

204



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA TORRE DE SOPORTE DEL GRAN TELESCOPIO MILIMETRICO

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A :
JOSE ROBERTO VAZQUEZ GONZALEZ



DIRECTOR DE TESIS: M.I. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO

CD. UNIVERSITARIA, D. F.

2000

Handwritten signature or stamp



Universidad Nacional  
Autónoma de México



**UNAM – Dirección General de Bibliotecas**  
**Tesis Digitales**  
**Restricciones de uso**

**DERECHOS RESERVADOS ©**  
**PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL**

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AUTÓNOMA DE  
MÉXICO

FACULTAD DE INGENIERIA  
DIRECCION  
FING/DCTG/SEAC/UTIT/209/99

Señor VAZQUEZ GONZALEZ JOSE ROBERTO,  
Presente .

En atención a su solicitud me es grato hacer de su conocimiento el tema que propuso el profesor M.I. CARLOS JAVIER MENDOZA ESCOBEDO, que aprobó esta Dirección, para que lo desarrolle usted como tesis de su examen profesional de INGENIERO CIVIL.

**“ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA TORRE DE SOPORTE DEL GRAN TELESCOPIO MILIMETRICO”**

- Introducción.
- I. Antecedentes.
- II. Bases del proyecto.
- III. Cimentación del GTM.
- IV. Análisis y diseño estructural.
- V. Especificaciones de construcción.
- VI. Conclusiones y recomendaciones.
- Agradecimientos.
- Referencias.

Ruego a usted cumplir con la disposición de la Dirección General de la Administración Escolar en el sentido de que se imprima en lugar visible de cada ejemplar de la tesis el título de ésta.

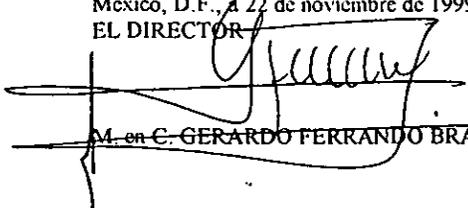
Asimismo le recuerdo que la Ley de Profesiones estipula que deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito para sustentar Examen Profesional.

Atentamente

“POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU”

México, D.F., a 22 de noviembre de 1999.

EL DIRECTOR



M. en C. GERARDO FERRANDO BRAVO

GFB/GMP/ser



---

Dedico esta tesis:

*A Dios,  
porque siempre ha estado conmigo*

*A mis Padres,  
con todo mi amor y gratitud eterna,  
porque ellos han sido mi ejemplo a seguir y les debo todo lo que soy*

*A Mauricio y Gabriela, mis Hermanos,  
por su gran cariño y apoyo en todo momento*

*A mis Abuelos, Nicolás<sup>†</sup>, Esperanza, Mario y Saraí<sup>†</sup>,  
por todo el amor y comprensión que me han demostrado  
y que siempre estará conmigo*

---



---

*A Mónica con todo mi amor,  
por estar a mi lado siempre y por los sueños que compartimos*

*A todos mis Tíos que han sido otros padres para mí*

*A todos mis Primos que son mi ejemplo de amistad eterna*

*A mis amigos: Francisco, Edgar, Mario y Alejandro,  
por todas las experiencias y aventuras que hemos compartido*

*A mi Director de Tesis, el Ingeniero Carlos Javier Mendoza y a los Sinodales  
que en todo momento me apoyaron para alcanzar esta meta*

---



---

***A todos los profesores, compañeros de escuela y de trabajo,  
que a lo largo de mi carrera, me han ayudado a complementar mis estudios con  
experiencias y conocimientos que han sido de gran importancia***

***A la Universidad Nacional Autónoma de México, y a su Facultad de Ingeniería,  
por la oportunidad que me dio de conocerla, quererla y respetarla  
y porque siempre se erguirá solemne ante cualquier circunstancia,  
para seguir siendo la Máxima Casa de Estudios de América Latina***

---



---

## ÍNDICE

I	RESUMEN	1
II	INTRODUCCIÓN	3
II.1	ANTECEDENTES	3
II.2	OBJETIVOS	4
II.3	SELECCIÓN DEL SITIO	5
II.4	CARACTERÍSTICAS GENERALES DE LA ESTRUCTURA	7
III	BASES DEL PROYECTO	8
III.1	REQUERIMIENTOS TÉCNICOS DEL PROYECTO	8
III.1.1	CARACTERÍSTICAS GEOMÉTRICAS	8
III.1.2	RIGIDEZ Y FRECUENCIA	12
III.1.3	MATERIALES	16
III.2	PARÁMETROS DE DISEÑO	19
III.2.1	MÉTODO DE DISEÑO	19
III.2.2	CLASIFICACIÓN DE LA ESTRUCTURA	22
III.2.3	CARGAS DE DISEÑO	22
III.2.4	SELECCIÓN DEL MÉTODO DE ANÁLISIS	32
III.3	CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SITIO	35
III.3.1	MÉTODOS DE EXPLORACIÓN	35
III.3.2	TRABAJOS DE LABORATORIO	42
III.3.3	PROPIEDADES DEL SUBSUELO	43
III.3.4	MODELO SIMPLIFICADO DEL SUBSUELO	46
IV	CIMENTACIÓN DEL GTM	49
IV.1	ALTERNATIVAS DE CIMENTACIÓN	49
IV.2	REVISIÓN DE REQUERIMIENTOS DE RIGIDEZ	53
IV.3	SELECCIÓN DE CIMENTACIÓN	54
V	ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL	56
V.1	INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS	56
V.2	REVISIÓN DE ESTADOS LIMITE DE FALLA	64
V.3	REVISIÓN DE ESTADOS LIMITE DE SERVICIO	70
VI	ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCIÓN	71
VII	COMENTARIOS Y CONCLUSIONES	102
	ANEXO 1	108
	BIBLIOGRAFÍA	118
	AGRADECIMIENTOS	

---



---

## I RESUMEN

El Gran Telescopio Milimétrico (GTM) es un proyecto de gran magnitud, por su importancia científica y por la inversión económica que requiere, por lo cual es necesario utilizar los mejores recursos que se tienen al alcance para obtener un proyecto de gran calidad.

El GTM estará formado por el reflector primario, la torre de soporte y su cimentación. Este trabajo describe las actividades desarrolladas durante el análisis y diseño de los elementos estructurales que forman parte de la cimentación y torre de soporte del GTM.

Para obtener el diseño de la torre de soporte y cimentación del GTM fue necesario desarrollar un análisis tridimensional basado en el Método del Elemento Finito que refleja el comportamiento de la estructura ante las acciones de diseño y la interacción que se presenta con el suelo, con datos obtenidos del estudio de mecánica de suelos.

Además este trabajo contempla el cumplimiento de los requerimientos de proyecto establecidos por el diseñador del GTM, la selección del tipo de cimentación más adecuada, la revisión de los estados límite de falla y de servicio así como las especificaciones generales para su construcción.

Dentro de las características importantes de este proyecto están los requerimientos de rigidez establecidos por el diseñador del GTM, que determinan una estructura de tipo masivo y las condiciones que debe cumplir la cimentación. Además se debe contemplar para la construcción del GTM las condiciones climatológicas extremas del sitio, que se localiza en la cima del Cerro La Negra (CLN) en el estado de Puebla a 4,640 msnmm.

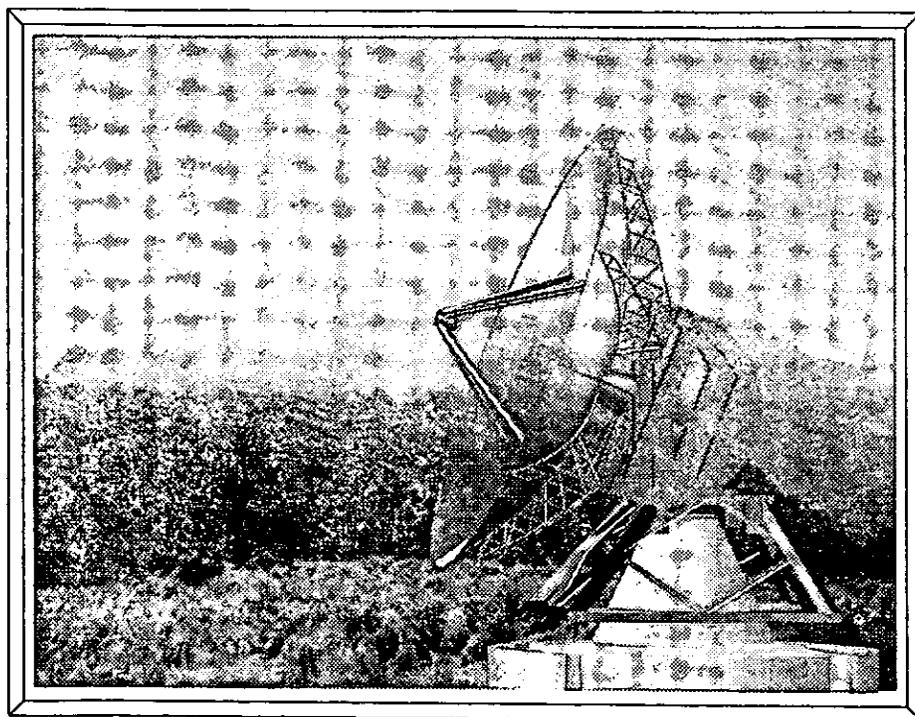


Fig. I.1, PANORÁMICA GENERAL DEL GRAN TELESCOPIO MILIMÉTRICO (GTM)



---

## II INTRODUCCIÓN

### II.1 Antecedentes

Con objeto de estudiar el Universo y la gran diversidad de fenómenos que ahí ocurren, el Instituto Nacional de Astronomía, Óptica y Electrónica (INAOE) y la Universidad de Massachusetts (UMass) se unieron para construir el telescopio de microondas más grande del mundo.

