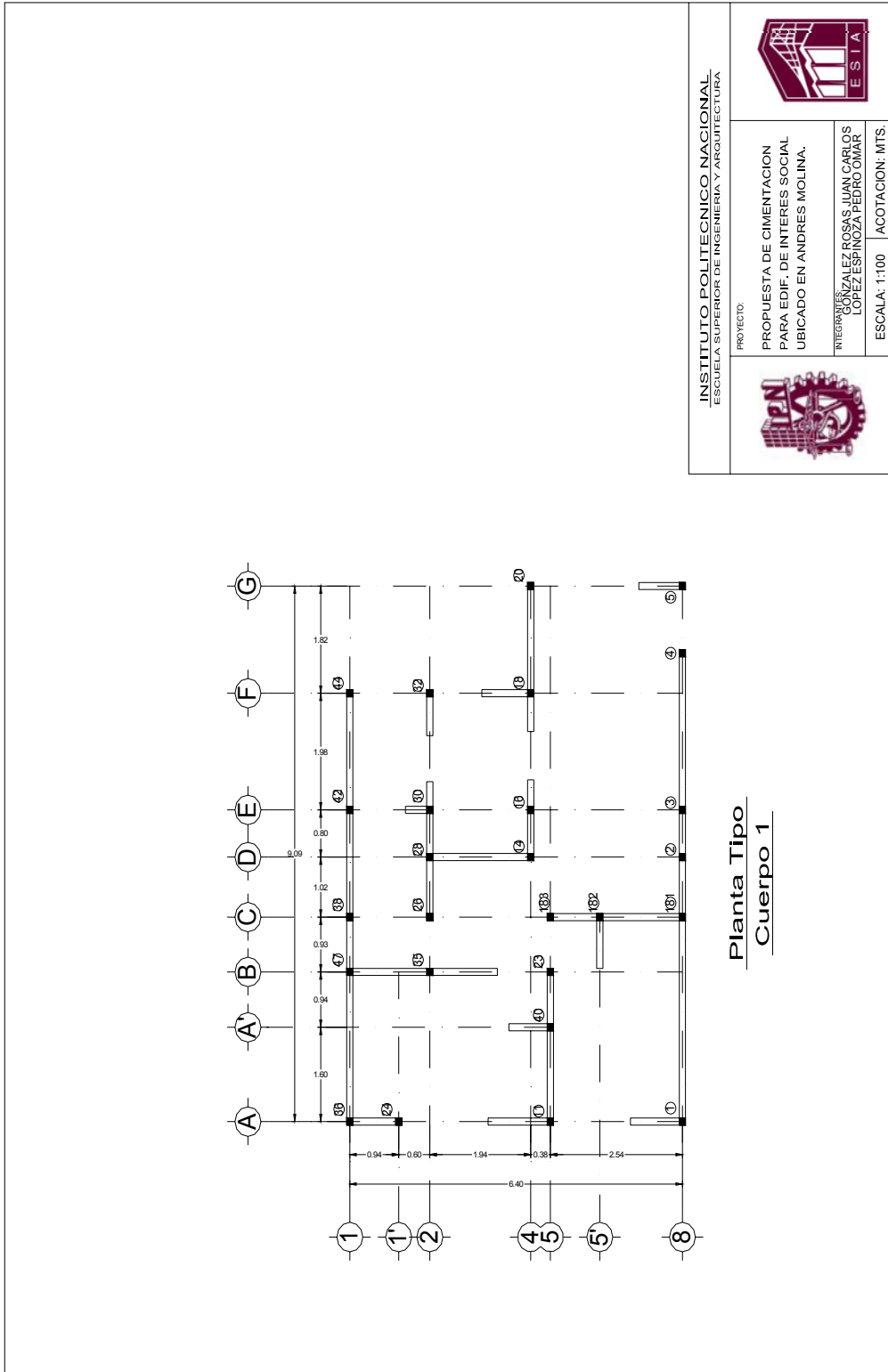
### A.4. PLANTA DE CONJUNTO



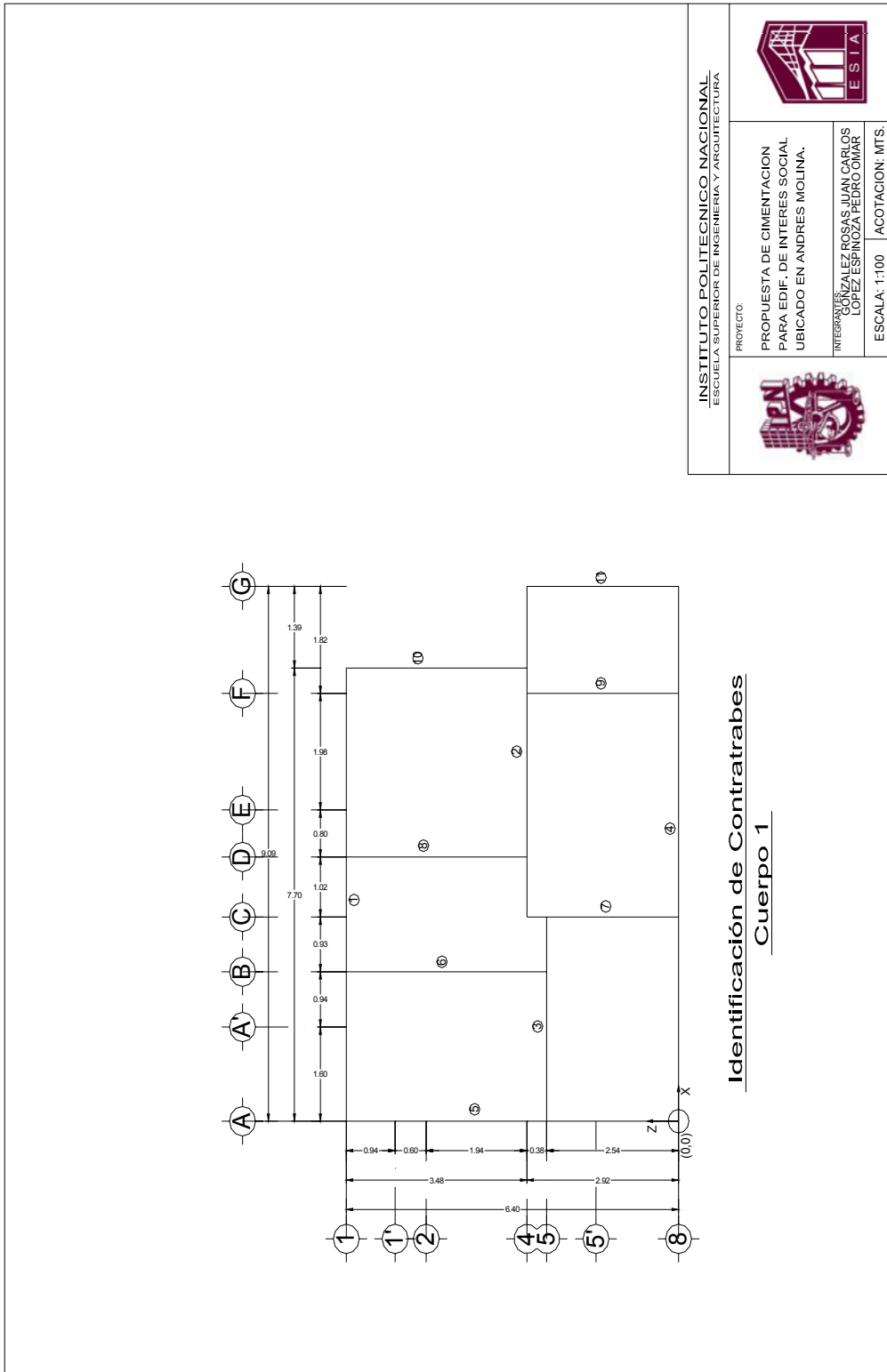


## A.5. PLANOS CUERPO 1

### A.5.1. PLANTA TIPO, CUERPO 1

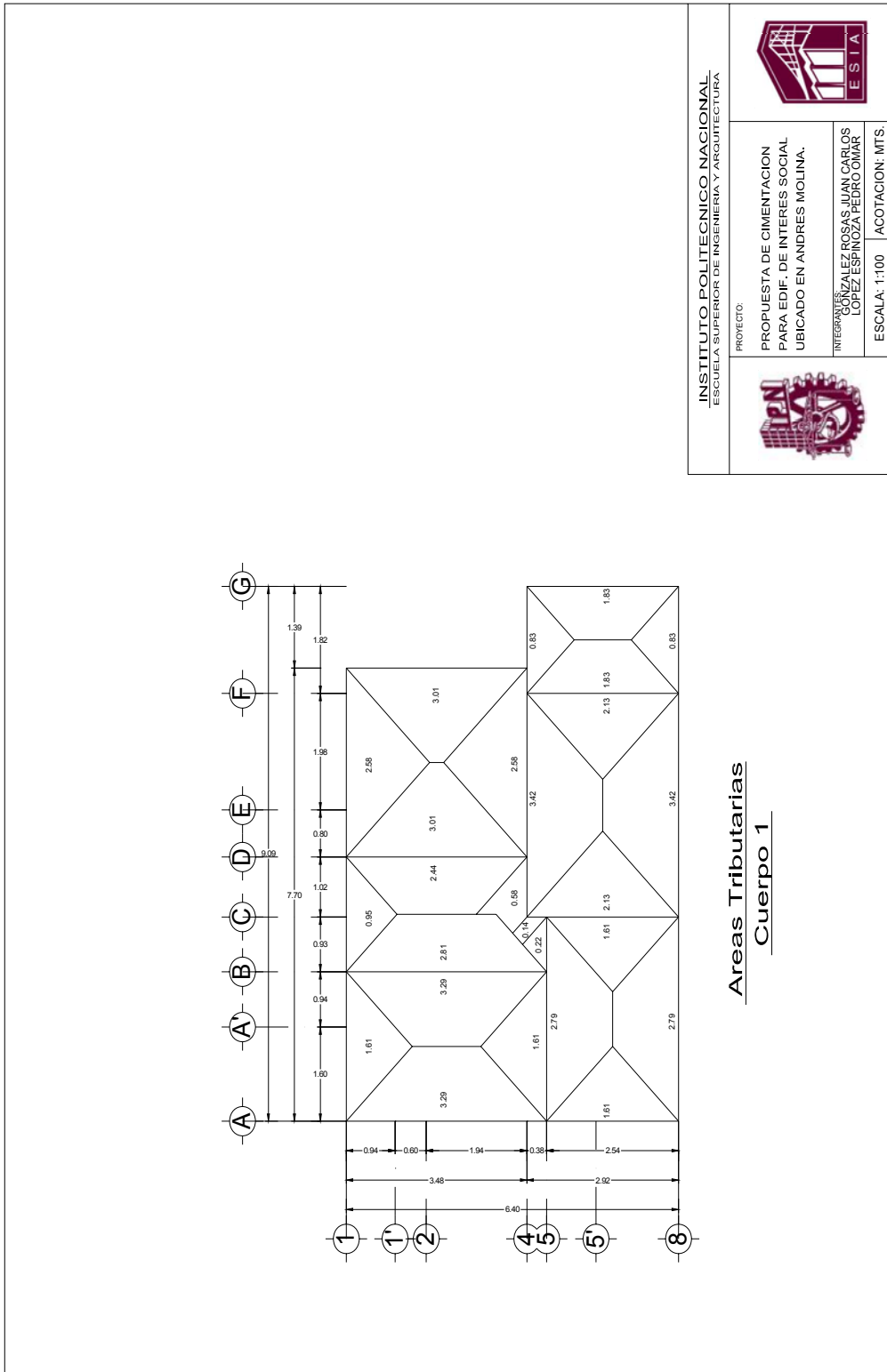


### A.5.2. IDENTIFICACIÓN DE CONTRATRABES

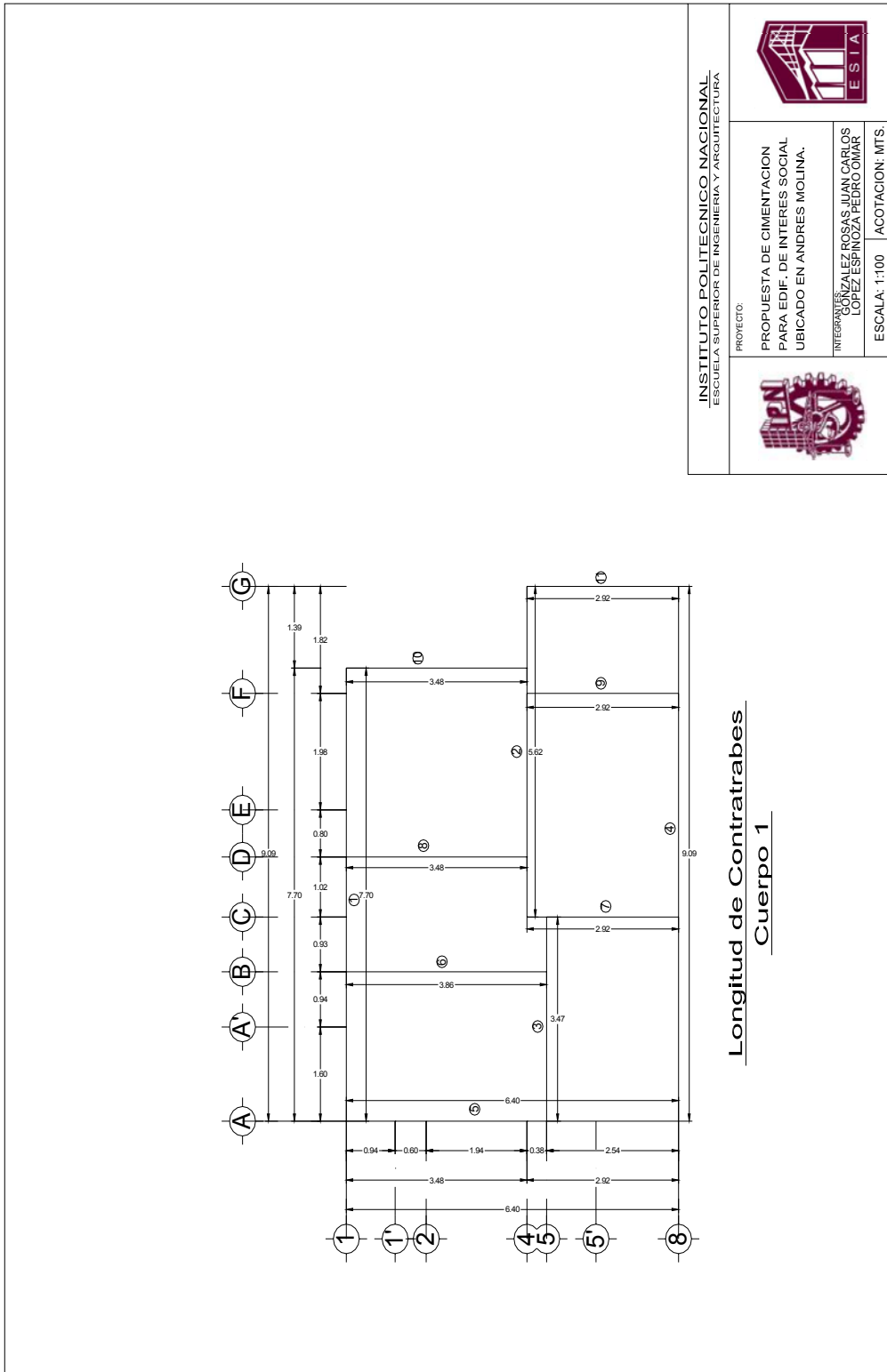




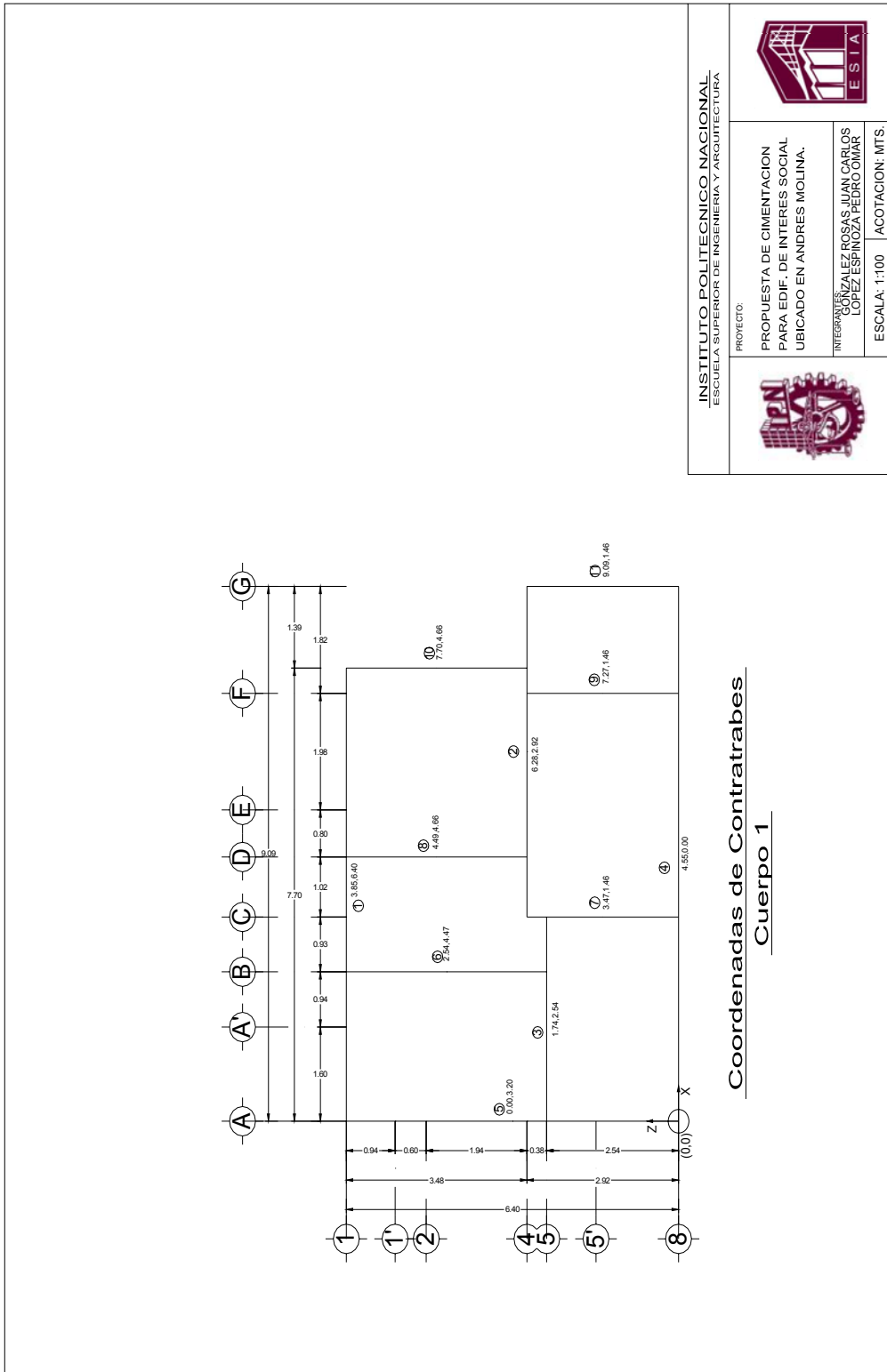
### A.5.3. ÁREAS TRIBUTARIAS



### A.5.4. LONGITUD DE CONTRATABES



### A.5.5. COORDENADAS DE CONTRATABES



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL  
 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

PROYECTO:  
 PROPUESTA DE CIMENTACION  
 PARA EDIF. DE INTERES SOCIAL  
 UBICADO EN ANDRES MOLINA.

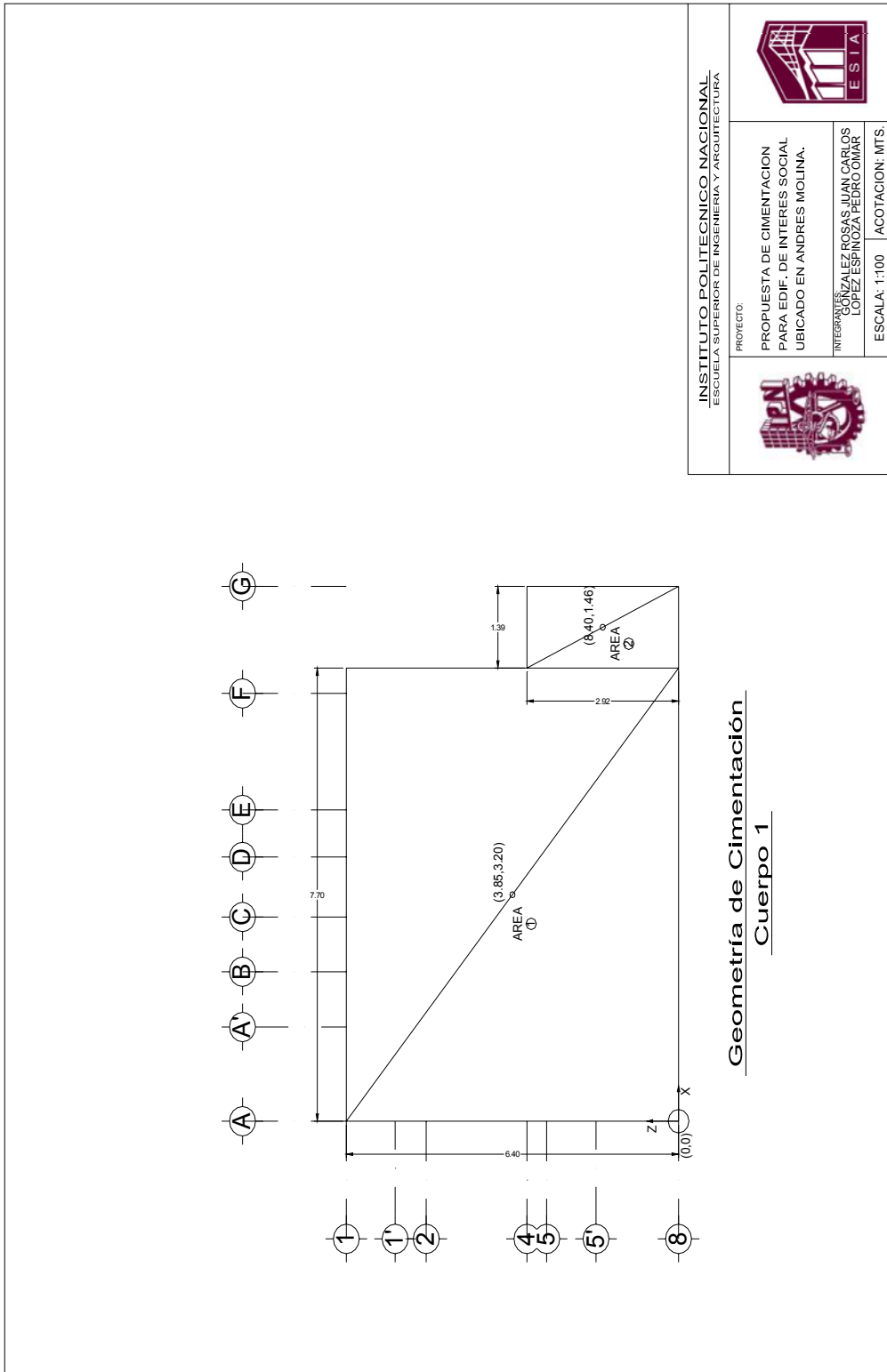
INTEGRANTES:  
 GONZALEZ ROSAS JUAN CARLOS  
 LOPEZ ESPINOZA PEDRO OIMAR

ESCALA: 1:100 | ACOTACION: MTS.





### A.5.6. GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN



INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL  
 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA



PROYECTO:  
 PROPUESTA DE CIMENTACION  
 PARA EDIF. DE INTERES SOCIAL  
 UBICADO EN ANDRES MOLINA.

INTEGRANTES:  
 GONZALEZ ROSAS JUAN CARLOS  
 LOPEZ ESPINOZA PEDRO OIMAR

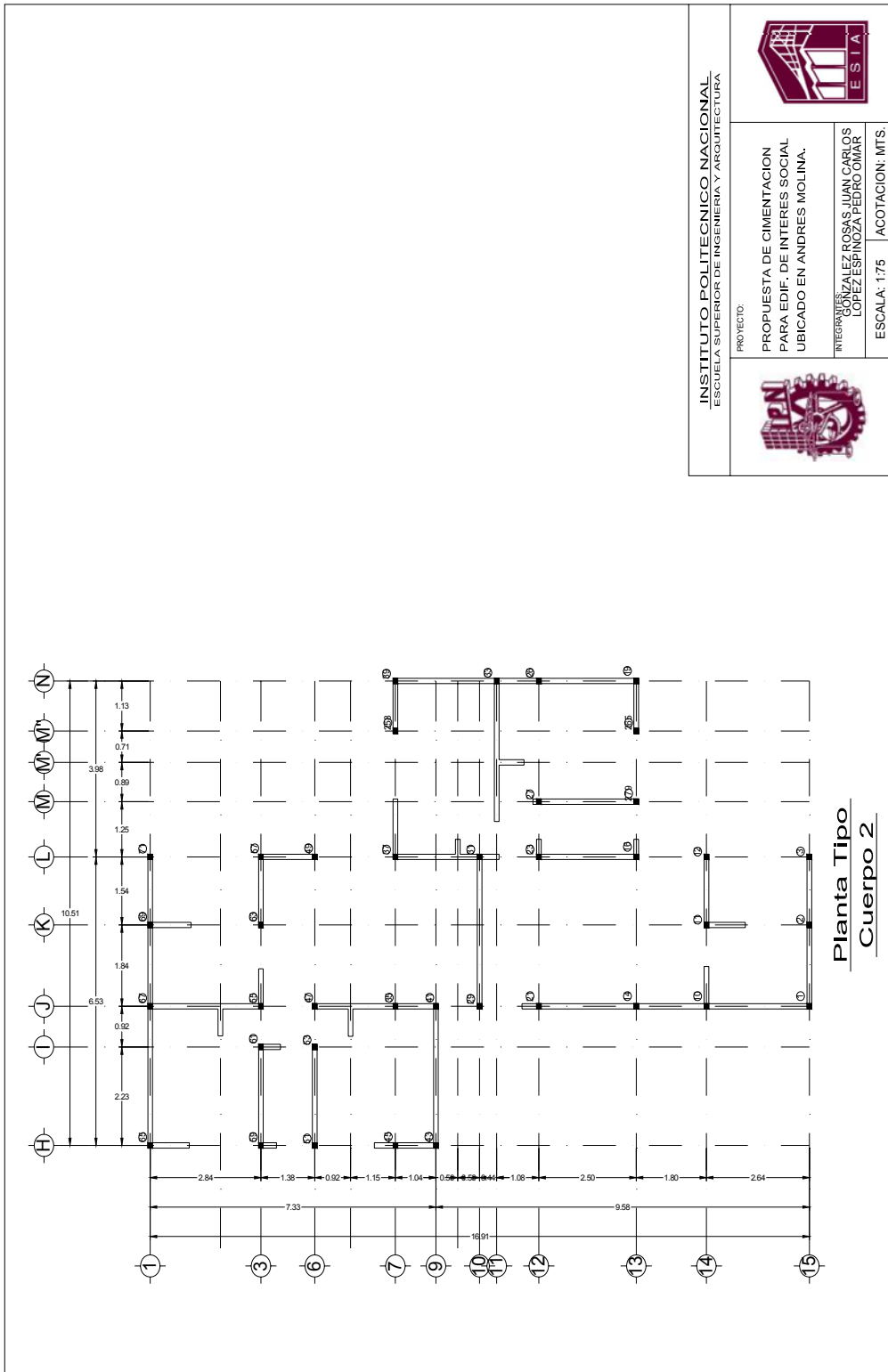
ESCALA: 1:100 | ACOTACION: MTS.