El Gran Telescopio Milimétrico (GTM) o bien, Large Millimeter Telescope (LMT) en el idioma inglés, será diseñado, construido y equipado con instrumentos científicos producto del trabajo conjunto de ingenieros, científicos, estudiantes e industriales de México, de Estados Unidos y Alemania.

El "tamaño" del telescopio es la característica fundamental para coleccionar y detectar las débiles señales de las fuentes cósmicas. Así, para obtener las observaciones más sensitivas a las longitudes de onda requeridas, el reflector primario del GTM tendrá un diámetro de 50 metros.

Una vez terminada su construcción, la capacidad colectora del GTM y sus arreglos de receptores para longitudes de onda milimétricas permitirán el desarrollo de programas científicos de importancia trascendental para aumentar el conocimiento sobre el origen del Universo y los elementos que lo constituyen.

El costo del proyecto fue estimado en \$49.5 millones de dólares (INAOE y UMass, 1997) dedicados al diseño, fabricación e instalación del telescopio en México, y \$4.5 millones de dólares para los ajustes finales de los sistemas más complejos del GTM.

Los objetivos básicos del GTM son los siguientes:

- Detectar ondas de radio las cuales iniciaron su viaje hacia la Tierra durante la época de formación de la Galaxia hace 10 mil millones de años cuando los primeros objetos del Universo empezaron su existencia.



- 
- Caracterizar los procesos que llevan a la formación de estrellas en arreglos espirales en galaxias similares a la Vía Láctea y los fenómenos que producen rápidos y caóticos nacimientos de estrellas cuando dos galaxias chocan entre sí.
  - Estudiar las condiciones químicas y físicas en los lugares de formación estelar; es decir, en nubes moleculares densas y frías, compuestas de gas y polvo. Además, descubrir la relación entre las condiciones de la nube molecular progenitora y los tipos de estrellas que se forman.
  - Descubrir los mecanismos químicos que llevan a la formación de moléculas complejas y que tal vez den lugar a seres vivos.

La capacidad del GTM para tratar estos problemas deriva de su sensibilidad para detectar ondas de radio emitidas por el gas y el polvo en las regiones más frías del Universo; regiones que emiten energía en longitudes de onda a las cuales el ojo humano es sensible, pero producen señales de relativamente mayor intensidad a longitudes de onda cercanas a 1 milímetro.

## II.2 Objetivos y Alcances

Los objetivos de este trabajo son describir claramente, los pasos y consideraciones para el análisis y diseño estructural de la torre de soporte y cimentación del GTM. En este trabajo se consideran los siguientes alcances:

- a) Análisis estructural de la torre soporte y cimentación, mediante la aplicación del Método de Elemento Finito, con la ayuda del programa de análisis SAP2000. De este modelo matemático, se observó el comportamiento que tiene la torre de soporte y su cimentación al interactuar con el suelo, además de obtener los elementos mecánicos de diseño. Para el análisis estructural se consideró la geometría definitiva, las diferentes condiciones de carga y los materiales a utilizar en la construcción del GTM.
  - b) Diseño estructural de los elementos que componen a la torre de soporte y cimentación, diseñados conforme al reglamento ACI 318-95.
-



- 
- c) Definición del tipo de cimentación, con base en el estudio de mecánica de suelos.
  - d) Especificaciones de construcción que se deben de verificar para obtener una estructura de alta calidad bajo las condiciones climáticas donde se construirá el GTM.

### II.3 Selección del sitio

Para lograr sus objetivos científicos, el GTM deberá estar ubicado en una montaña de gran altura donde prevalezcan cielos despejados y clima seco durante la mayor parte del año.

Los factores claves en la selección del sitio son:

1. Alta transparencia de la atmósfera a radiación milimétrica;
2. Perfiles meteorológicos favorables (vientos moderados, baja precipitación anual);
3. Latitudes meridionales que permitan ángulos de elevación del telescopio que favorezcan la observación de regiones de formación estelar y el centro de la Galaxia;
4. Cercanía a una ciudad con infraestructura académica y técnica;
5. Facilidad de acceso al sitio y disponibilidad de servicios necesarios para la construcción y operación del mismo (carreteras, líneas de energía eléctrica, etc.).

Con base en los criterios anteriores se seleccionó al Cerro La Negra (CLN), en el estado de Puebla, a una altura de 4,640 msnmm. Este sitio es una de las montañas mas altas del centro de México y está situado al sur del Cofre de Perote y del Pico de Orizaba. Se encuentra ubicado en la latitud de 18° 59' N entre la orilla Este del Altiplano mexicano y las húmedas costas del Golfo de México. Esta latitud permite una buena cobertura de ambos hemisferios celestes.

Otra característica importante del CLN es que presenta en las mañanas, en particular las de invierno, condiciones excepcionales para la astronomía milimétrica, fácilmente comparables a las del observatorio de Mauna Kea en Hawaii, frecuentemente citado como el mejor del mundo en este género. Las cantidades de vapor de agua en la atmósfera medidas en el Cerro La Negra llegan a ser equivalentes a una capa de agua de tan solo un milímetro de espesor. Estas condiciones excepcionales fueron determinantes para escoger a este lugar como el sitio para el GTM (fig. II.1)

---

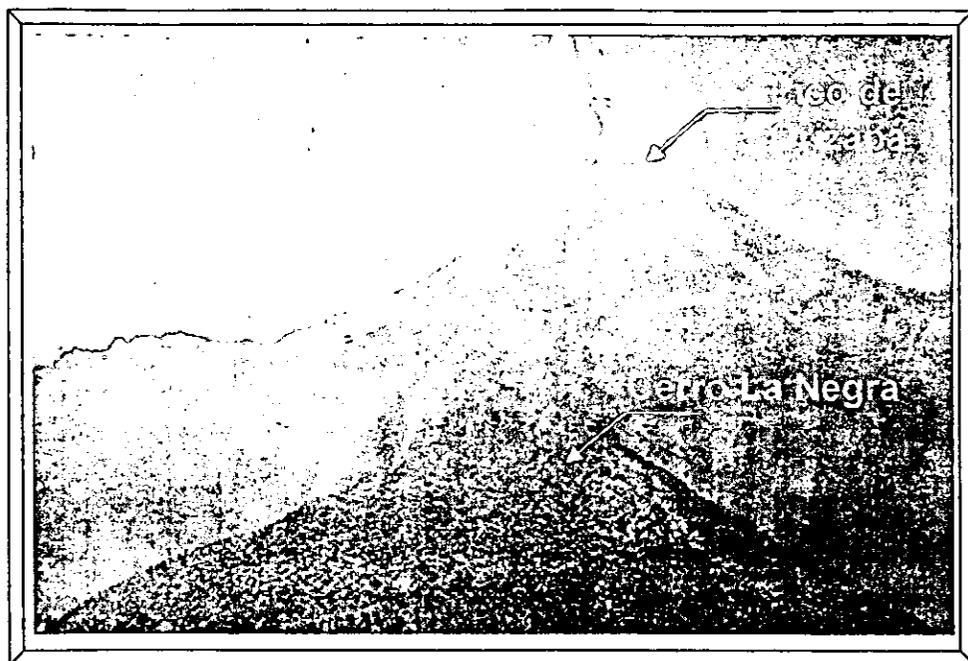


Fig. II.1, FOTOGRAFÍA AEREA DEL CERRO LA NEGRA



---

## II.4 Características generales de la estructura

Un reto importante en la construcción de un radiotelescopio de gran diámetro es diseñar una estructura capaz de soportar una superficie metálica manteniendo su forma con tal precisión que concentre las ondas de radio en un foco. Para contrarrestar los efectos que distorsionan la superficie reflectora, tales como la gravedad y las expansiones térmicas, en el pasado los ingenieros diseñaron estructuras mecánicas robustas y relativamente pesadas.

Para permitir un excelente funcionamiento del radiotelescopio, el GTM usa los últimos avances de sistemas de cómputo para evaluar continuamente las distorsiones y restaurar la superficie a la forma deseada instantáneamente. Su superficie reflejante no será una pieza única de metal, sino un conjunto de 126 paneles individuales cuyas posiciones relativas serán delicadamente orquestadas por comandos de computadora, resultando así en una superficie reflectora casi perfecta.

La construcción del GTM, así como el proceso de operación del telescopio, deberá llevarse a cabo en condiciones particularmente difíciles, sobre todo si se considera que este telescopio deberá ser orientado con una precisión de un milésimo de grado mientras que la antena deberá soportar vientos de más de 200 km/h, por esa razón se tiene contemplado a futuro, la construcción de un domo de aproximadamente setenta metros de altura, que servirá para proteger la antena de las acciones del viento. Además de esto, el edificio del GTM tendrá un sistema de control térmico para mantener la antena prácticamente a la misma temperatura, con diferencias menores a un grado para puntos situados a cincuenta metros de distancia.

La geometría general del GTM es una torre de forma cónica, de aproximadamente 18.00m de altura que servirá de soporte a la antena, por lo que es necesario tener elementos resistentes y rígidos. Para el caso del GTM se empleará concreto reforzado, y la mayoría de la estructura será de tipo masivo.



---

### **III. BASES DEL PROYECTO**

#### **III.1 REQUERIMIENTOS DEL PROYECTO**

En el diseño de la estructura que soportará al GTM se deben cumplir con requisitos geométricos, de rigidez, materiales y cimentación específicos. Estos requisitos son establecidos por el proyectista del Gran Telescopio Milimétrico, en este caso la empresa que obtuvo esta responsabilidad es la compañía alemana MAN Technologie.

##### **III.1.1 Características geométricas**

La antena del GTM se diseñó para tener movimiento en el plano vertical y horizontal. De esta forma la base será circular, teniendo en su parte central una torre (ver figura III.1).

La base que dará soporte a la antena está formada por una torre en forma de un cono truncado de 18.30m de alto, que sobresale de un cilindro. Las dimensiones de los diámetros exteriores de la torre son de 19.50m y 5.00m en los niveles +5.00m y +18.30m respectivamente. La torre está constituida de muros de 1.30m de espesor. De el nivel +0.00 al +5.00 estos muros son verticales.

La base cilíndrica consta de un muro perimetral de 39.60m de diámetro y con 1.20m de espesor, que servirá para el apoyo del riel por donde se desplazará la estructura de soporte de la antena. Además, se localizan alternados a cada 45°, cuatros dados principales y cuatro secundarios; los principales de forma hexagonal serán utilizados para soportar las cargas de montaje de la estructura de la antena.

La losa superior de la base tendrá un espesor de 50 cm y una altura variable desde 3.64m en el extremo exterior, hasta 5.0m en la intersección con los muros de la torre de soporte. Aquí, la losa continúa con altura constante hasta el centro de la base, en donde se ubicará un hueco circular de 52cm de diámetro destinado para alojar al eje del telescopio.

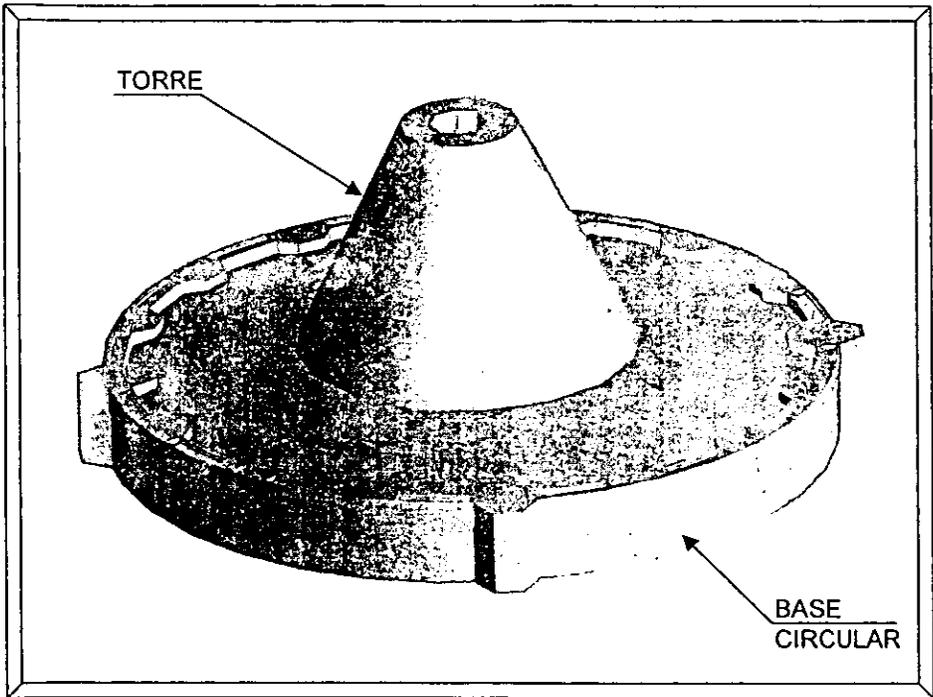


Fig. III.1, CONFIGURACION GENERAL DE LA TORRE DE SOPORTE



---

Para dar rigidez a la base cilíndrica se contemplan 8 muros radiales de 80cm de espesor, equiespaciados a cada 45°. Estos muros se extenderán desde los dados perimetrales hasta el muro de la torre de soporte.

En la parte central de la base cilíndrica se emplearán 4 columnas circulares de 60 cm de diámetro y una trabe circular de 70cm de peralte por 35 de ancho, que darán soporte a la losa central.

Para el acceso al interior de la base, se tienen contemplados pasos en muros y losas, para puertas y escaleras. Estos pasos deberán ser considerados en el modelo de análisis.

Para tener un mejor entendimiento de la descripción anterior, se muestra las figuras III.2 y III.3.

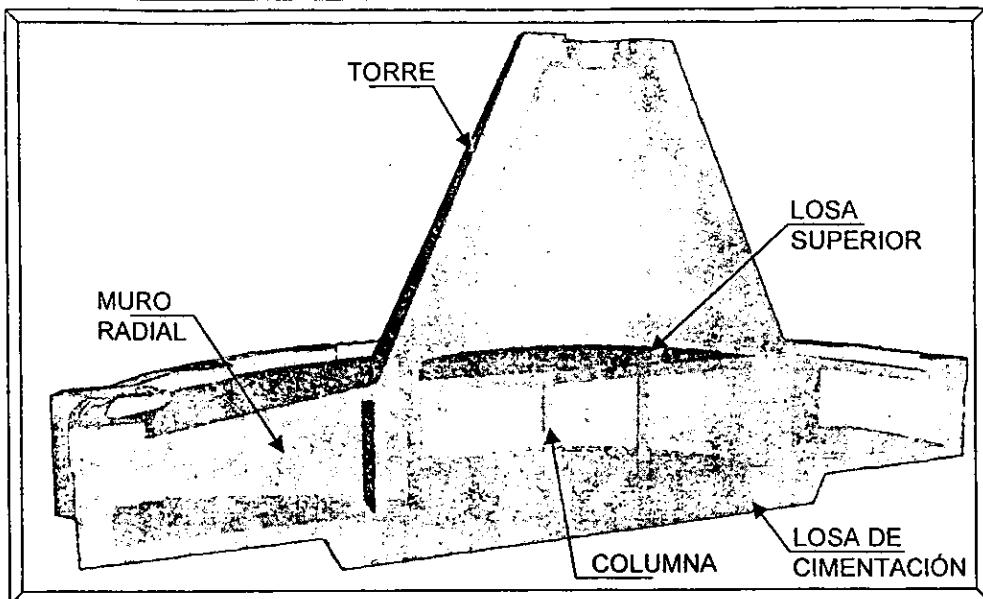


Fig. III.2, CORTE ESQUEMÁTICO DE LA TORRE DE SOPORTE

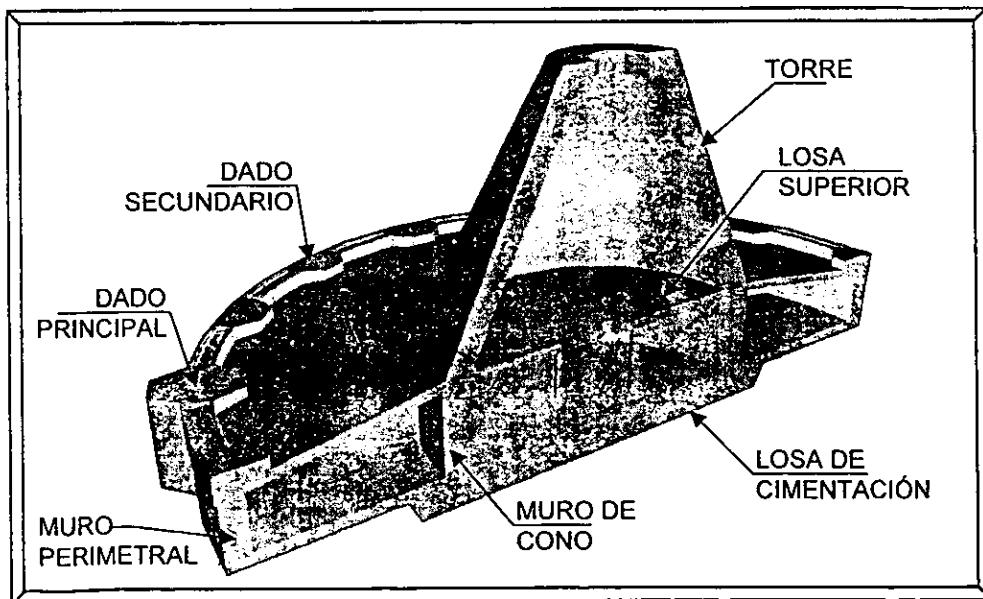


Fig. III.3, CORTE ESQUEMÁTICO DE LA TORRE DE SOPORTE



---

### III.1.2 Rigidez y Frecuencia

El adecuado comportamiento de la antena depende de una base de gran rigidez. Los requerimientos de rigidez son establecidos por el diseñador del GTM. Estos requisitos consideran: la Rigidez Traslacional, Rigidez Rotacional, Rigidez Torsional y Frecuencia. La rigidez traslacional se establece como la relación de carga lateral y el desplazamiento lateral, mientras que la rotacional corresponde a la relación momento y giro. La rigidez torsional se establece como la relación entre el desplazamiento horizontal y un momento torsionante.