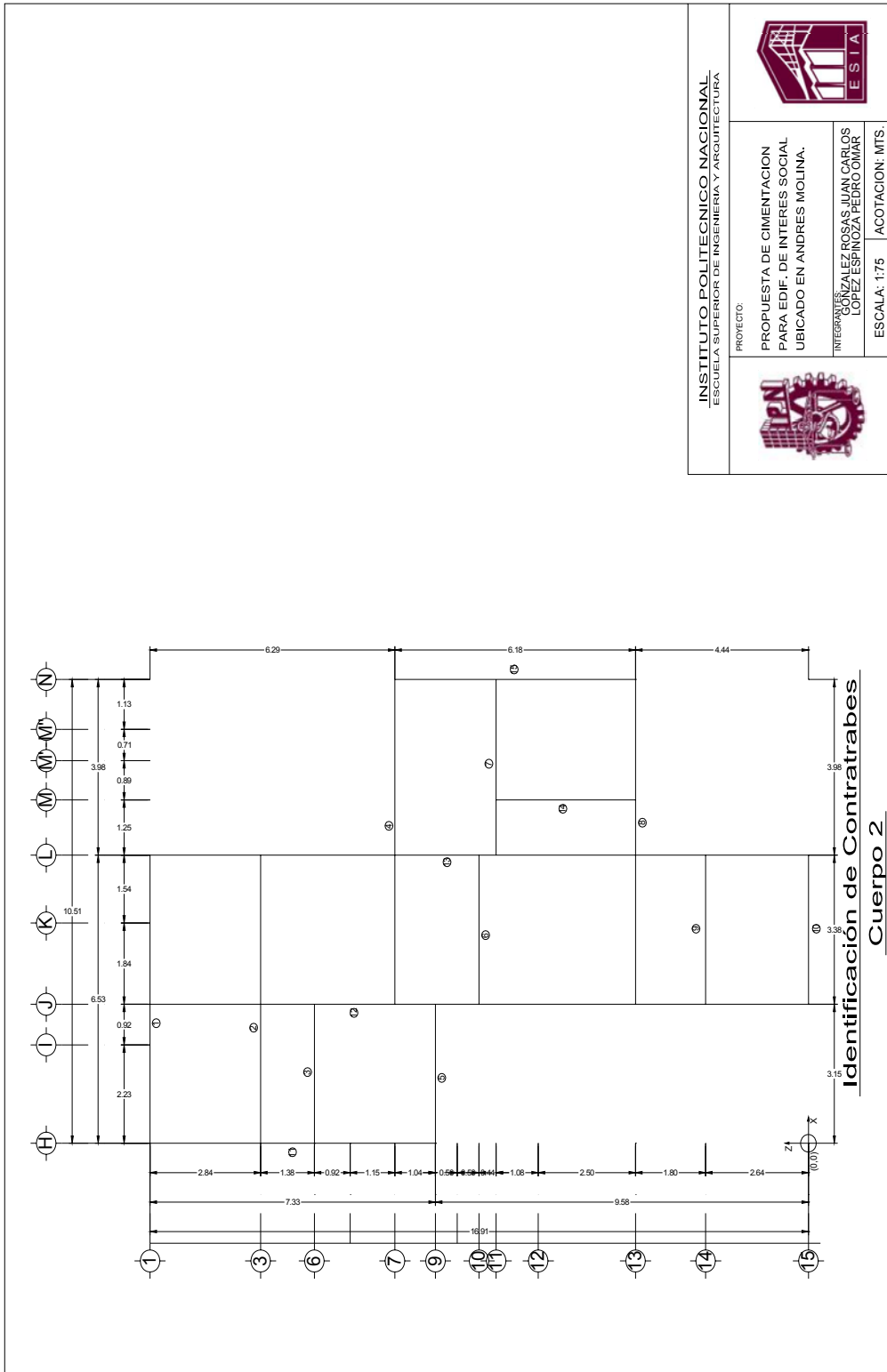
## A.6. PLANOS CUERPO 2

### A.6.1. PLANTA TIPO, CUERPO 2



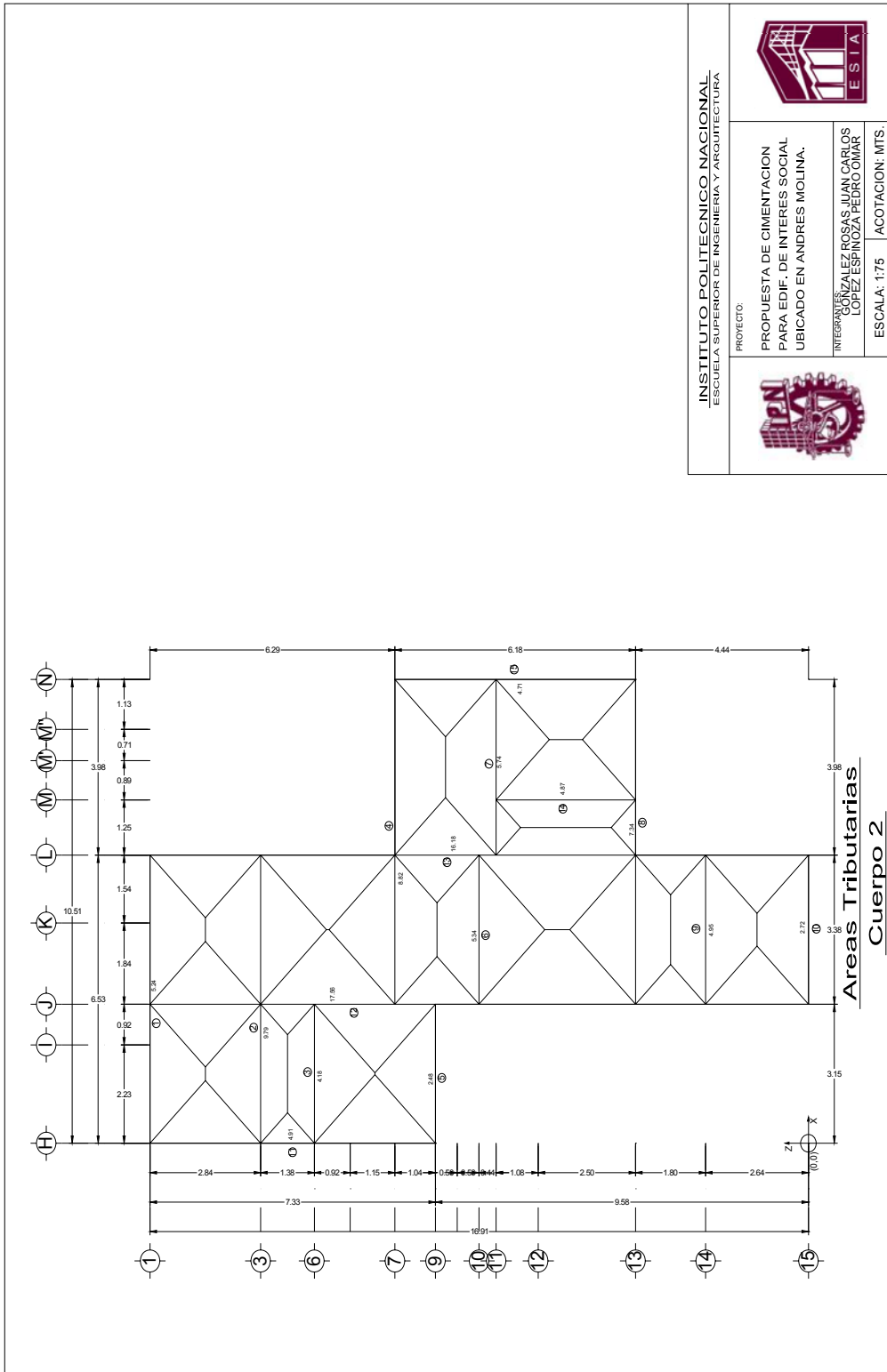


### A.6.2. IDENTIFICACIÓN DE CONTRATABES



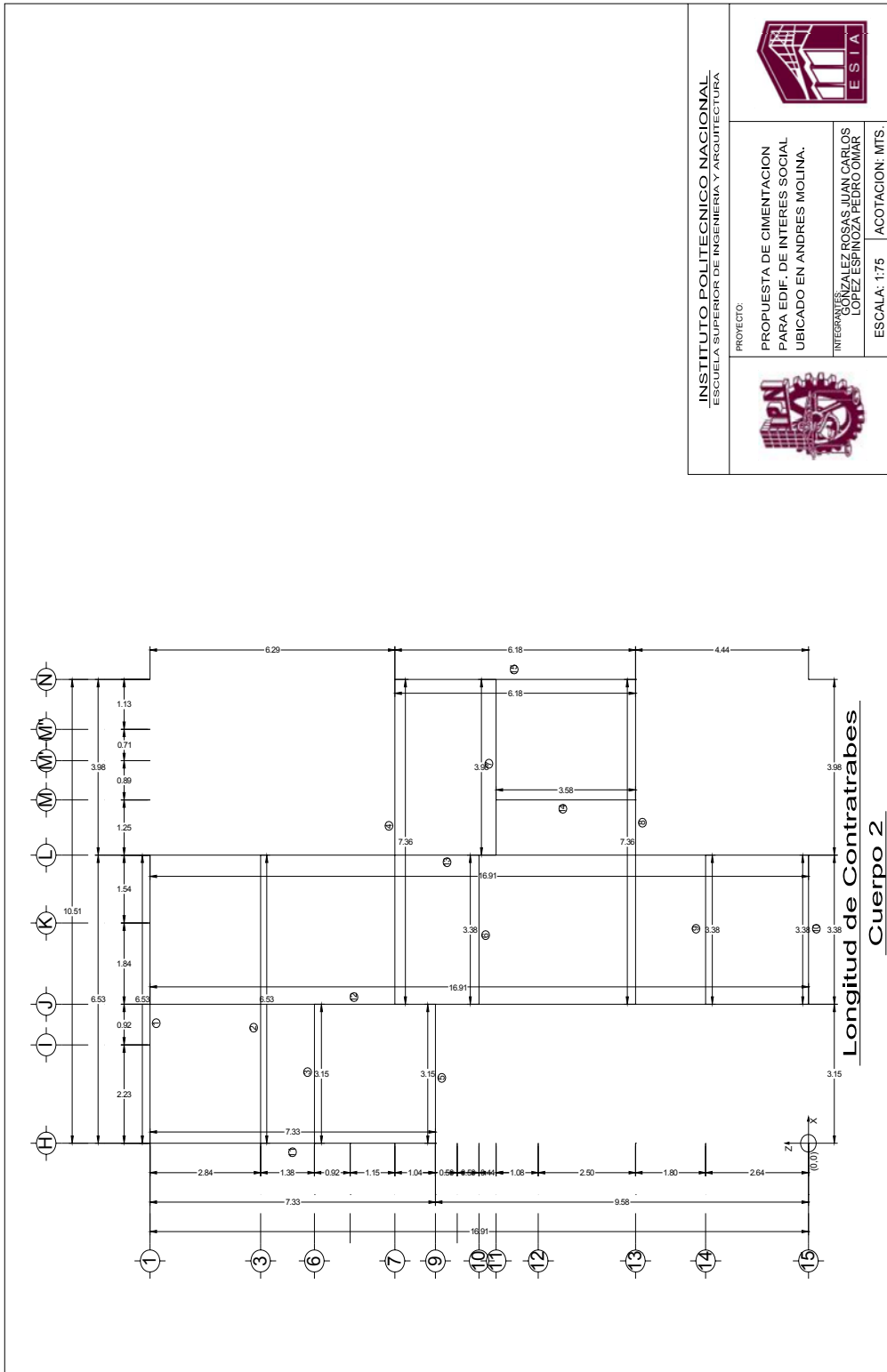


### A.6.3. ÁREAS TRIBUTARIAS



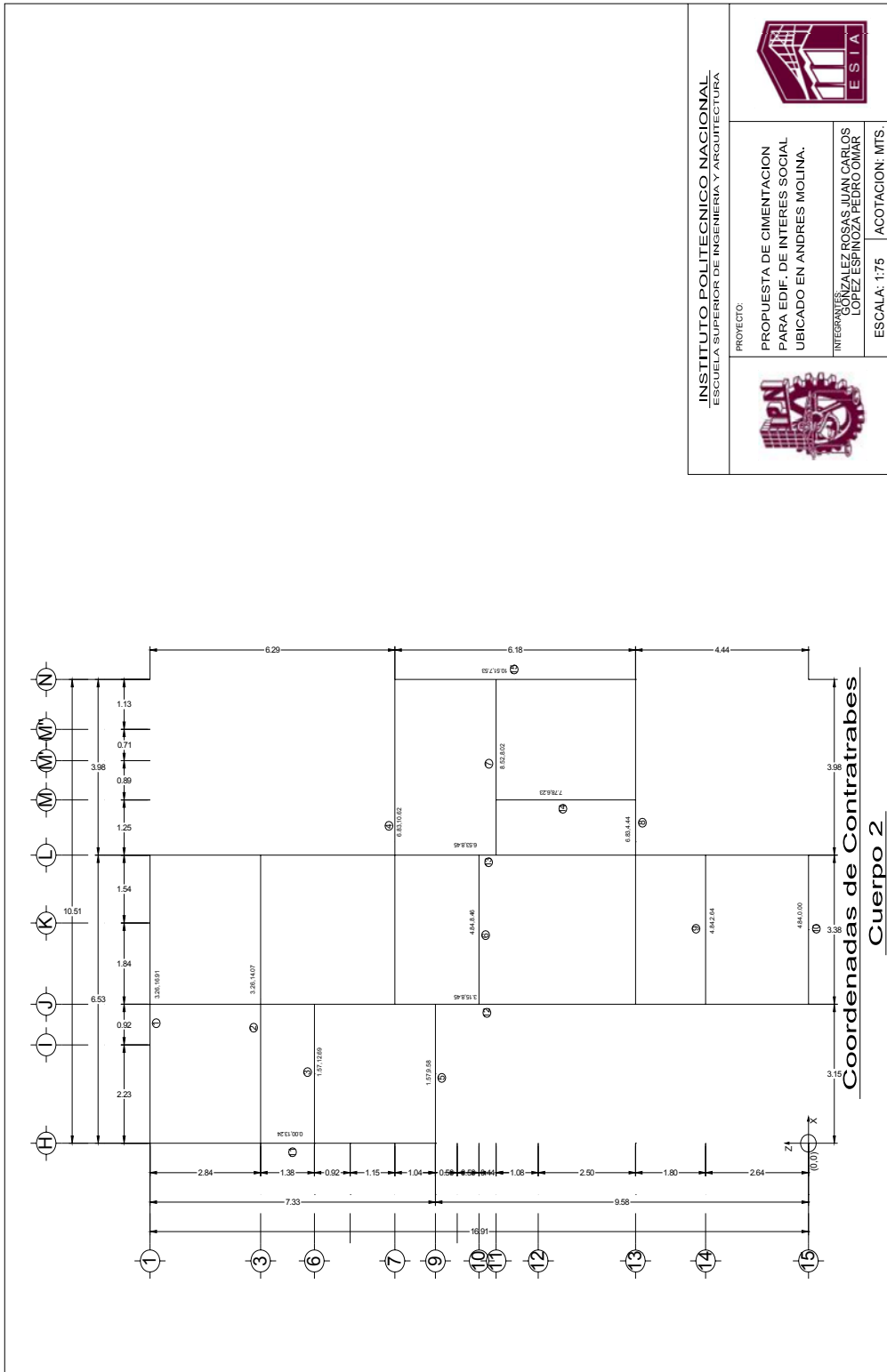


### A.6.4. LONGITUD DE CONTRATRABES

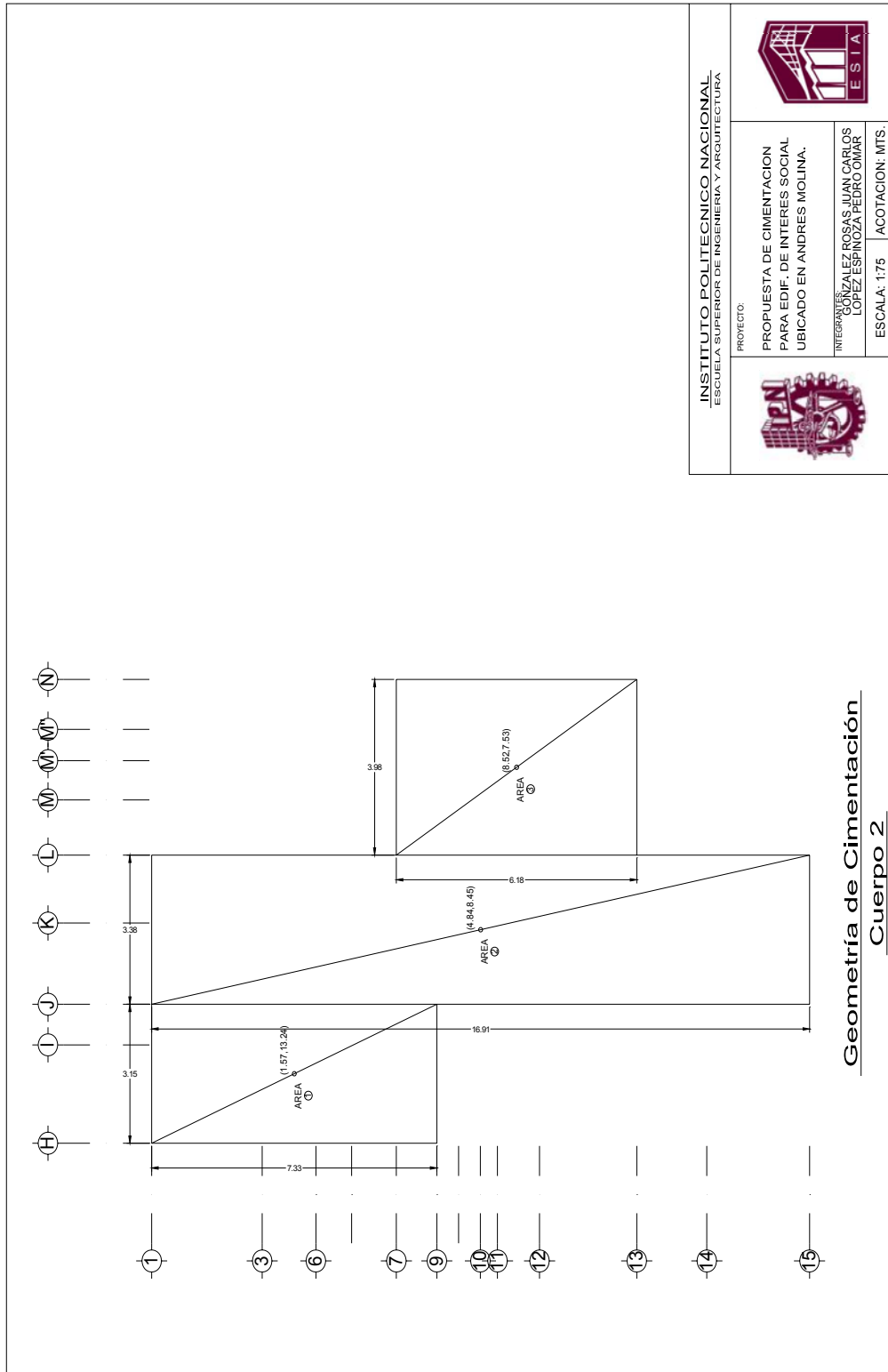




### A.6.5. COORDENADAS DE CONTRATRABES



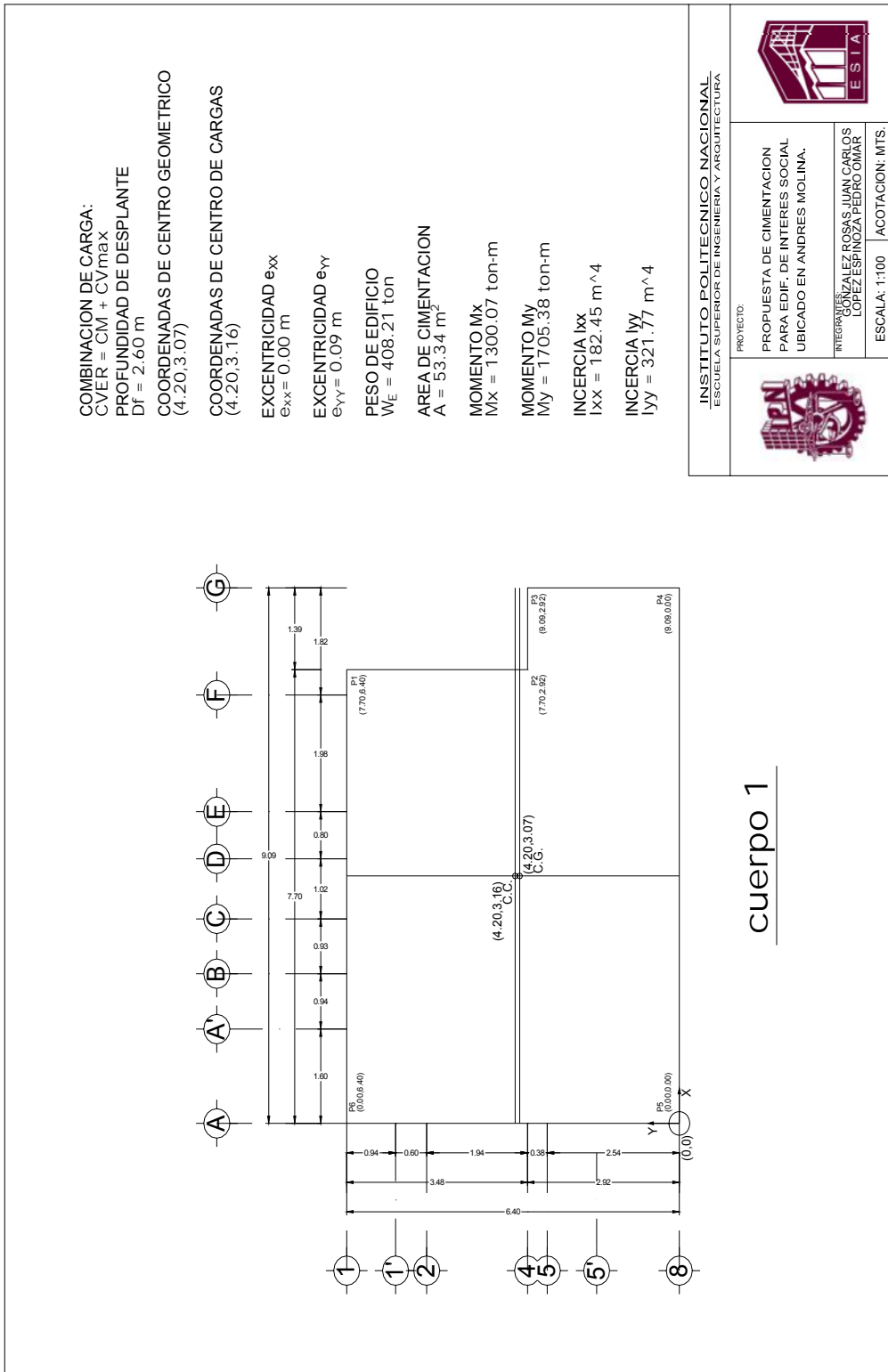
### A.6.6. GEOMETRÍA DE LA CIMENTACIÓN



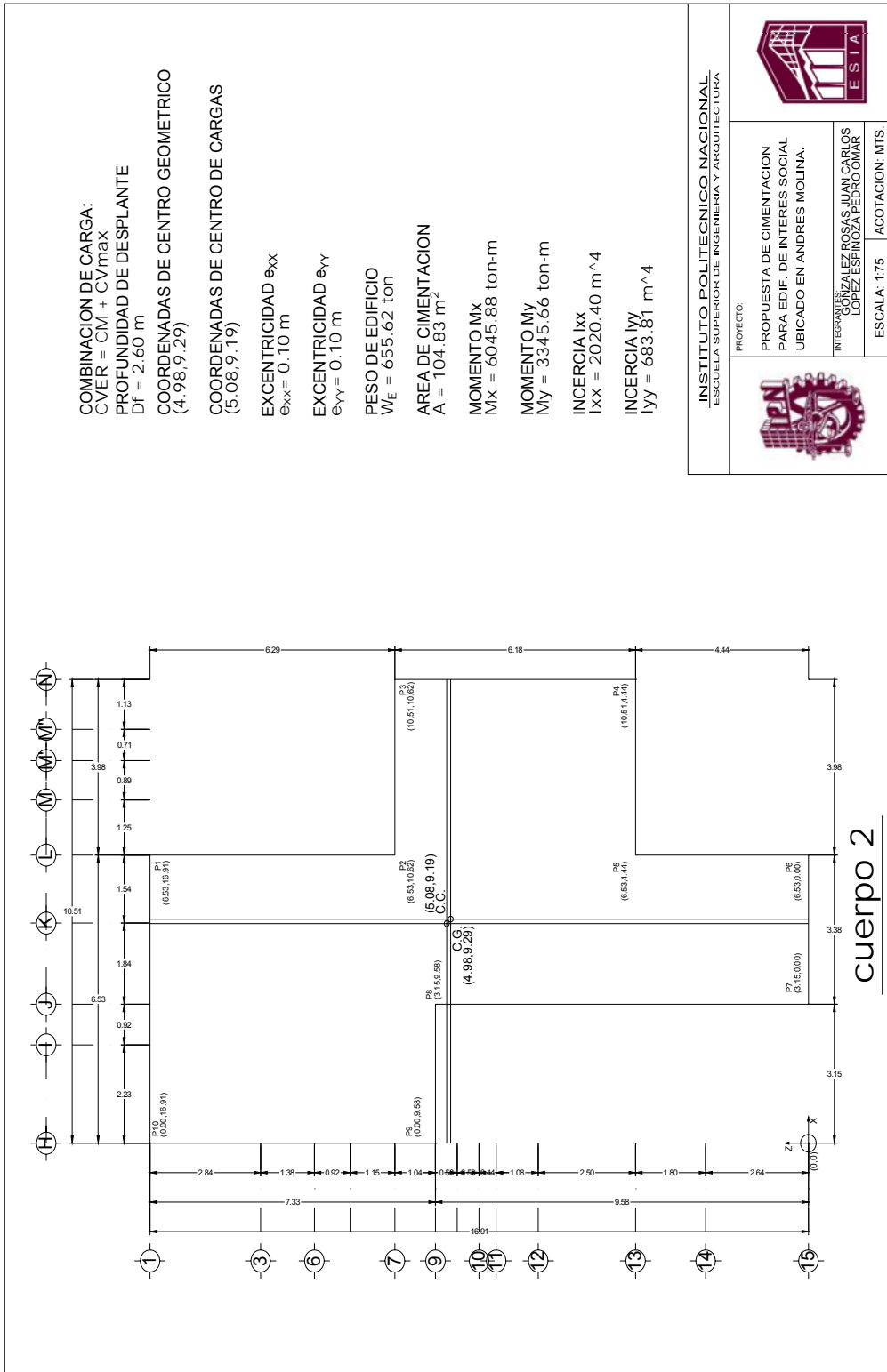


## A.7. PLANOS COMBINACIÓN ESTÁTICA

### A.7.1. CUERPO 1

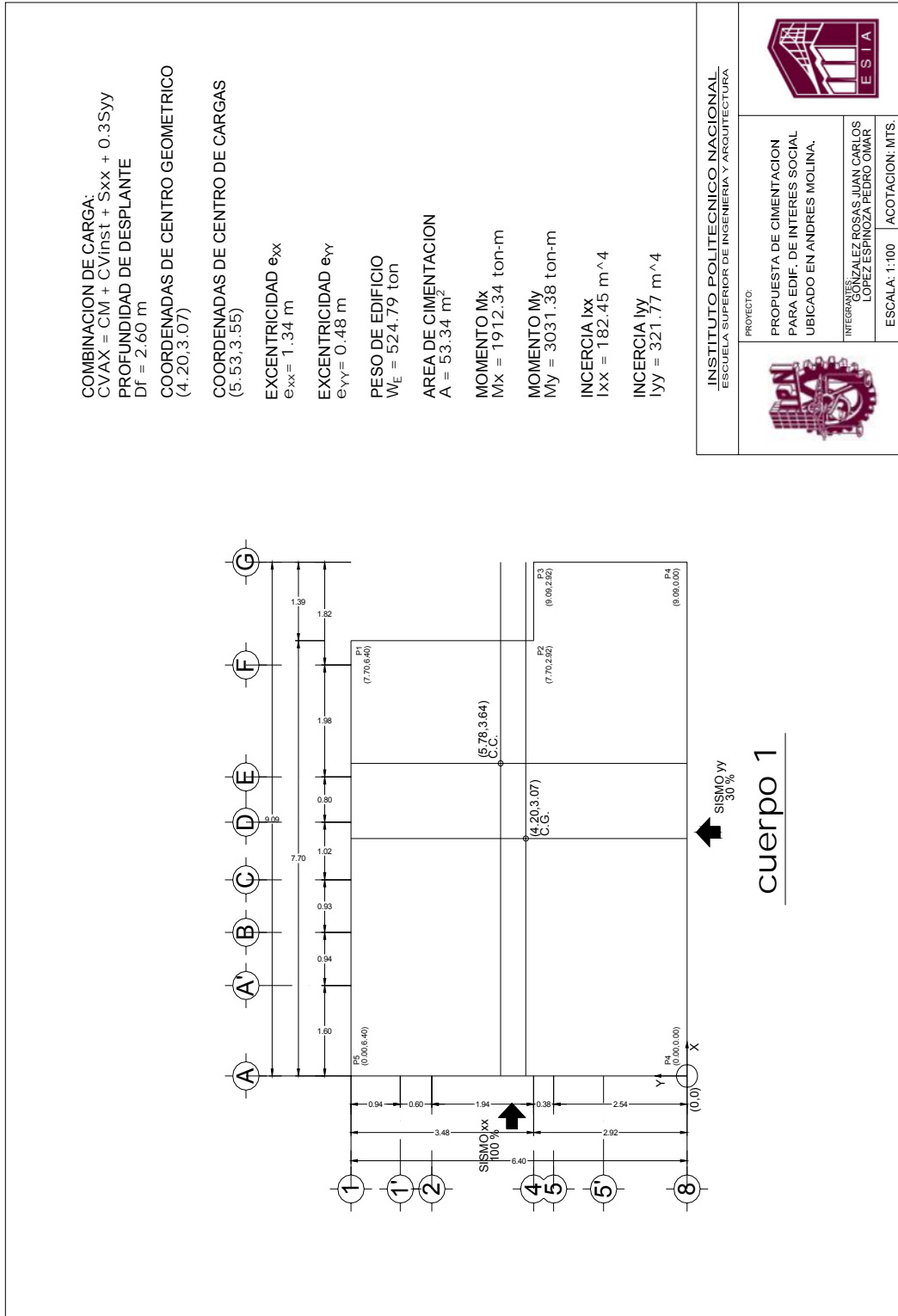


### A.7.2. CUERPO 2

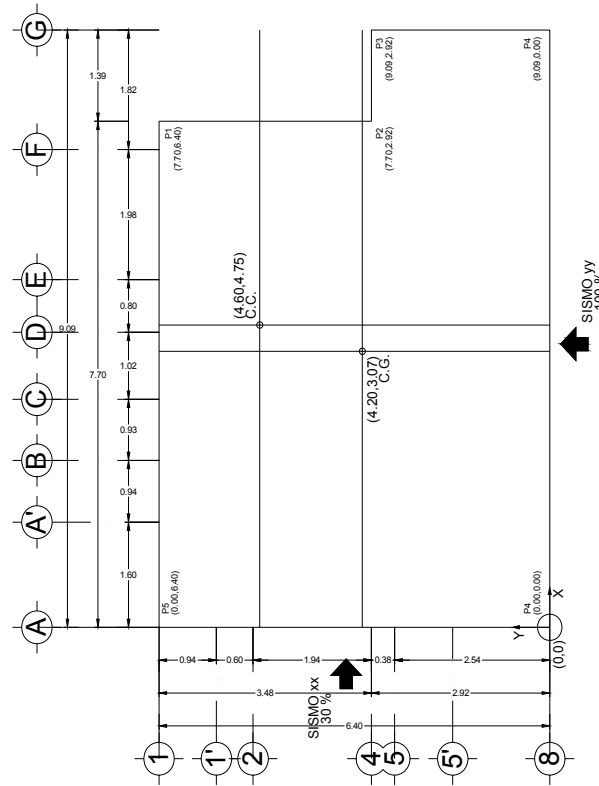


## A.8. PLANOS COMBINACIÓN DINÁMICA

### A.8.1. CUERPO 1



COMBINACION DE CARGA:  
 $CVAY = CM + CV_{inst} + 0.3S_{xx} + S_{yy}$   
 PROFUNDIDAD DE DESPLANTE  
 $D_f = 2.60 \text{ m}$   
 COORDENADAS DE CENTRO GEOMETRICO  
 $(4.20, 3.07)$   
 COORDENADAS DE CENTRO DE CARGAS  
 $(4.60, 4.75)$   
 EXCENTRICIDAD  $e_{xx}$   
 $e_{xx} = 0.41 \text{ m}$   
 EXCENTRICIDAD  $e_{yy}$   
 $e_{yy} = 1.68 \text{ m}$   
 PESO DE EDIFICIO  
 $W_E = 443.27 \text{ ton}$   
 AREA DE CIMENTACION  
 $A = 53.34 \text{ m}^2$   
 MOMENTO  $M_x$   
 $M_x = 2282.61 \text{ ton}\cdot\text{m}$   
 MOMENTO  $M_y$   
 $M_y = 2074.04 \text{ ton}\cdot\text{m}$   
 INCERCIA  $I_{xx}$   
 $I_{xx} = 182.45 \text{ m}^4$   
 INCERCIA  $I_{yy}$   
 $I_{yy} = 321.77 \text{ m}^4$



← SISMO yy  
 100 %  
 cuerpo 1

INSTITUTO POLITÉCNICO NACIONAL  
 ESCUELA SUPERIOR DE INGENIERÍA Y ARQUITECTURA

PROYECTO:



PROPUESTA DE CIMENTACION  
 PARA EDIF. DE INTERES SOCIAL  
 UBICADO EN ANDRES MOLINA.

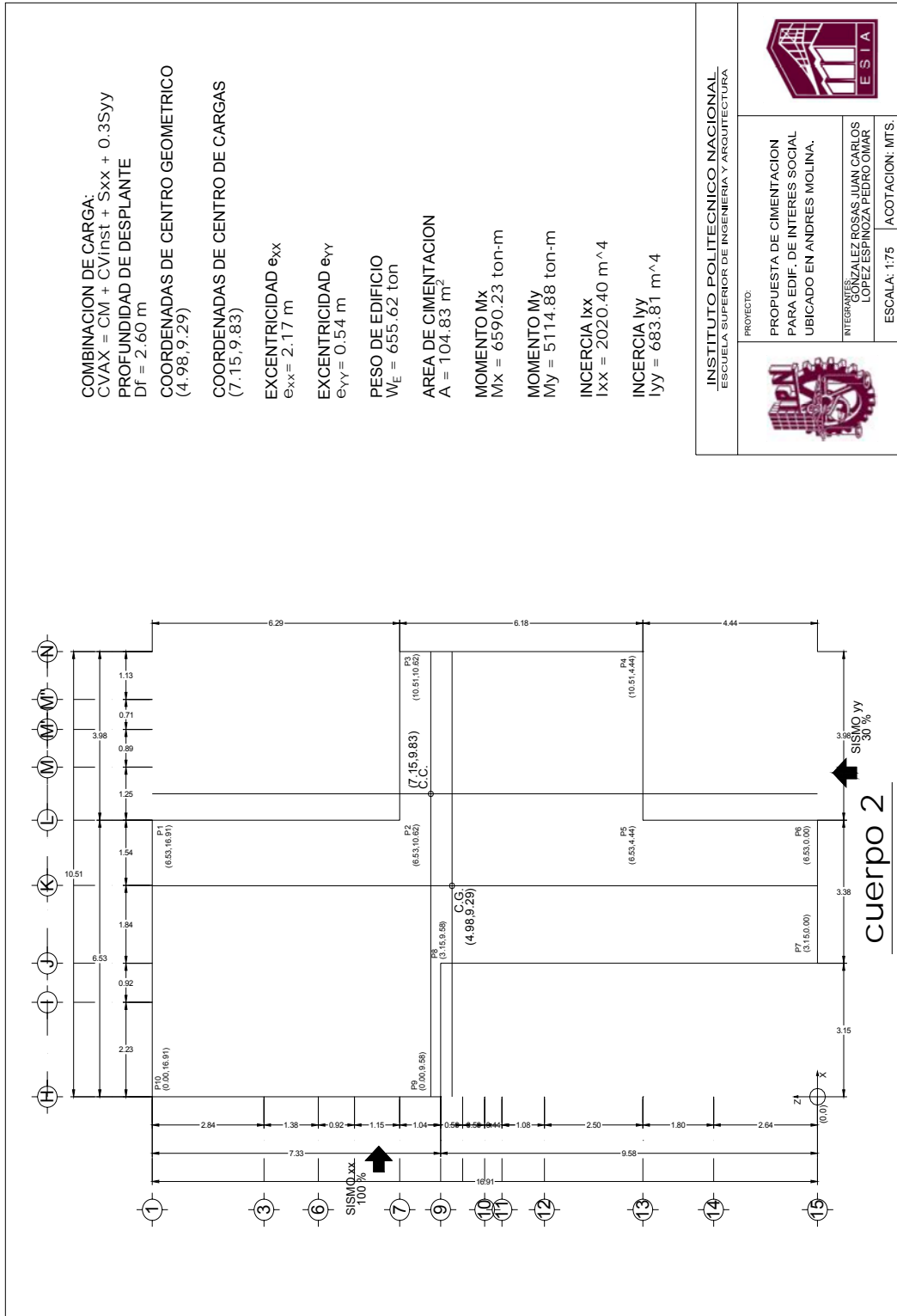
INTEGRANTES:  
 GÓNGALEZ ROSAS JUAN CARLOS  
 LOPEZ ESPINOZA PEDRO OMAR

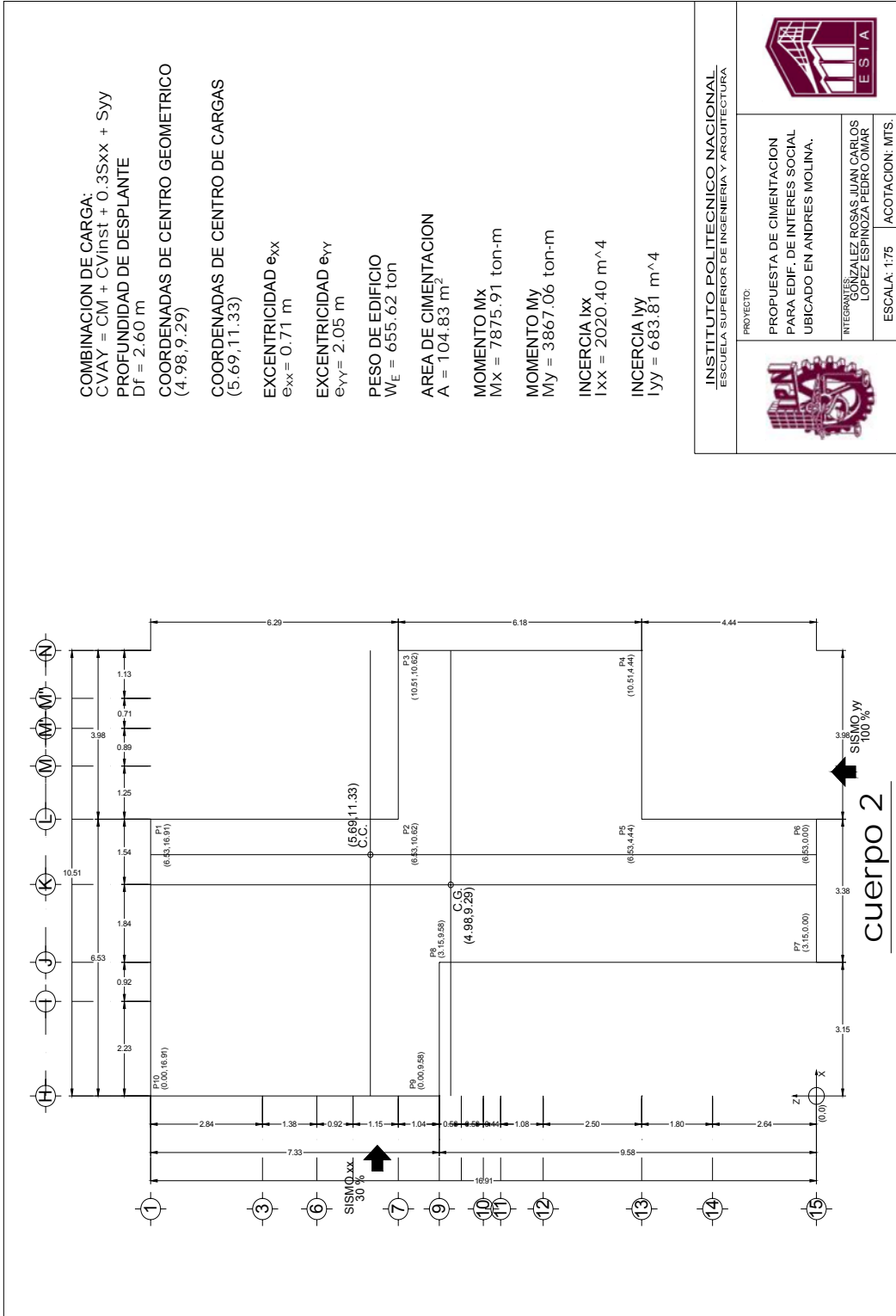
ESCALA: 1:100 ACOTACION: MTS.