#### III.1.2.1 *Rigidez Traslacional*

Esta rigidez se define como el máximo desplazamiento horizontal que se manifiesta en la estructura de soporte ante una carga lateral unitaria aplicada en el punto más desfavorable. Esta carga es de 1,000 kN y se aplica en la parte superior de la torre de soporte. El desplazamiento máximo no será mayor a 0.80mm o lo que es lo mismo, la rigidez traslacional debe ser de:  $1.25 \times 10^9$  N/m. En la figura III.4 se representa la forma en que se aplica la carga y el desplazamiento máximo.

#### III.1.2.2 *Rigidez Rotacional*

La rigidez rotacional se define como el desplazamiento vertical que se presenta en los puntos de apoyo de la antena, ante un momento unitario. Este momento se descompuso en cuatro fuerzas de 1,000 kN aplicados en los puntos de apoyo. El desplazamiento vertical máximo admisible en los punto de aplicación de las fuerzas es de 1.95mm, esto corresponde a una rigidez de  $4 \times 10^{12}$  Nm/rad. La figura III.5 representa la forma en que se aplica la carga y el desplazamiento máximo.

#### III.1.2.3 *Rigidez Torsional*

La rigidez torsional se definió como el desplazamiento horizontal del muro circular, en dónde se encuentra el riel, ante un momento torsionante provocado por cuatro fuerzas tangenciales de 1,000 kN. El desplazamiento horizontal admisible es de 0.80mm. La figura III.6 muestra la aplicación de las 4 fuerzas y el desplazamiento horizontal medido.