A.8.2. CUERPO 2







## B.1. BAJADA DE CARGAS

### RESULTADOS ESTRUCTURISTA

NODO	UBICACIÓN	ELEMENTOS MECANICOS FACTORIZADOS			ELEMENTOS MECANICOS			X	Y	MOMENTOS	
		Pz	Mx	My	Pz	Mx	My			Mx	My
1	A8	12.459	-0.120	-0.150	8.900	-0.085	-0.107	0.00	0.00	-0.085	-0.107
2	D8	12.398	-0.036	-0.011	8.856	-0.026	-0.008	4.49	0.00	-0.026	39.755
3	E8	17.491	-0.162	-0.027	12.494	-0.116	-0.019	5.29	0.00	-0.116	66.072
4	F8	21.528	-0.224	0.025	15.377	-0.160	0.018	7.95	0.00	-0.160	122.265
5	G8	14.185	-0.118	0.037	10.132	-0.084	0.027	9.09	0.00	-0.084	92.128
11	A5	24.523	0.057	-0.156	17.517	0.041	-0.111	0.00	2.54	44.534	-0.111
14	D4	43.791	0.450	0.046	31.279	0.321	0.033	4.49	2.92	91.657	140.476
16	E4	20.858	-0.323	-0.047	14.898	-0.230	-0.034	5.29	2.92	43.273	78.779
18	F4	25.565	0.149	0.038	18.260	0.106	0.027	7.27	2.92	53.427	132.781
20	G4	20.968	0.128	0.030	14.977	0.092	0.021	9.09	2.92	43.826	136.165
23	B5	23.368	-0.045	0.145	16.692	-0.032	0.103	2.54	2.54	42.364	42.500
24	A1'	19.393	-0.006	-0.135	13.852	-0.004	-0.097	0.00	5.46	75.630	-0.097
26	C2	15.680	0.003	0.028	11.200	0.002	0.020	3.47	4.86	54.433	38.884
28	D2	43.245	-0.044	0.029	30.889	-0.032	0.021	4.49	4.86	150.089	138.712
30	E2	19.748	0.023	-0.053	14.105	0.017	-0.038	5.29	4.86	68.569	74.580
32	F2	20.788	0.000	0.073	14.849	0.000	0.052	7.27	4.86	72.166	108.004
35	B2	23.330	0.012	0.107	16.664	0.009	0.076	2.54	4.86	80.996	42.403
36	A1	18.206	0.028	-0.087	13.005	0.020	-0.062	0.00	6.40	83.250	-0.062
38	C1	15.182	0.044	0.004	10.844	0.032	0.003	3.47	6.40	69.434	37.632
40	A'5	13.854	0.032	0.011	9.896	0.023	0.008	1.60	2.54	25.159	15.842
42	E1	14.529	0.034	-0.019	10.378	0.025	-0.013	5.29	6.40	66.444	54.886
44	F1	12.748	0.045	0.047	9.105	0.032	0.034	7.27	6.40	58.307	66.230
47	B1	21.244	0.052	0.057	15.174	0.037	0.041	2.54	6.40	97.153	38.584
181	C8	51.467	0.024	0.135	36.762	0.017	0.096	3.47	0.00	0.017	127.660
182	C5'	2.452	0.000	-0.041	1.752	0.000	-0.029	3.47	1.59	2.785	6.049
183	C5	42.489	-0.081	0.078	30.349	-0.058	0.056	3.47	2.54	77.030	105.369
					408.207				SUMA	1300.069	1705.379

ESTADO: CUERPO 1  
CVER = CM + 1.4CV

1	A8	-24.615	0.057	-0.003	-22.378	0.052	-0.003	0.00	0.00	0.052	-0.003
2	D8	10.723	-0.004	0.023	9.748	-0.003	0.021	4.49	0.00	-0.003	43.788
3	E8	22.877	-0.124	0.026	20.798	-0.112	0.023	5.29	0.00	-0.112	110.043
4	F8	44.414	-0.194	-0.004	40.376	-0.177	-0.004	7.95	0.00	-0.177	320.987
5	G8	20.470	-0.184	0.000	18.609	-0.167	0.000	9.09	0.00	-0.167	169.156
11	A5	-11.320	0.218	0.003	-10.291	0.198	0.003	0.00	2.54	-25.941	0.003
14	D4	-16.903	0.426	-0.199	-15.366	0.387	-0.181	4.49	2.92	-44.482	-69.174
16	E4	65.842	-0.270	-0.256	59.857	-0.245	-0.233	5.29	2.92	174.536	316.408
18	F4	17.590	0.097	0.007	15.991	0.088	0.007	7.27	2.92	46.781	116.260
20	G4	42.166	0.029	0.002	38.333	0.026	0.002	9.09	2.92	111.958	348.447
23	B5	32.826	0.100	0.005	29.842	0.091	0.005	2.54	2.54	75.889	75.803
24	A1'	0.583	0.171	-0.002	0.530	0.155	-0.002	0.00	5.46	3.048	-0.002
26	C2	12.550	0.093	0.000	11.409	0.085	0.000	3.47	4.86	55.535	39.591
28	D2	9.587	0.121	-0.220	8.716	0.110	-0.200	4.49	4.86	42.470	38.935
30	E2	92.216	-0.049	-0.049	83.832	-0.045	-0.044	5.29	4.86	407.381	443.429
32	F2	22.923	-0.091	-0.005	20.839	-0.083	-0.005	7.27	4.86	101.195	151.496
35	B2	13.894	0.135	0.005	12.631	0.123	0.005	2.54	4.86	61.511	32.088
36	A1	-4.417	0.204	-0.006	-4.015	0.186	-0.005	0.00	6.40	-25.512	-0.005
38	C1	18.709	0.093	0.001	17.009	0.085	0.001	3.47	6.40	108.940	59.021
40	A'5	22.093	0.063	-0.008	20.085	0.058	-0.007	1.60	2.54	51.073	32.128
42	E1	30.894	0.072	-0.007	28.085	0.065	-0.007	5.29	6.40	179.810	148.564
44	F1	53.565	-0.054	0.003	48.696	-0.050	0.002	7.27	6.40	311.602	354.019
47	B1	20.073	0.130	-0.005	18.248	0.118	-0.005	2.54	6.40	116.908	46.346
181	C8	11.407	0.074	0.275	10.370	0.067	0.250	3.47	0.00	0.067	36.233
182	C5'	-0.391	0.000	-0.001	-0.355	0.000	-0.001	3.47	1.59	-0.565	-1.233
183	C5	69.517	0.030	-0.262	63.197	0.027	-0.238	3.47	2.54	160.547	219.056
					524.794				SUMA	1912.344	3031.383

ESTADO: CUERPO 1  
CVAx = 1.1CV + 1.1Sxx + 0.33Syy







1	A8	-18.441	0.178	-0.006	-16.764	0.161	-0.005	0.00	0.00	0.161	-0.005	
2	D8	-6.697	0.115	0.014	-6.088	0.104	0.013	4.49	0.00	0.104	-27.321	
3	E8	4.811	0.044	0.016	4.374	0.040	0.015	5.29	0.00	0.040	23.150	
4	F8	18.688	-0.022	0.000	16.990	-0.020	0.000	7.95	0.00	-0.020	135.066	
5	G8	11.696	0.017	0.000	10.633	0.015	0.000	9.09	0.00	0.015	96.650	
11	A5	-4.016	0.343	-0.001	-3.651	0.312	-0.001	0.00	2.54	-8.962	-0.001	
14	D4	-36.304	0.722	-0.446	-33.004	0.656	-0.406	4.49	2.92	-95.715	-148.593	
16	E4	-2.583	-0.179	-0.313	-2.348	-0.163	-0.285	5.29	2.92	-7.019	-12.706	
18	F4	8.931	0.268	0.001	8.119	0.243	0.001	7.27	2.92	23.951	59.027	
20	G4	19.192	0.221	0.004	17.447	0.201	0.004	9.09	2.92	51.146	158.598	
23	B5	23.586	0.246	0.009	21.442	0.224	0.008	2.54	2.54	54.686	54.470	
24	A1'	14.183	0.277	-0.006	12.893	0.252	-0.005	0.00	5.46	70.649	-0.005	
26	C2	16.268	0.290	0.000	14.789	0.264	0.000	3.47	4.86	72.139	51.319	
28	D2	90.353	0.297	-0.202	82.139	0.270	-0.183	4.49	4.86	399.467	368.622	
30	E2	79.696	0.278	0.040	72.451	0.252	0.037	5.29	4.86	352.366	383.304	
32	F2	31.816	0.149	-0.001	28.924	0.136	-0.001	7.27	4.86	140.705	210.275	
35	B2	9.058	0.277	0.003	8.234	0.252	0.003	2.54	4.86	40.270	20.918	
36	A1	30.431	0.291	-0.005	27.665	0.265	-0.005	0.00	6.40	177.320	-0.005	
38	C1	23.810	0.245	-0.006	21.645	0.223	-0.006	3.47	6.40	138.753	75.104	
40	A'5	22.607	0.261	-0.006	20.552	0.238	-0.005	1.60	2.54	52.439	32.878	
42	E1	25.550	0.267	-0.004	23.228	0.242	-0.004	5.29	6.40	148.899	122.870	
44	F1	30.535	0.201	0.005	27.759	0.183	0.005	7.27	6.40	177.844	201.816	
47	B1	34.654	0.250	-0.001	31.504	0.228	-0.001	2.54	6.40	201.851	80.019	
181	C8	-66.599	0.178	0.107	-60.545	0.161	0.097	3.47	0.00	0.161	-209.994	
182	C5'	0.751	0.000	-0.002	0.682	0.000	-0.002	3.47	1.59	1.085	2.366	
183	C5	125.625	0.213	-0.082	114.205	0.194	-0.075	3.47	2.54	290.273	396.215	
										443.274	2282.611	2074.037

ESTADO: CUERPO 1  
**CVAy = 1.1CV + 0.33Sxx + 1.1Syy**

1	J15	20.413	-0.141	-0.025	14.580	-0.101	-0.018	3.15	0.00	-0.101	45.910		
2	K15	27.500	-0.172	0.000	19.643	-0.123	0.000	4.99	0.00	-0.123	98.018		
3	L15	13.382	-0.145	0.015	9.559	-0.104	0.011	6.53	0.00	-0.104	62.430		
10	J14	16.327	0.035	-0.079	11.662	0.025	-0.056	3.15	2.64	30.814	36.680		
11	K14	25.023	0.139	-0.011	17.873	0.099	-0.008	4.99	2.64	47.285	89.180		
12	L14	22.625	0.038	0.039	16.161	0.027	0.028	6.53	2.64	42.691	105.557		
14	J13	19.558	-0.018	-0.214	13.970	-0.013	-0.153	3.15	4.44	62.014	43.853		
16	L13	29.994	-0.058	0.127	21.425	-0.041	0.091	6.53	4.44	95.084	139.993		
19	N13	25.381	-0.009	0.099	18.130	-0.007	0.071	10.51	4.44	80.488	190.612		
21	J12	17.954	0.013	-0.011	12.824	0.009	-0.008	3.15	6.94	89.009	40.389		
23	L12	28.651	0.058	0.012	20.465	0.042	0.009	6.53	6.94	142.068	133.644		
26	N12	37.546	0.032	0.493	26.818	0.023	0.352	10.51	6.94	186.143	282.214		
27	M12	27.120	0.119	-0.095	19.372	0.085	-0.068	7.78	6.94	134.524	150.644		
29	J10	26.968	0.016	-0.238	19.263	0.011	-0.170	3.15	8.46	162.973	60.507		
31	L10	44.580	-0.065	-0.100	31.843	-0.047	-0.072	6.53	8.46	269.342	207.861		
33	N11	28.873	-0.026	0.213	20.624	-0.018	0.152	10.51	8.02	165.383	216.906		
35	J7	22.599	-0.051	-0.238	16.142	-0.037	-0.170	3.15	10.62	171.391	50.677		
37	L7	37.394	0.070	0.154	26.710	0.050	0.110	6.53	10.62	283.713	174.528		
39	N7	18.381	0.030	0.021	13.129	0.021	0.015	10.51	10.62	139.451	138.001		
41	J9	18.550	0.015	0.077	13.250	0.011	0.055	3.15	9.58	126.949	41.793		
43	H9	16.543	0.002	0.081	11.816	0.001	0.058	0.00	9.58	113.203	0.058		
45	H7	38.371	-0.017	-0.344	27.408	-0.012	-0.246	0.00	10.62	291.063	-0.246		
47	J6	20.503	0.071	-0.037	14.645	0.051	-0.026	3.15	12.69	185.900	46.107		
49	L6	15.980	0.038	0.001	11.415	0.027	0.001	6.53	12.69	144.878	74.538		
51	H6	33.868	0.006	-0.118	24.191	0.004	-0.084	0.00	12.69	306.992	-0.084		
53	I6	15.976	-0.032	0.036	11.411	-0.023	0.026	2.23	12.69	144.785	25.473		
55	J3	18.609	-0.074	-0.035	13.292	-0.053	-0.025	3.15	14.07	186.963	41.844		
57	L3	20.498	-0.040	0.036	14.642	-0.028	0.026	6.53	14.07	205.979	95.635		
59	H3	22.457	-0.065	-0.133	16.040	-0.047	-0.095	0.00	14.07	225.642	-0.095		
61	I3	21.503	0.019	0.072	15.359	0.014	0.051	2.23	14.07	216.119	34.303		
63	K3	22.690	-0.131	-0.007	16.207	-0.094	-0.005	4.99	14.07	227.942	80.869		
65	J3	16.249	0.101	-0.140	11.606	0.072	-0.100	0.00	16.91	196.331	-0.100		
67	J1	34.293	0.202	0.074	24.495	0.144	0.053	3.15	16.91	414.353	77.212		
69	K1	40.335	0.264	-0.016	28.811	0.189	-0.011	4.99	16.91	487.383	143.755		
71	L1	17.638	0.160	0.017	12.599	0.115	0.012	6.53	16.91	213.161	82.283		
258	M"7	19.592	0.071	0.024	13.994	0.050	0.017	9.38	10.62	148.670	131.284		
265	M"13	12.950	-0.044	0.020	9.250	-0.031	0.014	9.38	4.44	41.040	86.783		
279	M13	20.989	-0.121	0.015	14.992	-0.087	0.011	7.78	4.44	66.478	116.648		
										655.617	SUMA	6045.877	3345.663