---

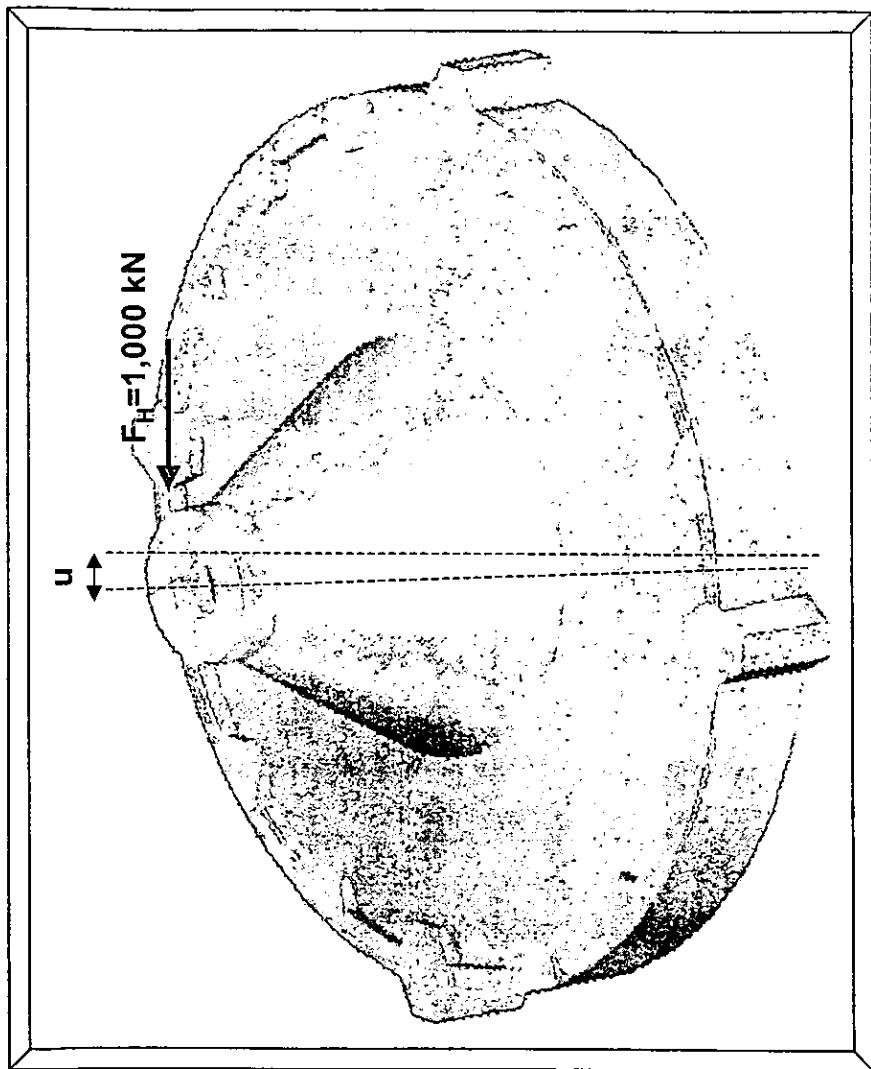


Fig. III.4, RIGIDEZ TRASLACIONAL

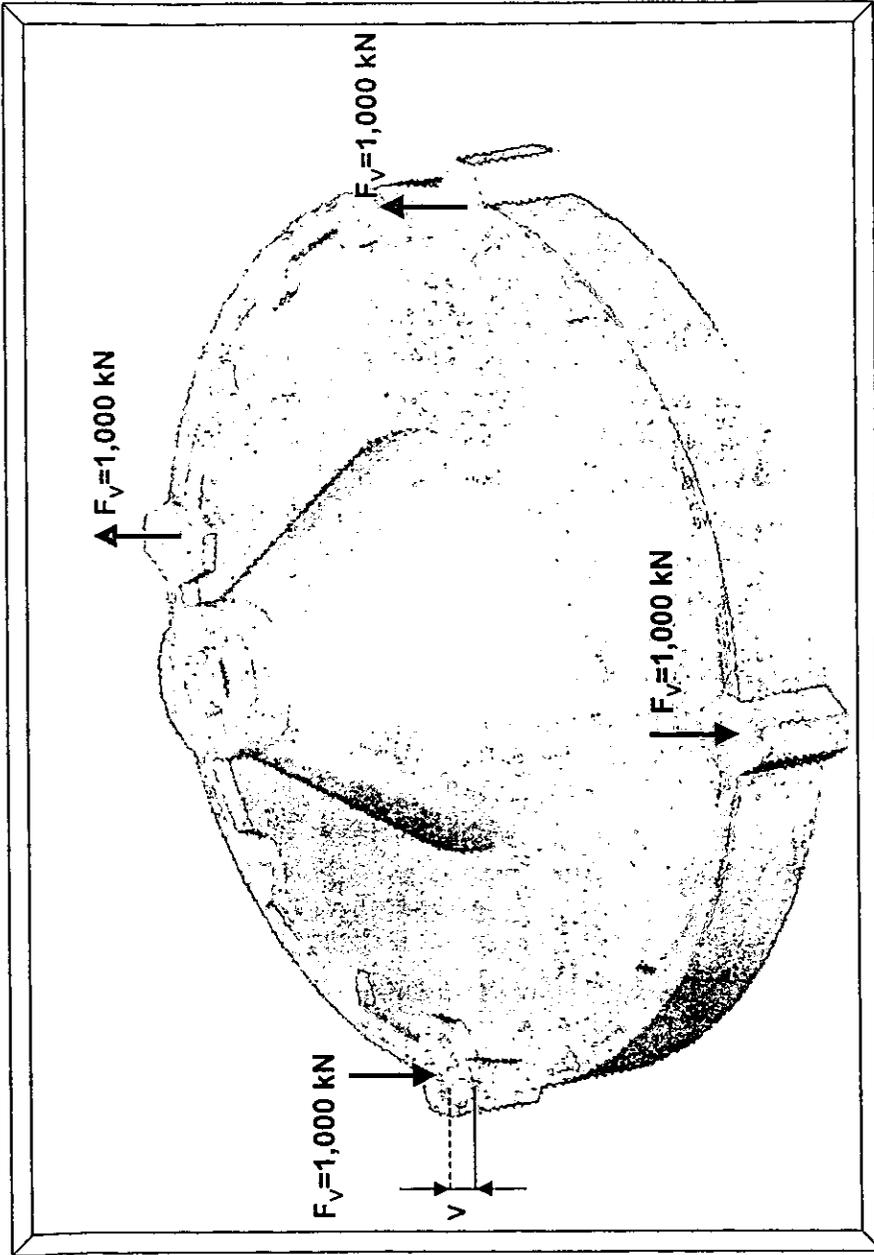


Fig. III.5, RIGIDEZ ROTACIONAL

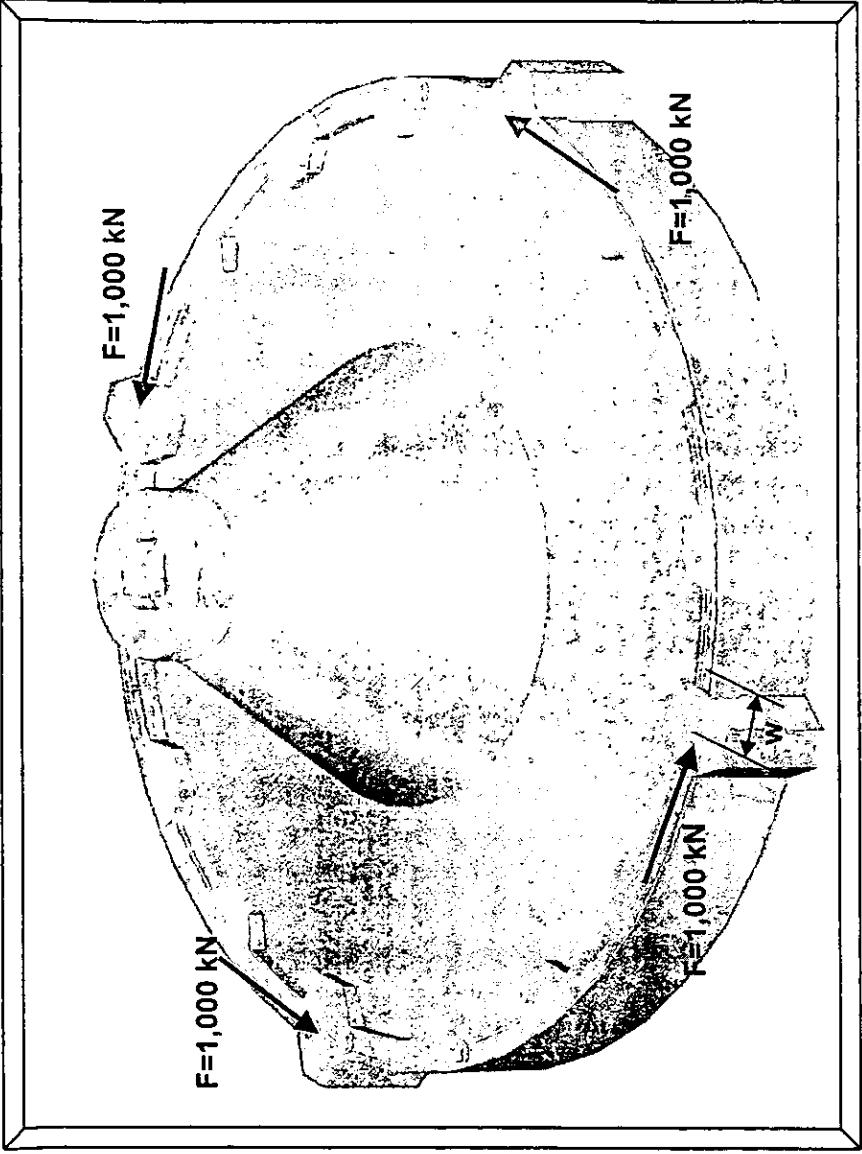


Fig. III.6, RIGIDEZ TORSIONAL



---

#### *III.1.2.4 Frecuencia*

De acuerdo con los requerimientos solicitados por el diseñador del GTM, el sistema compuesto por la antena, la estructura de soporte, la torre y su cimentación deben de cumplir con una frecuencia tal que ésta no sea menor a 4 Hertz. El cálculo de esta frecuencia se desarrolla en el capítulo IV.2.

#### **III.1.3 Materiales**

Los requerimientos de rigidez señalados se pueden cumplir con una estructura masiva, así la Torre de Soporte y la cimentación del Gran Telescopio Milimétrico (GTM) se construirán de concreto reforzado.

Un factor importante a considerar es el lugar donde se construirá el GTM, debido a que el sitio tiene una altitud aproximada de 4560msnm, donde se presentan cambios climáticos muy severos que afectan directamente a los materiales.

El concreto, como se sabe, es una mezcla de cemento, agua y agregados pétreos, que al momento de mezclarse reacciona químicamente generando calor. Esta temperatura debe controlarse durante todo el proceso de fabricación y colocación, a fin de evitar un diferencial térmico que dañe al concreto. Esto es especialmente crítico en el uso de concreto masivo.

Además del concreto, otro material a emplear es el acero, que se utilizará para dar refuerzo puede presentar problemas por la misma situación climatológica.

Por lo anterior, es necesario describir algunas de las características de los materiales que se utilizarán en la construcción del GTM.

##### *III.1.3.1 Cemento*

El cemento a emplear será Portland-puzolánico tipo I P que cumpla con ASTM-C-595, o bien cemento Portland tipo II de bajo contenido de álcalis (0.6% máximo) conforme a ASTM-C-150 y deberá ser suministrado a granel, para lo cual se debe disponer de silos herméticos.

---



### III.1.3.2 Agregados pétreos

Los agregados pétreos se clasificarán en gravas y arenas extraídas de bancos naturales. Los agregados no deberán de contener partículas blandas, desmenuzables, delgadas, escamosas, partículas planas y/o alargadas. Los agregados se deben dividir por tamaños según los siguientes intervalos de separación:

Granulometría de materiales	
Designación material	Intervalo Nominal de Tamaño
Arena	0.074 – 4.76 (mm) (No. 200 – No. 4)
Grava 1	4.76 – 19.0 (mm) (No. 4- ¾")
Grava 2	19.0 – 38.1 (mm) (¾" – 1 ½")

Ver Anexo 1 Figura 9

### III.1.3.3 Agua

Para la elaboración del concreto se debe emplear agua que esté libre de materias orgánicas, álcalis y otras impurezas que puedan afectar al fraguado del concreto o reducir la resistencia y durabilidad. Se debe dar especial atención a que el agua no esté contaminada de aceites o grasas. Para cumplir con lo anterior, es necesario realizar con frecuencia, pruebas que verifiquen la calidad del agua.

### III.1.3.4 Aditivos

El uso de aditivos se justificará cuando las condiciones climatológicas, de transporte y/o de colocación del concreto así lo requieran.

Se debe verificar la calidad de los aditivos para garantizar su uso adecuado y que no provoque ningún cambio o reacción negativa en el concreto, como por ejemplo: cambio en el módulo de elasticidad, disminución de la resistencia, diferencias en el revenimiento, etc. Antes de utilizar un aditivo se debe verificar que su antigüedad no exceda los seis meses y que el recipiente se haya protegido de la exposición directa de los rayos solares.



---

### III.1.3.5 *Concreto*

#### III.1.3.5.1 *Concreto Masivo*

Se considera concreto masivo cuando el elemento estructural que tiene más de 80 cm de espesor.

#### III.1.3.5.2 *Diseño de las mezclas*

Cuando se definen proporciones o diseño de las mezclas, estas tienen que referirse a las características del concreto fresco, y a las propiedades del concreto endurecido, cuando se especifique. Los componentes del concreto deben dosificarse con las tolerancias indicadas en ASTM C-94 "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete".

#### III.1.3.6 *Acero de refuerzo*

Todas las varillas de refuerzo deben ser corrugadas a menos que se indique lo contrario. Las varillas de refuerzo deben ser de los grados requeridos por el diseño y deben cumplir con alguna de las siguientes especificaciones: ASTM-A-615 "Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement", ASTM-A-616 "Specification for Rail-Steel Bars of Concrete Reinforcement", y ASTM-A-706 "Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement", para casos que así se requiera en planos.



---

## III.2 PARÁMETROS DE DISEÑO

### III.2.1 Método de diseño

Para el diseño de todos los elementos de la torre de soporte y cimentación se empleó el criterio de ESTADOS LÍMITE, que consiste en diseñar elementos tal que su resistencia nominal afectada por un factor de reducción, sea mayor o igual a las acciones últimas que se presentan a lo largo de la vida útil. Lo anterior se resume con la siguiente expresión:

$$F_R R_N \geq F_C C_N$$

en donde:

$R_N$  = resistencia nominal

$F_R$  = factor de reducción de resistencia

$C_N$  = carga nominal

$F_C$  = factor de carga

Dentro de este criterio se consideran los estados límite de falla y de servicio de la estructura, como se indica a continuación:

- Revisión de estado límite de falla:

La estructura tendrá seguridad adecuada contra la aparición de cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura y cualquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida útil. O bien, al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia bajo nuevas aplicaciones de cargas.

- Revisión de estado límite de servicio:

Se revisó que la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños no afecten el correcto funcionamiento de la estructura, ante combinaciones de acciones que corresponden a acciones normales de operación.

---



### III.2.1.1 Factores de carga y resistencia

Conforme a los criterios de diseño por resistencia, se emplearon los factores de carga especificados por CFE y los factores de resistencia indicados en las siguientes tablas:

<b>FACTORES DE CARGA, <math>F_c</math> (CFE)</b>	
<b>Combinación de carga</b>	<b><math>F_c</math></b>
Combinaciones que incluyan acciones permanentes y variables Estructuras del Grupo A (para este proyecto)	1.5
Combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales	1.1
Combinaciones con acciones o fuerzas internas cuyo efecto sea favorable a la resistencia o estabilidad de la estructura	0.9

<b>FACTORES DE REDUCCION DE RESISTENCIA PARA DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO ACI 318-95 (9.3), <math>F_R</math></b>	
<b>Condición de carga</b>	<b><math>F_R</math></b>
Flexión	0.90
Tensión axial y tensión axial con flexión	0.90
Compresión axial y flexocompresión	
a) Elementos zunchados	0.75
b) Otros elementos	0.70
Cortante y torsión	0.85
Aplastamiento del concreto	0.70

Para el diseño del GTM, se utilizó el ACI 318-95 y el CFE (Comisión Federal de Electricidad).

La estructura de los códigos mexicanos de diseño (incluyendo los de la CFE) está basada en la del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal (RCDF) que tiene la ventaja de especificar en el mismo reglamento los valores de los factores de carga congruentes con los valores nominales de carga muerta, carga viva, sismo o viento, con lo cual en combinación



con los factores de resistencia se tiene controlado el valor global del factor de seguridad de la estructura.

Por lo anterior si se fijan las cargas con CFE, es correcto diseñar las estructuras de concreto con las Normas Técnicas Complementarias del RCDF (como lo indican los propios manuales de la CFE) y cómo estas están basadas y son similares al ACI 318-95, es correcto emplear ACI y CFE, independientemente de los valores de diseño a que se llegara.

### III.2.1.2 *Deformaciones permisibles*

<b>DESPLAZAMIENTOS VERTICALES MÁXIMOS</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Valor</b>
Deflexión máxima en traves de acero debida a carga viva	L/360
Desplazamiento vertical máximo en traves, incluyendo los efectos a largo plazo, en elementos cuyas deformaciones afecten a elementos no estructurales. En elementos en voladizo el limite indicado se multiplicará por dos	L/480 + 0.3

<b>DESPLAZAMIENTOS LATERALES MÁXIMOS</b>	
<b>Elemento</b>	<b>Valor</b>
Desplazamiento horizontal relativo entre dos niveles sucesivos de la estructura donde los elementos no estructurales están ligados.	H/500
Ante fuerzas sísmicas, donde elementos no estructurales se ligan a la estructura, la relación máxima de desplazamiento lateral relativo de entrepiso a la altura de dicho entrepiso, con un factor de comportamiento sísmico Q=1, no excederá de	0.006



---

### III.2.2 Clasificación de la estructura

Las estructuras se clasifican según su importancia en Grupos y por la característica de la respuesta estructural ante una acción accidental en Tipos. Para el caso del GTM se emplea la clasificación señalada por el Manual de Diseño Sísmico de la CFE (MDSCFE) y el Manual de Diseño por Viento de la CFE (MDVCFE)

#### a) Para efectos sísmicos

Ante la importancia del proyecto y de la gran inversión económica que se requiere es necesario asignarle un alto grado de seguridad. Así, esta estructura se ubicará dentro del **Grupo A**, (MDSCFE, 3.2.2).

Atendiendo a las características estructurales que influyen en la respuesta sísmica, el GTM se clasifica como **Tipo 1** (MDSCFE, 3.2.3)

#### b) Para efectos de empuje de viento

Considerando que las instalaciones y equipos del GTM estarán sometidos a la ocurrencia de fuertes vientos (MDVCFE, C.1.4.3), es necesario clasificarlo dentro del **Grupo A**.

Considerando su respuesta ante la acción del viento se ubica como **Tipo 1** (MDVCFE ).

### III.2.3 Cargas de diseño

Para el análisis y diseño estructural de la cimentación y torre de soporte del GTM se considera que durante su vida útil el GTM estará sometido a las siguientes acciones:

- *Acciones permanentes.*- Son aquellas que se presentan de forma continua sobre la estructura y cuya intensidad puede considerarse que no varía con el tiempo. Entran en esta categoría: las cargas muertas y el empuje estático de tierras que tengan un carácter permanente.



- 
- *Acciones variables.*- Son aquellas que actúan sobre la estructura con una intensidad variable con el tiempo, pero que alcanzan valores significativos durante lapsos grandes. Se incluyen en esta categoría: las cargas vivas, o aquellas que se deben al funcionamiento propio de la estructura y que no tienen carácter permanente, los efectos de cambios de temperatura y volumétricos que tienen carácter variable con el tiempo.
  - *Acciones accidentales.*- Son aquellas que no se deben al funcionamiento normal de la estructura y que pueden tomar valores significativos sólo durante pequeñas fracciones de la vida útil de esta. Se incluyen en esta categoría acciones excepcionales, como sismos y viento.

Dentro de este mismo grupo se consideró a las acciones de montaje de la estructura metálica del GTM (antena), dado que su aplicación de carga es de corta duración.

A continuación se detalla las condiciones de carga que se emplearon para el análisis del GTM, además de reproducir el valor de estas cargas, tanto en unidades de kilo Newtons como en toneladas métricas. La posición de los datos A,B,C,D se muestran en la figura III.7.

Es importante mencionar que las magnitudes, dirección y punto de aplicación de las acciones fueron determinados por MAN Technologie.

#### a) *Carga Muerta*

Se llama carga muerta al conjunto de acciones que se producen por el peso propio de la estructura; incluye el peso propio y el peso de los elementos no estructurales, como los muros divisorios, los revestimientos de pisos, muros y fachadas, la cancelería, las instalaciones y todos aquellos elementos que conservan una posición fija en la construcción, de manera que gravitan en forma constante sobre la estructura.

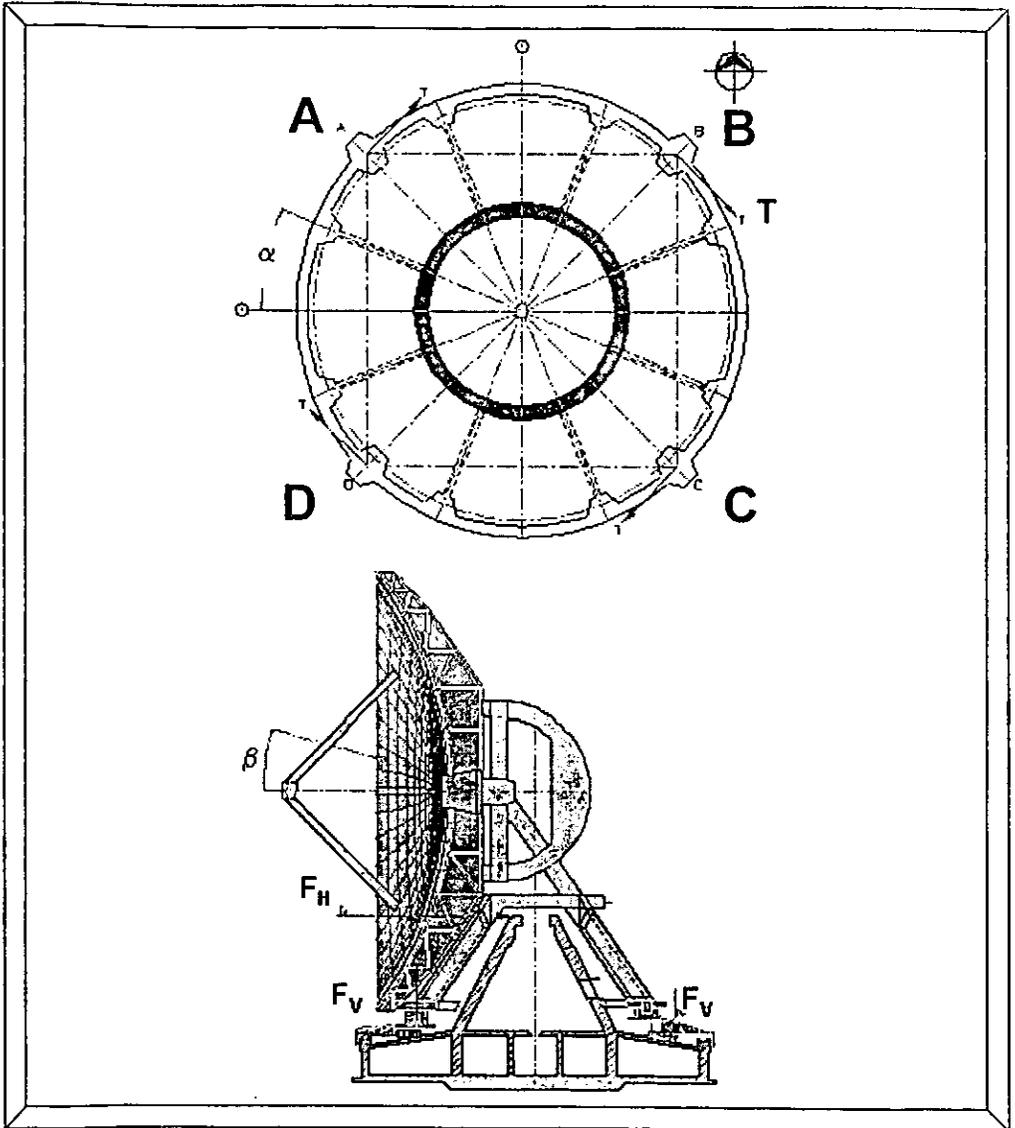


Fig. III.7, PUNTO DE APLICACIÓN DE LAS ACCIONES (PLANTA Y ELEVACIÓN)



En la siguiente tabla se expresan las cargas muertas del GTM, debidas al peso propio de las instalaciones de la antena y todo el equipo necesario para su funcionamiento. Estas cargas no incluyen el peso propio de la torre de soporte y de su cimentación.

A	B	C	D
kN	kN	kN	kN
ton	ton	ton	ton
8100	6300	6300	8100
825.7	642.2	642.2	825.7

Carga de riel: 900kN (91.7 ton)

Las cargas anteriores se incrementan en un 20%, como margen adicional de seguridad. Esto se debe a aceptar una variación del 20% en el peso del diseño definitivo de la antena con respecto al estimado.

#### b) Carga Viva

La carga viva es la que se debe a la operación y uso de la estructura. Incluye, por tanto, todo aquello que no tiene una posición fija y definitiva dentro de la misma y no puede considerarse como permanente; entran así las cargas debidas a muebles, mercancías, equipos y personas. De acuerdo con lo anterior, la carga viva que se presentará en el GTM son las siguientes:

Losa N.S.L. +0.00  $w=700 \text{ kg/m}^2$

Losa interior de torre N.S.L. +5.00  $w=500 \text{ kg/m}^2$

Losa exterior de torre N.S.L. +5.00  $w=350 \text{ kg/m}^2$

#### c) Carga Nieve o Hielo

En regiones con condiciones climáticas particularmente severas, como el Cerro La Negra, es necesario tomar en cuenta explícitamente los efectos de estas acciones. Para estos casos se especifican cargas equivalentes que corresponden a la ocurrencia de los fenómenos



atmosféricos excepcionales y que deben considerarse como acciones accidentales, aunque las cargas puedan permanecer actuando en ocasiones durante períodos relativamente largos.