ESTADO: CUERPO 2  
**CVER = CM + 1.4CV**





1	J15	-59.552	0.022	0.082	-54.138	0.020	0.074	3.15	0.00	0.020	-170.460		
2	K15	21.112	0.032	0.099	19.193	0.029	0.090	4.99	0.00	0.029	95.861		
3	L15	78.360	-0.023	0.105	71.236	-0.020	0.096	6.53	0.00	-0.020	465.270		
10	J14	2.789	0.100	0.110	2.536	0.091	0.100	3.15	2.64	6.785	8.087		
11	K14	11.232	0.187	0.152	10.211	0.170	0.138	4.99	2.64	27.126	51.089		
12	L14	28.115	0.126	0.148	25.559	0.114	0.134	6.53	2.64	67.589	167.032		
14	J13	12.085	0.056	-0.006	10.986	0.051	-0.006	3.15	4.44	48.830	34.601		
16	L13	17.952	0.030	0.297	16.320	0.027	0.270	6.53	4.44	72.489	106.842		
19	N13	47.646	0.019	0.352	43.314	0.017	0.320	10.51	4.44	192.333	455.554		
21	J12	16.969	0.146	0.114	15.426	0.132	0.104	3.15	6.94	107.191	48.697		
23	L12	22.889	0.108	0.205	20.809	0.098	0.186	6.53	6.94	144.510	136.066		
26	N12	82.532	0.045	0.832	75.029	0.041	0.756	10.51	6.94	520.743	789.313		
27	M12	23.626	0.126	0.149	21.478	0.114	0.136	7.78	6.94	149.171	167.234		
29	J10	-1.485	0.085	-0.023	-1.350	0.077	-0.021	3.15	8.46	-11.343	-4.273		
31	L10	29.017	0.022	0.124	26.379	0.020	0.113	6.53	8.46	223.184	172.367		
33	N11	62.222	-0.005	0.466	56.566	-0.004	0.423	10.51	8.02	453.652	594.928		
35	J7	26.066	0.046	0.017	23.696	0.041	0.015	3.15	10.62	251.697	74.659		
37	L7	32.280	0.107	0.386	29.346	0.097	0.351	6.53	10.62	311.747	191.977		
39	N7	64.739	0.046	0.152	58.853	0.042	0.138	10.51	10.62	625.063	618.686		
41	J9	20.385	0.047	0.234	18.531	0.043	0.213	3.15	9.58	177.574	58.587		
43	H9	-51.393	0.081	0.250	-46.721	0.074	0.227	0.00	9.58	-447.516	0.227		
45	H7	-21.852	0.055	0.264	-19.866	0.050	0.240	0.00	10.62	-210.925	0.240		
47	J6	30.528	0.183	0.258	27.753	0.166	0.235	3.15	12.69	352.354	87.657		
49	L6	16.743	0.076	0.151	15.221	0.069	0.138	6.53	12.69	193.228	99.533		
51	H6	47.609	0.168	0.299	43.281	0.153	0.272	0.00	12.69	549.389	0.272		
53	I6	36.274	0.099	0.319	32.976	0.090	0.290	2.23	12.69	418.558	73.827		
55	J3	2.034	0.097	0.341	1.849	0.088	0.310	3.15	14.07	26.102	6.134		
57	L3	30.724	-0.010	0.214	27.931	-0.009	0.195	6.53	14.07	392.974	182.581		
59	H3	-2.730	0.149	0.069	-2.482	0.136	0.063	0.00	14.07	-34.784	0.063		
61	I3	28.512	0.140	0.382	25.920	0.128	0.347	2.23	14.07	364.826	58.149		
63	K3	3.921	-0.060	0.230	3.565	-0.055	0.209	4.99	14.07	50.102	17.997		
65	J3	-37.621	0.194	0.117	-34.201	0.177	0.106	0.00	16.91	-578.166	0.106		
67	J1	-77.586	0.297	0.302	-70.532	0.270	0.274	3.15	16.91	-1192.435	-221.903		
69	K1	82.224	0.358	0.180	74.749	0.325	0.164	4.99	16.91	1264.326	373.160		
71	L1	162.076	0.182	0.197	147.341	0.166	0.179	6.53	16.91	2491.709	962.319		
258	M*7	-26.066	0.105	0.213	-23.696	0.095	0.194	9.38	10.62	-251.561	-222.079		
265	M*13	-51.278	0.024	0.210	-46.616	0.022	0.191	9.38	4.44	-206.954	-437.069		
279	M13	10.082	-0.063	0.261	9.166	-0.057	0.237	7.78	4.44	40.639	71.547		
										<b>655.617</b>			
											<b>SUMA</b>	<b>6590.234</b>	<b>5114.879</b>

ESTADO: CUERPO 2  
 $CVAx = 1.1CV + 1.1Sxx + 0.33Sy$

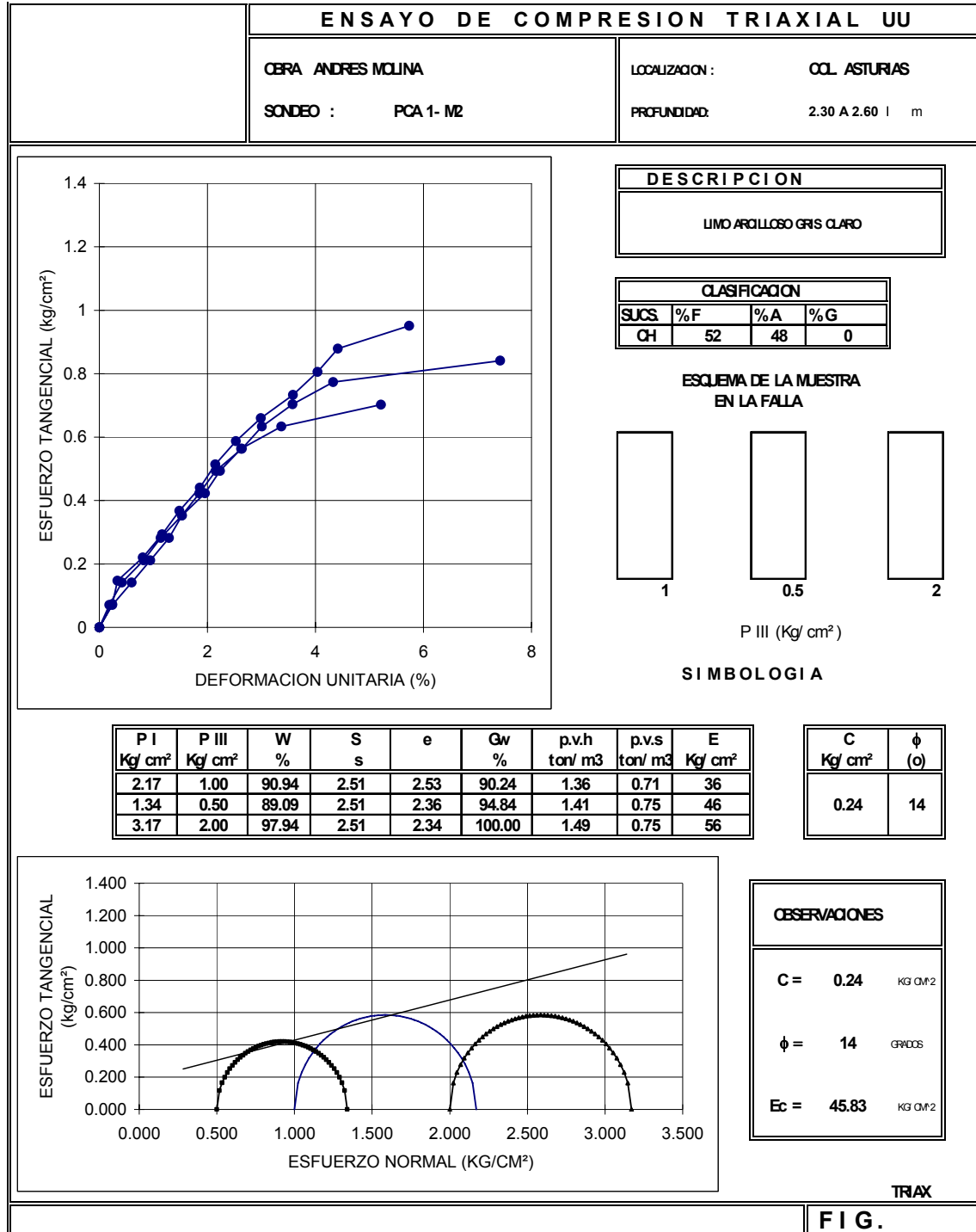
1	J15	6.717	0.260	-0.034	6.107	0.236	-0.031	3.15	0.00	0.236	19.205		
2	K15	-4.542	0.386	-0.014	-4.129	0.351	-0.013	4.99	0.00	0.351	-20.619		
3	L15	-12.714	0.184	0.000	-11.013	0.167	0.000	6.53	0.00	0.167	-71.914		
10	J14	16.470	0.267	-0.050	14.973	0.242	-0.045	3.15	2.64	39.770	47.118		
11	K14	19.125	0.316	0.002	17.386	0.287	0.002	4.99	2.64	46.186	86.758		
12	L14	16.809	0.266	0.037	15.281	0.242	0.033	6.53	2.64	40.585	99.819		
14	J13	26.398	0.201	-0.136	23.998	0.182	-0.123	3.15	4.44	106.734	75.471		
16	L13	10.926	0.160	0.133	9.933	0.145	0.121	6.53	4.44	44.248	64.984		
19	N13	-80.251	0.200	0.119	-72.956	0.182	0.108	10.51	4.44	-323.741	-766.655		
21	J12	40.062	0.296	0.018	36.420	0.269	0.017	3.15	6.94	253.024	114.740		
23	L12	32.835	0.267	0.048	29.850	0.243	0.043	6.53	6.94	207.399	194.961		
26	N12	56.654	0.150	0.473	51.503	0.136	0.430	10.51	6.94	357.568	541.729		
27	M12	32.635	0.239	-0.026	29.668	0.218	-0.024	7.78	6.94	206.114	230.794		
29	J10	14.622	0.356	-0.141	13.293	0.324	-0.129	3.15	8.46	112.779	41.743		
31	L10	32.578	0.209	-0.033	29.616	0.190	-0.030	6.53	8.46	250.742	193.363		
33	N11	103.743	0.152	0.255	94.312	0.138	0.232	10.51	8.02	756.518	991.448		
35	J7	15.705	0.155	-0.133	14.277	0.141	-0.121	3.15	10.62	151.761	44.852		
37	L7	46.268	0.268	0.206	42.061	0.244	0.187	6.53	10.62	446.937	274.849		
39	N7	58.534	0.241	0.059	53.213	0.219	0.053	10.51	10.62	565.338	559.320		
41	J9	-4.878	0.275	0.099	-4.435	0.250	0.090	3.15	9.58	-42.235	-13.880		
43	H9	-104.559	0.201	0.109	-95.054	0.183	0.099	0.00	9.58	-910.431	0.099		
45	H7	-16.277	0.161	-0.086	-14.797	0.146	-0.079	0.00	10.62	-156.999	-0.079		
47	J6	33.941	0.354	0.076	30.856	0.322	0.069	3.15	12.69	391.882	97.265		
49	L6	5.857	0.234	0.059	5.324	0.213	0.054	6.53	12.69	67.778	34.822		
51	H6	137.268	0.341	0.083	124.789	0.310	0.075	0.00	12.69	1583.878	0.075		
53	I6	33.961	0.260	0.153	30.874	0.236	0.139	2.23	12.69	392.025	68.988		
55	J3	-2.981	0.262	0.156	-2.710	0.238	0.142	3.15	14.07	-37.889	-8.394		
57	L3	27.830	0.145	0.103	25.300	0.131	0.094	6.53	14.07	356.103	165.303		
59	H3	13.680	0.344	-0.035	12.437	0.313	-0.032	0.00	14.07	175.298	-0.032		
61	I3	24.381	0.302	0.240	22.164	0.275	0.219	2.23	14.07	312.129	49.645		
63	K3	12.813	0.091	0.068	11.648	0.083	0.062	4.99	14.07	163.975	58.187		
65	J3	-10.346	0.324	-0.003	-9.405	0.294	-0.003	0.00	16.91	-158.750	-0.003		
67	J1	-11.495	0.536	0.175	-10.450	0.488	0.159	3.15	16.91	-176.229	-32.706		
69	K1	73.368	0.717	0.080	66.698	0.652	0.073	4.99	16.91	1128.518	332.897		
71	L1	95.093	0.419	0.101	86.448	0.381	0.092	6.53	16.91	1462.219	564.598		
258	M*7	25.039	0.348	0.089	22.762	0.317	0.081	9.38	10.62	242.054	213.593		
265	M*13	-47.611	0.220	0.047	-43.283	0.200	0.043	9.38	4.44	-191.975	-405.949		
279	M13	2.923	0.051	0.044	2.658	0.046	0.040	7.78	4.44	11.846	20.716		
										<b>655.617</b>			
											<b>SUMA</b>	<b>7875.914</b>	<b>3867.057</b>

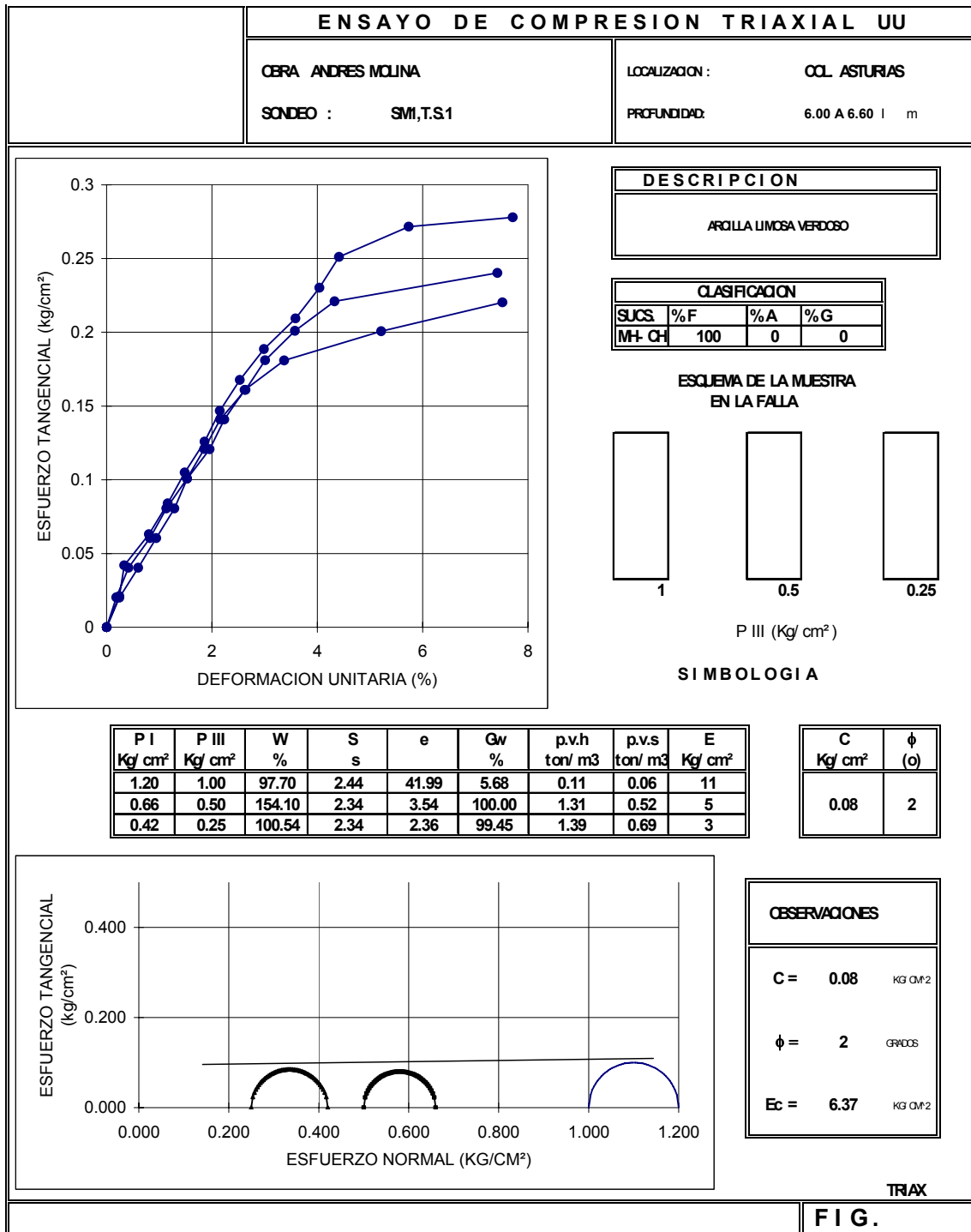
ESTADO: CUERPO 2  
 $CVAy = 1.1CV + 0.33Sxx + 1.1Sy$