En la siguiente tabla se reproducen las cargas debidas a la nieve que pueden presentarse durante la etapa de la vida útil del GTM. Es importante aclarar que MAN Technologie proporcionó dos condiciones de carga para nieve, de acuerdo con la posición de la antena, medida a través del ángulo  $\beta$  que se describe en la figura III.7.

$\beta$	A	B	C	D
	kN	kN	kN	kN
	ton	ton	ton	ton
0°	4060	1700	1700	4060
	413.9	173.3	173.3	413.9
90°	3240	2520	2520	3240
	330.3	256.9	256.9	330.3

#### d) Fuerzas Sísmicas

Las fuerzas sísmicas fueron calculadas por MAN Technologie con base en la regionalización sísmica señalada por el Manual de Obras Civiles, Diseño por Sismo de la Comisión Federal de Electricidad y que para el Cerro la Negra corresponde la siguiente clasificación:

Zona: **B**  
Tipo de suelo: **II**  
Coeficiente sísmico: **0.30**

Por otra parte, dado que el GTM se clasifica, dada su importancia, como una estructura del grupo A (ver III.2.2ª), el coeficiente sísmico se incrementa un 50%, así el coeficiente sísmico de diseño es:  $1.5c = 0.45$



Para representar mejor la acción sísmica ésta se descompone en una componente horizontal y otra vertical. La componente horizontal del sismo corresponde a una fuerza lateral de  $F_H = 4400$  kN (448.5 ton) aplicada en la parte superior de la torre. Por otra parte, la componente vertical ( $F_V$ ) se considera actuando sobre los dados, como se indica en la siguiente tabla:

A	B	C	D
kN	kN	kN	kN
ton	ton	ton	ton
2000	-2000	-2000	2000
203.9	-203.9	-203.9	203.9

#### Fuerzas sísmicas en la torre de soporte

Las fuerzas sísmicas producidas en la torre fueron calculadas a partir de la siguiente expresión:

$$F_i = \frac{c}{Q} \left( \frac{\sum W_i h_i}{\sum W_i} \right) W$$

Donde:  $c$  = Coeficiente sísmico

$Q$  = Factor de ductilidad de la estructura

$W_i$  = Peso de la estructura concentrada en el nivel  $i$

$h_i$  = Altura del nivel  $i$

$W$  = Peso total de la estructura

Así se obtuvieron las fuerzas laterales por sismo, las cuales se aplicaron en los puntos nodales del modelo.

Nivel	Volumen [m <sup>3</sup> ]	W [ton]	h [m]	Wh	$F_i$ [ton]
18.30	40.95	98.28	14.80	1,454.50	81.64
15.50	106.16	254.79	12.00	3,057.50	171.62
12.50	144.58	346.99	9.00	3,122.88	175.29
9.50	182.99	439.18	6.00	2,635.09	147.91
6.50	224.04	537.71	3.00	1,613.12	90.55
4.25	659.34	1,582.41	0.75	1,181.74	66.33
	$\Sigma$	3,259.35		13,064.84	733.35



e) . Viento

Para la obtención de las fuerzas debidas a la acción del viento se consideró una velocidad de diseño de 240km/h. Los empujes de viento se analizan para diferentes ángulos de ataque ( $\alpha$ ) y de inclinación de la antena ( $\beta$ ), ver Figura III.7. Las fuerzas resultantes se indican en la siguiente tabla. No se especifican fuerzas de viento de operación.

CONDICION	$\beta$ (°)	$\alpha$ (°)	A	B	C	D	T	F
			kN	kN	kN	kN	kN	kN
			ton	ton	ton	ton	ton	ton
W <sub>MAXA</sub>	10	180	797	-789	-797	789	-6	2689
			81.24	-80.43	-81.24	80.43	-0.61	274.11
W <sub>MAXB</sub>	60	15	57	1448	1202	-188	53	2961
			5.81	147.60	122.53	-19.16	5.40	301.83
W <sub>MAXC</sub>	20	60	-1396	483	1564	-315	-213	3382
			-142.30	49.24	159.43	-32.11	-21.71	344.75
W <sub>MAXD</sub>	50	150	54	-1108	-38	1125	-120	1559
			5.50	-112.95	-3.87	114.68	-12.23	158.92
W <sub>MAXF</sub>	0	0	-1069	847	844	-1099	9	5309
			-108.97	86.34	86.03	-112.03	0.92	541.18
W <sub>MAXT</sub>	0	75	-1189	-370	886	68	-441	1831
			-121.20	-37.72	90.32	6.93	-44.95	186.65
W <sub>MINA</sub>	0	60	-1702	381	1265	-818	-201	3666
			-173.50	38.84	128.95	-83.38	-20.49	373.70
W <sub>MINB</sub>	80	120	-670	-1511	-18	823	-97	1549
			-68.30	-154.03	-1.83	83.89	-9.89	157.90
W <sub>MINC</sub>	80	180	573	-635	-1094	115	15	1501
			58.41	-64.73	-111.52	11.72	1.53	153.01
W <sub>MIND</sub>	0	30	-1093	1039	723	-1408	133	4884
			-111.42	105.91	73.70	-143.53	13.56	497.86
W <sub>MINF</sub>	90	90	-1305	-1038	885	618	-55	1216
			-133.03	-105.81	90.21	63.00	-5.61	123.96
W <sub>MINT</sub>	90	180	418	-840	-670	588	-3	1217
			42.61	-85.63	-68.30	59.94	-0.31	124.06



### III.2.3.1 Combinaciones de Diseño

Las siguientes combinaciones están basadas en las cargas básicas y combinaciones indicadas por MAN TECHNOLOGIE y a los requerimientos de los códigos mexicanos (ver III.2.1.1). Las posiciones de carga se seleccionaron, considerando el movimiento del telescopio, en los cuatro puntos más críticos (Posición P-1 en dados, Posición P-2 a 7.5° de dados, Posición P-3 a 22.5° de dados y Posición P-4 a 15° de dados). En cada posición se analizaron 75 combinaciones de carga; así en total se estudiaron 300 combinaciones de carga. Además se analizó la combinación de carga correspondiente al montaje del equipo (ver figura III.8)

#### Nomenclatura

DL	= carga muerta
LL <sub>m</sub>	= carga viva máxima
LL <sub>a</sub>	= carga viva instantánea (carga viva reducida)
IL <sub>0</sub>	= carga de hielo ( $\beta = 0^\circ$ )
IL <sub>90</sub>	= carga de hielo ( $\beta = 90^\circ$ )
W <sub>maxA</sub>	= máxima carga de viento en la posición A
W <sub>maxB</sub>	= máxima carga de viento en la posición B
W <sub>maxC</sub>	= máxima carga de viento en la posición C
W <sub>maxD</sub>	= máxima carga de viento en la posición D
W <sub>maxT</sub>	= máxima carga de viento en la posición T
W <sub>minA</sub>	= mínima carga de viento en la posición A
W <sub>minB</sub>	= mínima carga de viento en la posición B
W <sub>minC</sub>	= mínima carga de viento en la posición C
W <sub>minD</sub>	= mínima carga de viento en la posición D
W <sub>minF</sub>	= mínima carga de viento en la posición F
W <sub>minT</sub>	= mínima carga de viento en la posición T
E <sub>N-S</sub>	= sismo dirección norte-sur
E <sub>E-W</sub>	= sismo dirección este-oeste
E <sub>v</sub>	= sismo dirección vertical
Mont	= Montaje