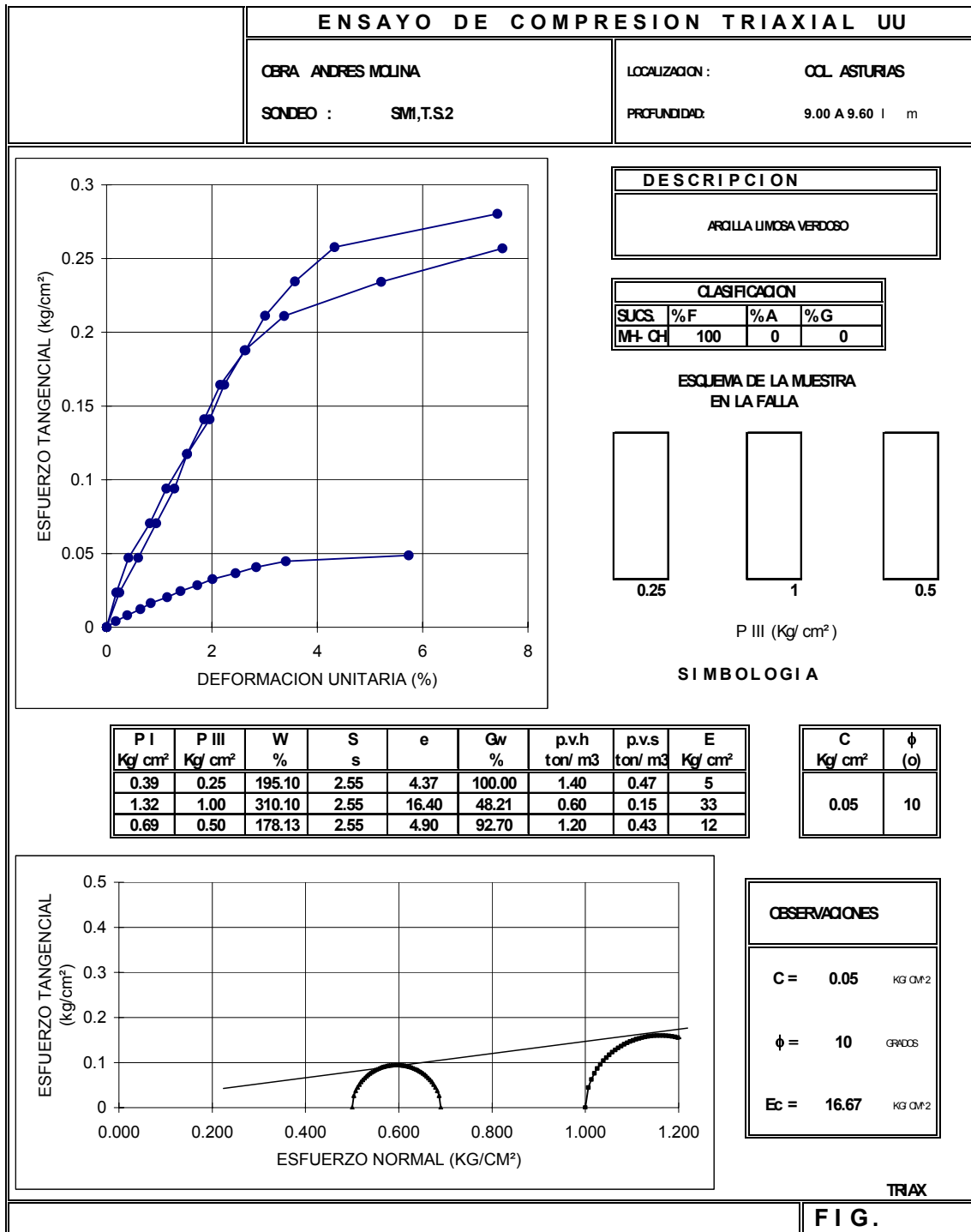


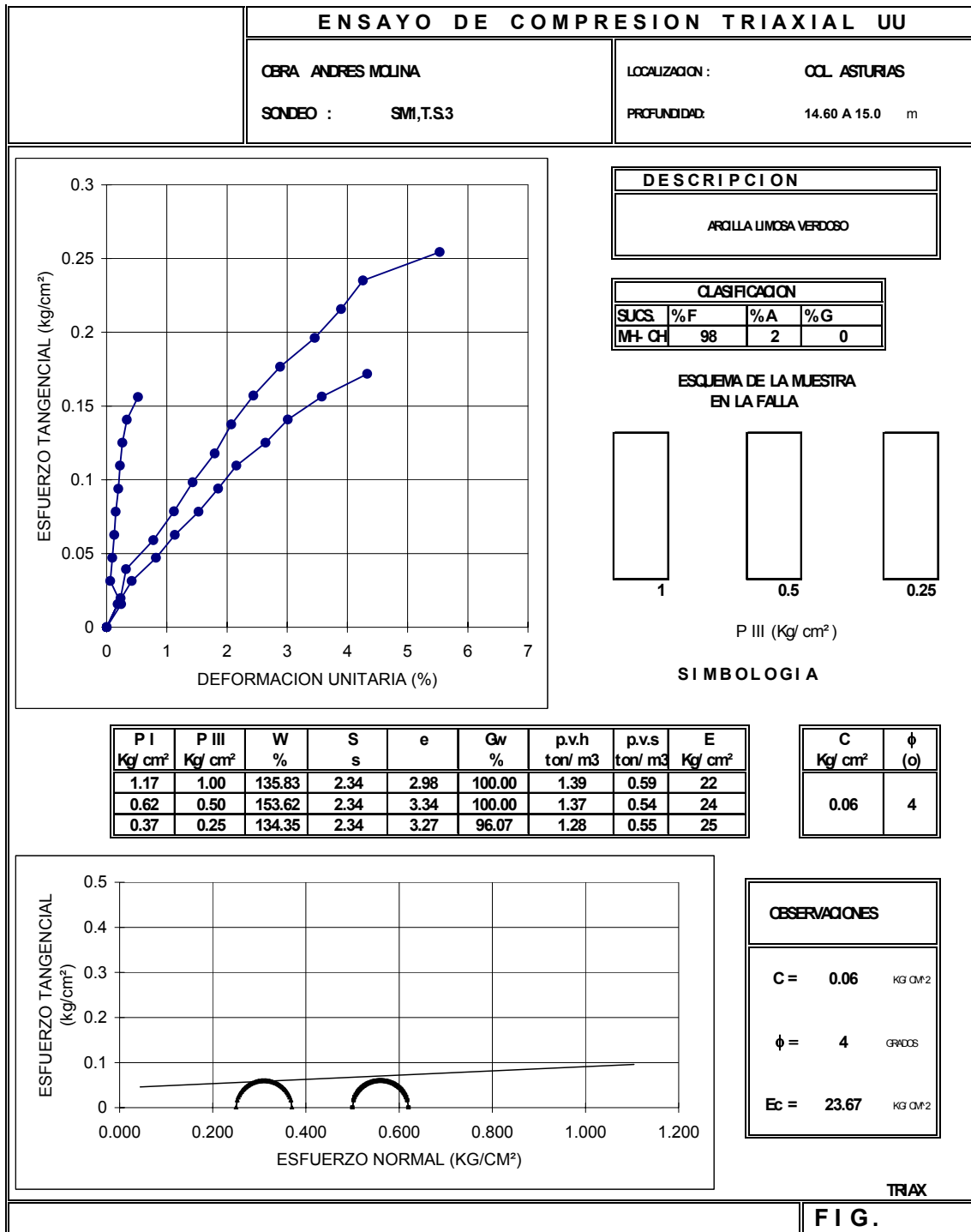


B.2. ENSAYES DE LABORATORIO











### B.3. CAPACIDAD DE CARGAS Y REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA A CONDICIÓN ESTÁTICA

#### B.3.1. CUERPO 1

CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA  
REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA ESTÁTICO  
CUERPO UNO

DATOS NECESARIOS SEGUNDA PROPUESTA Df= 2.60

$$W_E = 408.21$$

$W_{MDE}$

$$A = 53.34$$

$$Df = 2.60$$

$$Y = 1.45 \quad 1.65 \quad Y_p = [(1.45 \cdot 2.40 + 1.65 \cdot 0.20) / 2.60] = 1.47$$

$$B = 6.40$$

$$L = 9.09$$

$$W_{MDE} = A \cdot Df \cdot Y = 203.87 \text{ ton}$$

$W_{CIMENTACION}$

CONTRATRABE

$$\text{sección} \quad 0.20 \quad 2.60 = 0.52$$

$$w_{cont/m} \quad 0.52 \quad 2.40 = 1.25$$

$$w_{cont} \quad 1.25 \quad 51.86 = 64.83$$

LOSA TAPA

$$\text{sección} \quad 0.10$$

$$Wl.t./m^2 \quad 0.10 \quad 2.40 = 0.24$$

$$wl.t. \quad 53.34 \quad 0.24 = 12.80$$

LOSA BASE

$$\text{sección} \quad 0.20$$

$$Wl.b./m^2 \quad 0.20 \quad 2.40 = 0.48$$

$$wl.b. \quad 53.34 \quad 0.48 = 25.60$$

$$W_{CIMENTACION} = w_{cont} + wl.t. + wl.b. = 103.23 \text{ ton}$$

$$\sum F_V = 1.4 \cdot W_E + W_{CIM} - W_{MDE} = 470.86 \text{ ton}$$

$$\frac{\sum F_V \cdot F_c}{A} = \frac{470.86}{53.34} = 8.83 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ADM} = (CN_C \cdot F_R) + P_V$$

$$F_R = 0.35$$

$$P_V = \sum (Y \cdot Df) \quad P_V = 1.45 \cdot 2.4 + 1.65 \cdot 0.20 = 3.81$$

$$= 3.81 \text{ ton/m}^2$$

$$N_C = 5.14 [1 + 0.25 (Df/B) + 0.25 (B/L)] \Rightarrow Df/B < 2 \quad y \quad B/L < 1$$

$$(Df/B) = 0.41 \quad B/L = 0.70$$

$$N_C = 6.57$$

$$C_p = \frac{\sum (C \cdot z)}{B/2} = \frac{(2.4 \cdot 0.40) + (2.40 \cdot 2.70) + (2.00 \cdot 0.10)}{3.20} = 2.39 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ADM} = 9.30 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{\sum F_V \cdot F_c}{A} < Q_{ADM}$$

SE ACEPTA





### B.3.2. CUERPO 2

CAPACIDAD DE CARGA ESTÁTICA  
REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA ESTÁTICO  
CUERPO DOS  
TERCER PROPUESTA Df= 2.60

DATOS NECESARIOS

$$W_E = 655.63$$

$W_{MDE}$

$$A = 104.83$$

$$Df = 2.60$$

$$Y = 1.45 \quad 1.65$$

$$\gamma_p = [(1.45 \cdot 2.40 + 1.65 \cdot 0.20) / 2.60] =$$

$$1.47$$

$$B = 7.44$$

$$L = 14.09$$

$$W_{MDE} = A \cdot Df \cdot Y = 400.66 \text{ ton}$$

$W_{CIMENTACION}$

CONTRATRABE

$$\text{sección} \quad 0.20 \quad 2.60 = 0.52$$

$$w_{\text{cont}/m} \quad 0.52 \quad 2.40 = 1.25$$

$$w_{\text{cont}} \quad 1.25 \quad 99.11 = 123.69$$

LOSA TAPA

$$\text{sección} \quad 0.10$$

$$Wl.t./m^2 \quad 0.10 \quad 2.40 = 0.24$$

$$wl.t. \quad 104.83 \quad 0.24 = 25.16$$

LOSA BASE

$$\text{sección} \quad 0.20$$

$$Wl.b./m^2 \quad 0.20 \quad 2.40 = 0.48$$

$$wl.b. \quad 104.83 \quad 0.48 = 50.32$$

$$W_{CIMENTACION} = w_{\text{cont}} + wl.t. + wl.b. = 199.17 \text{ ton}$$

$$\sum F_V = 1.4 \cdot W_E + W_{CIM} - W_{MDE} = 716.39 \text{ ton}$$

$$\frac{\sum F_V \cdot F_c}{A} = \frac{716.39}{104.83} = 6.83 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ADM} = (C_{Nc} \cdot F_R) + P_V$$

$$F_R = 0.35$$

$$P_V = \sum (Y \cdot Df)$$

$$P_V = 1.45 \cdot 2.4 + 1.65 \cdot 0.20 = 3.81$$

$$= 3.81 \text{ ton/m}^2$$

$$N_c = 5.14 [1 + 0.25 (Df/B) + 0.25 (B/L)] \Rightarrow Df/B < 2 \quad y \quad B/L < 1$$

$$(Df/B) = 0.35$$

$$B/L = 0.53$$

$$N_c = 6.27$$

$$C_p = \frac{\sum (C \cdot z)}{B/2} = \frac{(2.4 \cdot 0.60) + (2.00 \cdot 3.12)}{3.72} = 2.06 \text{ ton/m}^2$$

$$Q_{ADM} = 8.33 \text{ ton/m}^2$$

$$\frac{\sum F_V \cdot F_c}{A} < Q_{ADM} \quad \text{SE ACEPTA}$$







## B.4. CAPACIDAD DE CARGAS Y REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA A CONDICIÓN DINÁMICA

### B.4.1. CUERPO 1

CAPACIDAD DE CARGA POR SISMO  
REVISIÓN AL ESTADO LÍMITE DE FALLA DINÁMICO  
CUERPO UNO

DATOS NECESARIOS

$$\sigma_{MAX} \leq Q'$$

$$Q' = q_{ULT} * FR_s$$

$$q_{ULT} = CNc + Pv$$

$$FR_s = 1 - \frac{0.12 * \gamma m * F.C. * c.s. * d'}{C * F_R}$$

c.s.=1/4 C.S.      C.S.=0.40  
F.C.=1.1  
FR=0.7  
d'=>mayor  $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ m} \\ B'=B-2ey \\ 1.20H \end{array} \right.$   
Y m      ponderado  
C      ponderado

PRIMER PROPUESTA Df= 2.60

B= 6.40  
L= 9.09  
Df= 2.60

$$q_{ULT} = CNc + Pv$$

$$Cp = \frac{(2.40*0.40+2.40*2.70+2.00*0.10)}{3.2} = 2.39 \quad \text{ton/m}^2$$

$$Nc = 5.14[1+0.25(Df/B) + 0.25(B/L)] \Rightarrow Df/B < 2 \quad \text{y} \quad B/L < 1$$

$$(Df/B) = 0.41 \quad B/L = 0.70$$

Nc= 6.57

$$Pv = \sum(Y * Df) \quad Pv = 1.45*2.4 + 1.65*0.20 = 3.81 \text{ ton/m}^2$$

$$= 3.81 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ULT} = 2.39*6.57 + 3.81 = \boxed{19.50 \text{ ton/m}^2}$$

$$FR_s = 1 - \frac{0.12 * \gamma m * F.C. * c.s. * d'}{C * F_R}$$

c.s.=1/4 C.S.      C.S.=0.40      c.s.=1/4(0.40)= 0.10  
F.C.= 1.1  
FR= 0.7

$$d'=>mayor \left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ m} \\ B'=B-2ey \\ 1.20H \end{array} \right.$$

Y m      ponderado  
C      ponderado

$$Y_p = [(1.45*2.40 + 1.65*0.20) / 2.60] = 1.42$$

Cp = 2.39

$$FR_s = 1 - \frac{0.12*1.42*1.10*0.10*20}{2.39*0.70} = 0.78$$

$$Q' = q_{ULT} * FR_s = \boxed{15.13 \text{ ton/m}^2}$$





## B.4.2. CUERPO 2

CAPACIDAD DE CARGA POR SISMO  
REVISIÓN AL ESTADO LIMITE DE FALLA DINAMICO  
CUERPO DOS

DATOS NECESARIOS

$$\sigma_{MAX} \leq Q'$$

$$Q' = q_{ULT} * FR_s$$

$$q_{ULT} = CNc + Pv$$

$$FR_s = 1 - \frac{0.12 * \gamma m * F.C. * c.s. * d'}{C * F_R}$$

c.s.=1/4 C.S.      C.S.=0.40  
F.C.=1.1  
FR=0.7

d'=>mayor  $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ m} \\ B'=B-2ey \\ 1.20H \end{array} \right.$

Y m    ponderado  
C      ponderado

PRIMER PROPUESTA Df= 2.60

B= 7.44  
L= 14.09  
Df= 2.60

$$q_{ULT} = CNc + Pv$$

$$Cp = \frac{(2.40*0.40+2.40*2.70+2.00*0.10)}{3.2} = 2.39 \quad \text{ton/m}^2$$

$$Nc = 5.14[1+0.25(Df/B) + 0.25(B/L)] \Rightarrow Df/B < 2 \quad \text{y} \quad B/L < 1$$

$$(Df/B) = 0.35 \quad B/L = 0.53$$

$$Nc = 6.27$$

$$Pv = \sum(Y * Df) \quad Pv = 1.45*2.4 + 1.65*0.20 = 3.81 \text{ ton/m}^2$$

$$q_{ULT} = 2.39*6.57 + 3.81 = \boxed{18.79 \text{ ton/m}^2}$$

$$FR_s = 1 - \frac{0.12 * \gamma m * F.C. * c.s. * d'}{C * F_R}$$

c.s.=1/4 C.S.      C.S.=0.40      c.s.=1/4(0.40)= 0.10  
F.C.= 1.1  
FR= 0.7

d'=>mayor  $\left\{ \begin{array}{l} 20 \text{ m} \\ B'=B-2ey \\ 1.20H \end{array} \right.$

Y m    ponderado  
C      ponderado

$$\gamma_p = [(1.45*2.40 + 1.65*0.20) / 2.60] = 1.42$$

$$Cp = 2.39$$

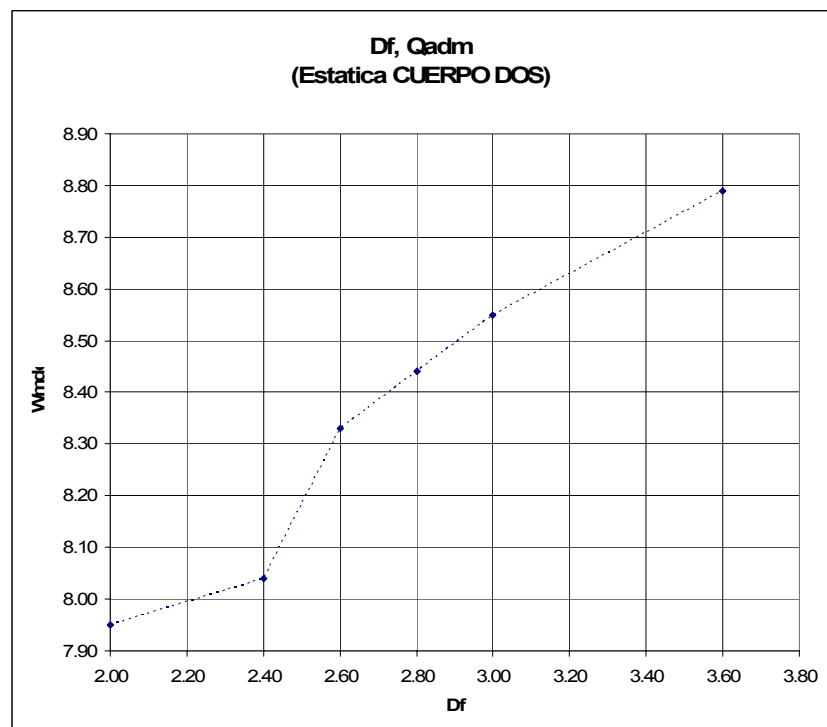
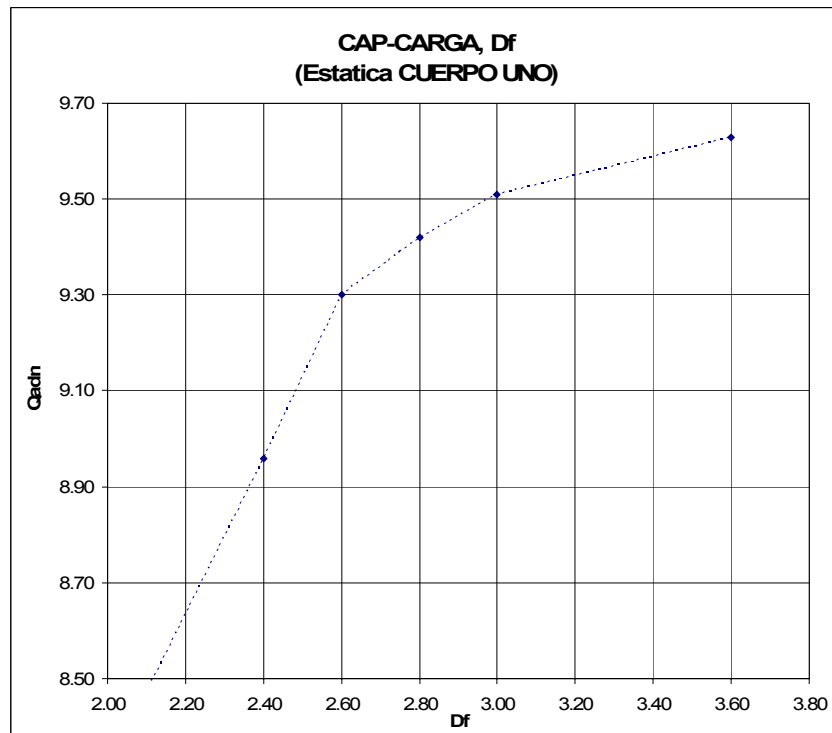
$$FR_s = 1 - \frac{0.12*1.42*1.10*0.10*20}{2.39*0.70} = 0.78$$

$$Q' = q_{ULT} * FR_s = \boxed{14.58 \text{ ton/m}^2}$$



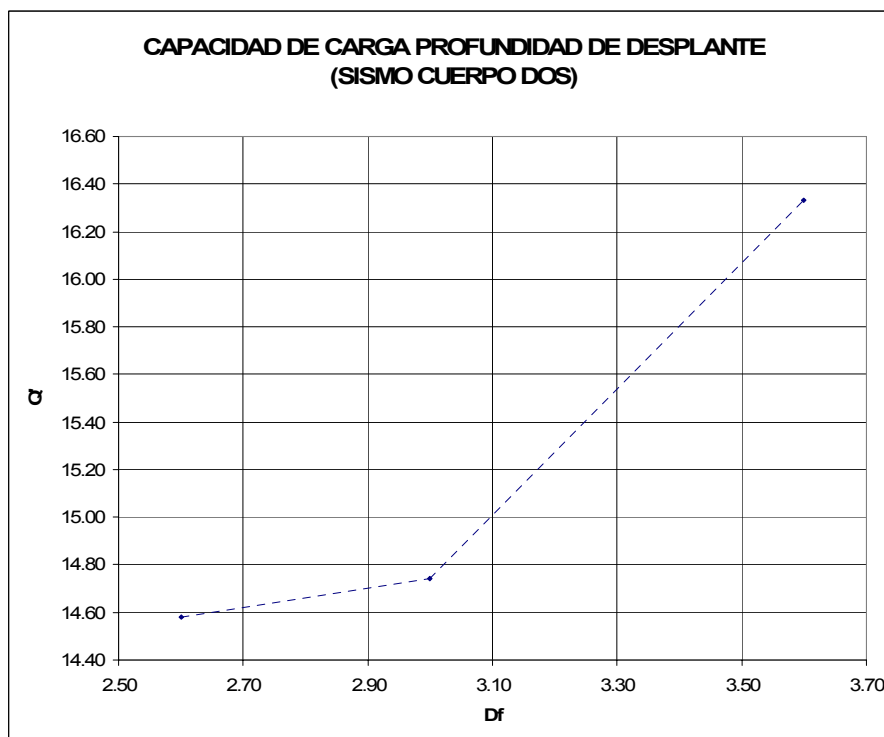
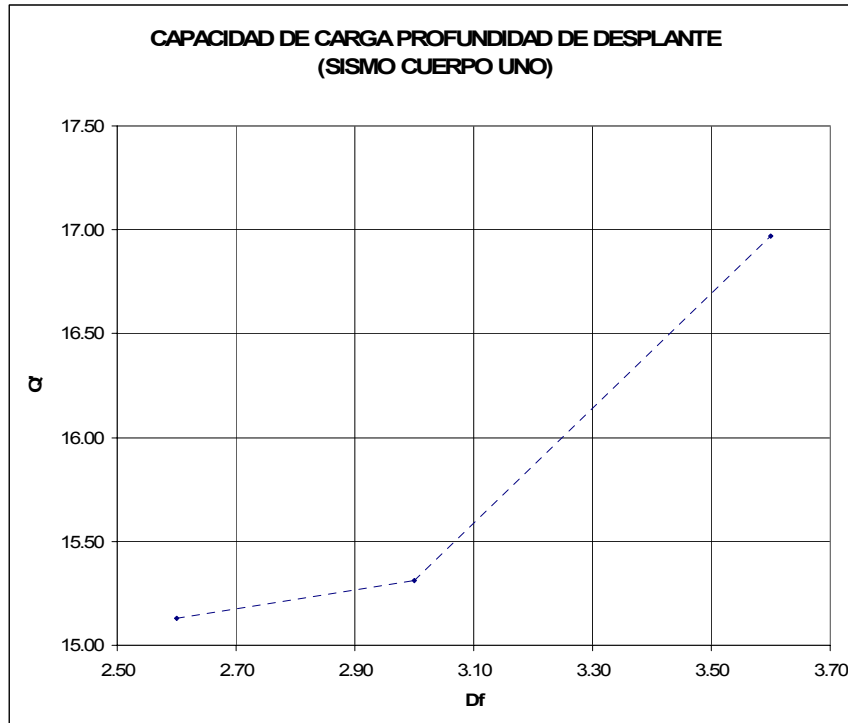
## B.5. GRÁFICA CAPACIDAD DE CARGA – PROFUNDIDAD DE DESPLANTE

### B.5.1. CONDICIÓN ESTÁTICA CUERPO 1 Y 2





### B.5.2. CONDICIÓN DINÁMICA CUERPO 1 Y 2





## B.6. CÁLCULO DE ASENTAMIENTOS AL CENTRO GEOMÉTRICO

### B.6.1. CUERPO 1

CALCULO DE ASENTAMIENTOS  
CENTRO GEOMETRICO

ESTRATO	$\Delta\sigma_z$ ton/m <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	H (cm)	e	$s^*c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Cc (cm <sup>2</sup> /kg)	Cr	$\Delta H = \Delta e = S_c$ (cm)
2.60 - 3.00 m	5.74	0.574	0.03	<b>0.61</b>	40.00	1.98	<b>1.050</b>	0.149	0.070	<b>1.19</b>
5.70 - 7.80 m	4.39	0.363	0.56	<b>0.92</b>	210.00	3.72	<b>0.800</b>	1.539	1.156	<b>4.92</b>
	3.59									
	2.9									
7.80 - 9.90 m	2.9	0.238	0.74	<b>0.98</b>	210.00	3.09	<b>0.850</b>	1.061	0.649	<b>5.32</b>
	2.34									
	1.91									
9.90 - 11.90 m	1.91	0.161	1.10	<b>1.26</b>	200.00	3.34	<b>2.313</b>	2.313	0.840	<b>2.30</b>
	1.58									
	1.33									
11.90 - 13.50 m	1.33	0.118	1.33	<b>1.45</b>	80.00	3.34	<b>2.313</b>	2.313	0.840	<b>0.57</b>
	1.17									
	1.03									
13.50 - 15.60 m	1.03	0.090	1.57	<b>1.66</b>	210.00	3.58	<b>1.600</b>	3.565	1.035	<b>3.95</b>
	0.88									
	0.78									
17.40 - 20.80 m	0.6	0.050	2.11	<b>2.16</b>	340.00	4.56	<b>0.550</b>	2.300	0.600	<b>1.43</b>
	0.49									
	0.41									
$\Sigma =$										<b>19.68</b>

### B.6.2. CUERPO 2

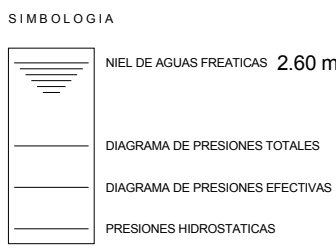
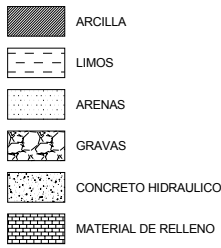
CALCULO DE ASENTAMIENTOS  
CENTRO GEOMETRICO

ESTRATO	$\Delta\sigma_z$ ton/m <sup>2</sup>	$\Delta\sigma_p$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_0$ (kg/cm <sup>2</sup> )	$\sigma_1$ (kg/cm <sup>2</sup> )	H (cm)	e	$s^*c$ (kg/cm <sup>2</sup> )	Cc (cm <sup>2</sup> /kg)	Cr	$\Delta H = \Delta e = S_c$ (cm)
2.60 - 3.00 m	5.03	0.503	0.03	<b>0.54</b>	40.00	1.98	<b>1.050</b>	0.149	0.070	<b>1.14</b>
5.70 - 7.80 m	3.94	0.345	0.56	<b>0.91</b>	210.00	3.72	<b>0.800</b>	1.539	1.156	<b>4.65</b>
	3.43									
	2.98									
7.80 - 9.90 m	2.98	0.260	0.74	<b>1.00</b>	210.00	3.09	<b>0.850</b>	1.061	0.649	<b>5.83</b>
	2.58									
	2.23									
9.90 - 11.90 m	2.23	0.197	1.10	<b>1.29</b>	200.00	3.34	<b>2.313</b>	2.313	0.840	<b>2.77</b>
	1.96									
	1.71									
11.90 - 13.50 m	1.71	0.155	1.33	<b>1.48</b>	80.00	3.34	<b>2.313</b>	2.313	0.840	<b>0.74</b>
	1.54									
	1.39									
13.50 - 15.60 m	1.39	0.124	1.57	<b>1.69</b>	210.00	3.58	<b>1.600</b>	3.565	1.035	<b>4.31</b>
	1.23									
	1.09									
17.40 - 20.80 m	0.89	0.076	2.11	<b>2.19</b>	340.00	4.56	<b>2.110</b>	2.300	0.600	<b>2.16</b>
	0.75									
	0.64									
$\Sigma =$										<b>21.61</b>



**B.7. CONFIGURACIÓN ESTRATIGRÁFICA**

PERFIL ESTRATIGRÁFICO SONDEO MIXTO 1	REGISTRO DE MUESTRAS			Nº DE GOLPES PARA PENETRAR 30 CM CON EL PIEZOMETRO ESTANDAR	CONT. DE HUM. LIM LÍQUIDO LIM PLÁSTICO	DENSIDAD DE SÓLIDOS ( $\rho_s$ )	DESCRIPCIÓN DEL MATERIAL	SUCS	? ton/m <sup>3</sup>	? %	S <sub>s</sub>	e	G <sub>w</sub>	L.L. %	L.P. %	C <sub>u</sub> ton/m <sup>2</sup>	F (°)	s <sub>0</sub> Cc D	%G-MS-MSF	
	No.	TIPO	NG																	
0.00							MATERIAL DE RELLENO CONSTITUIDO DE UN LIMO ARCILLOSO Y PEDACERÍA DE CASCAJO													
0.40																				
0.80																				
1.20																				
1.60							LIMOS DE ALTA PLASTICIDAD CON ARCILLAS Y ARENAS FINAS, DE COLOR NEGRO, DE CONSISTENCIA FIRME, DE MEDIA COMPRESIBILIDAD	MH	1.45	55	2.56	1.41	100.0	68.0	49.6			1.050	0%-18%-82%	
2.00																			0.149	
2.40																			0.070	
2.80							ARCILLAS ALTAMENTE PLASTICAS CON ARENAS FINAS DE COLOR GRIS DE CONSISTENCIA FIRME, DE ALTA COMPRESIBILIDAD	SM	1.65	74	2.67	1.98	100.0	47.2	43.6				0%-64%-36%	
3.20																				
3.60																				
4.00							ARCILLAS ALTAMENTE PLASTICAS CON ARENAS FINAS DE COLOR GRIS DE CONSISTENCIA FIRME, DE BAJA COMPRESIBILIDAD	CL-ML	1.35	65	2.52	1.64	100.0	47.4	29.0				0%-63%-37%	
4.40																				
4.80																				
5.20																				
5.60																				
6.00							LIMOS DE ALTA PLASTICIDAD CON ARCILLAS Y ARENAS FINAS, DE COLOR NEGRO, DE CONSISTENCIA BLANDA DE ALTA COMPRESIBILIDAD	MH	1.39	152	2.44	3.72	100.0	69.0	61.5	0.80	2	0.800	0%-28%-72%	
6.40																			1.539	
6.80																			1.156	
7.20																				
7.60																				
8.00																				
8.40																				
8.80																				
9.20																				
9.60																				
10.00																				
10.40																				
10.80																				
11.20																				
11.60																				
12.00																				
12.40																				
12.80																				
13.20																				
13.60																				
14.00																				
14.40																				
14.80																				
15.20																				
15.60																				
16.00																				
16.40																				
16.80																				
17.20																				
17.60																				
18.00																				
18.40																				
18.80																				
19.20																				
19.60																				
20.00																				
20.40																				
20.80																				



**NOMENCLATURA**

SUCS = Sistema Unificado de Clasificación de Suelos  
 ? = Peso específico del material  
 ? = Contenido natural de agua  
 S<sub>s</sub> = Densidad de sólidos  
 e = Relación de vacíos  
 G<sub>w</sub> = Grado de saturación  
 L.L. = Limite líquido  
 L.P. = Limite plástico  
 C<sub>u</sub> = Cohesión aparente del material  
 F = Angulo de fricción interna del material  
 S = Resistencia al esfuerzo cortante  
 C<sub>c</sub> = Índice de compresión del suelo  
 C<sub>r</sub> = Índice de recompresión del suelo  
 C<sub>e</sub> = Índice de expansión del suelo  
 s<sub>0</sub> = Carga de preconsolidación del suelo  
 T.S. = Tubo Shelby





## **BIBLIOGRAFÍA**

*Ingeniería de cimentaciones* – Conceptos básicos de la práctica – Enrique Taméz González – TGC Geotécnia – 2001.

*Manual de Diseño Geotécnico Vol. 1* - Comisión de Vialidad y Transporte Urbano – 1987.

*Mecánica de Suelos Tomo 1* – Fundamentos de la mecánica de suelos – Juárez Badillo, Rico Rodríguez – Editorial Limusa – 2000.