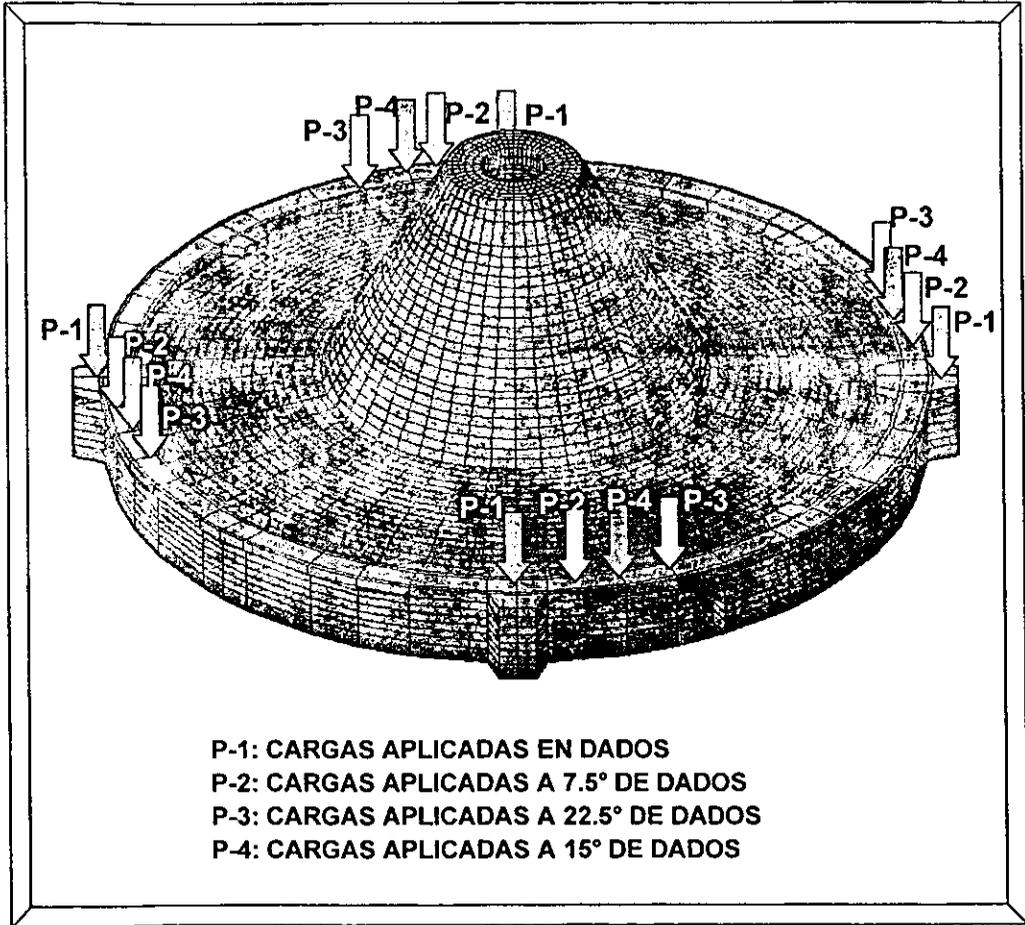


Fig. III.8, POSICIONES DE CARGA CONSIDERADAS EN EL ANÁLISIS



Aquí A, B, C y D corresponden a las esquinas de la parte inferior del marco de la antena y se localizan en las posiciones P-1 a P-4 (ver Fig. III.7 y III.8); T es la fuerza tangencial aplicada en los puntos A, B, C y D; N-S = dirección norte-sur ( $0^\circ$ ) y E-W = dirección este-oeste ( $90^\circ$ ) de las fuerzas sísmicas. A continuación se lista algunas de las combinaciones de carga más representativas:

I. Diseño:

- 1)  $1.5(1.2DL + LL_m)$
- 2)  $1.1(1.2DL + LL_a + IL_0)$
- 3)  $1.1(1.2DL + LL_a + IL_0 + 0.5W_{maxi})$
- 4)  $1.1(1.2DL + LL_a + iL_0 + 0.5W_{mini})$
- 5)  $1.1(1.2DL + LL_a + IL_{90} + 0.5W_{maxi})$
- 6)  $1.1(1.2DL + LL_a + IL_{90} + 0.5W_{mini})$
- 7)  $1.1(1.2DL + LL_a + 0.5IL_0 + W_{maxi})$
- 8)  $1.1(1.2DL + LL_a + 0.5IL_0 + W_{mini})$
- 9)  $1.1(1.2DL + LL_a + 0.5IL_{90} + W_{maxi})$
- 10)  $1.1(1.2DL + LL_a + 0.5IL_{90} + W_{mini})$
- 11)  $1.1(1.2DL + LL_a \pm E_{N-S} \pm 0.3E_{E-W} \pm 0.3E_V)$
- 12)  $1.1(1.2DL + LL_a \pm 0.3E_{N-S} \pm E_{E-W} \pm 0.3E_V)$
- 13)  $1.1(1.2DL + LL_a \pm 0.3E_{N-S} \pm 0.3E_{E-W} \pm E_V)$

II. Estabilidad

- 14)  $0.9DL + 1.1W_{maxi}$
- 15)  $0.9DL + 1.1W_{mini}$
- 16)  $0.9DL + 1.1(E_{N-S} \pm 0.3E_{E-W} \pm 0.3E_V)$
- 17)  $0.9DL + 1.1(0.3E_{N-S} + E_{E-W} \pm 0.3E_V)$
- 18)  $0.9DL + 1.1(0.3E_{N-S} \pm 0.3E_{E-W} \pm E_V)$

III. Montaje

- 19) 1.1Mont

Donde  $i$  = A, B, C y D



---

### III.2.4 Selección del Método de Análisis

Para analizar cualquier estructura es importante determinar los alcances y el grado de precisión que requiere el proyecto. Para el caso del GTM fue necesario generar un modelo matemático que reflejara de una forma muy aproximada la respuesta de la estructura, para lo cual se optó por realizar dos modelos tridimensionales en el que se representan todos los elementos que influyen directamente en el comportamiento de la estructura. El primero es el de Interacción suelo-estructura, y el segundo es el modelo detallado.

Para realizar el análisis se seleccionó un método apropiado para este tipo de modelos, que es el Método del Elemento Finito.

#### III.2.4.1 Descripción General del Método del Elemento Finito

El proceso de subdividir todos los sistemas en sus elementos o componentes individuales, para después reconstruir el sistema original desde tales componentes y entonces estudiar su comportamiento, es una manera natural que el ser humano ha tenido que desarrollar ante sus limitaciones de no poder representar en una operación sistemas complejos.

En muchos casos, un adecuado modelo se obtiene usando un número de componentes bien definidos. A estos modelos se les conoce como discretos. En otras ocasiones la subdivisión se vuelve indefinida y el problema únicamente puede ser resuelto usando la ficción matemática. Esto conduce a ecuaciones diferenciales que implican un número infinito de elementos. Tales sistemas se denominan continuos.

Con la ayuda de las computadoras, los modelos discretos generalmente pueden resolverse con facilidad, aún si el número de elementos es muy grande. Como la capacidad de las computadoras es finita, los problemas continuos pueden resolverse solo con manipulación matemática.

De lo anterior se puede ver al Método del Elemento Finito como un procedimiento general de discretización de los problemas continuos, basado en definiciones matemáticas.



---

La existencia de un procedimiento para resolver los problemas discretos, conduce a la definición del elemento finito como un método de aproximación para la solución de problemas continuos, esto significa que:

- a) El problema continuo es dividido en un número finito de partes (elementos), y el comportamiento de estos es especificado por un número finito de parámetros, y
- b) La solución del sistema completo es un ensamble de estos elementos siguiendo las mismas reglas que se aplican a la solución de problemas discretos.

Con base a lo anterior se seleccionó el Método del Elemento Finito.

#### *III.2.4.2 Generación del modelo*

Una vez definida la geometría de la cimentación y de la torre de soporte del Gran Telescopio Milimétrico, las acciones de diseño y los materiales, se eligió al SAP2000 como el programa de cómputo para analizar este tipo de estructuras. Para generar este modelo fue necesario seguir una serie de pasos, que a continuación se describen.

Se decidió analizar la cimentación y torre de soporte junto con el suelo, con el propósito de observar la interacción suelo-estructura, para lo cual fue necesario plantear un modelo tridimensional basado en el Método del Elemento Finito.

Para generar el modelo, primero se tiene que ver la manera en que se va a discretizar la geometría, y se observó que las estructuras son, en general, de forma circular, por lo que se planteó una discretización a cada  $7.5^\circ$ , que significa dividir una circunferencia en 48 partes iguales, esto con el fin de no tener elementos muy grandes, ya que se podría perder la precisión que el proyecto requiere.

Para crear, generar y tener un buen control de los elementos que forman el modelo, se tiene que hacer una planeación adecuada y razonable, de la localización de los puntos nodales, ya que estos definirán la complejidad del archivo de datos. Para lograr lo anterior es recomendable manejar líneas con comentarios que indiquen la zona o la estructura que se



este modelando, así se puede localizar con rapidez los puntos y los elementos que la define, y poder hacer los cambios necesarios con facilidad.

También es importante manejar un solo criterio para crear todos los elementos de la estructura, como lo son puntos nodales, elementos *Frame*, elementos *Shell* y los elementos *Solid*, esto es que se lleve una numeración de los elementos consecutiva y para aquellos que se encuentren en lugares similares la numeración sea con diferencia de 100 ó 1000 según sea el caso, esto con el fin de definir zonas de elementos con una numeración igual en terminación.

La versión del programa SAP2000 (ver. 7.0 Non Linear) permite manejar cualquier cantidad de elementos que sean necesarios, y la restricción en el número de elementos del modelo la da la capacidad de la computadora que se este utilizando. Para el caso del GTM se ocupó un equipo de cómputo con procesador Pentium MMX a 266 Megahertz con dos discos físicos de almacenamiento que en total suman 7.0 Gigabytes, y con 128 Megabytes de memoria RAM.

Con el equipo de cómputo antes descrito, se analizó el modelo de Interacción suelo-estructura y el de diseño. En la tabla siguiente se indica el número de elementos y el número de ecuaciones que se necesitaron para analizar estos modelos.

Modelo	Elemento	Número	Ecuaciones de equilibrio
Modelo de Interacción Suelo-Estructura	SOLID	16,030	58,566
	SHELL	1,123	
	FRAME	168	
Modelo Detallado	SOLID	2,976	40,770
	SHELL	4,365	
	FRAME	52	



---

### III.3 CARACTERÍSTICAS GEOTÉCNICAS DEL SITIO

#### III.3.1 MÉTODOS DE EXPLORACIÓN

Para el diseño de la cimentación de la torre de soporte se requirió de un estudio geológico-geotécnico del Cerro La Negra, el cual consiste en la ejecución del estudio geológico del sitio, la petrografía de las unidades litológicas presentes y la cartografía de la zona mostrando unidades, estructuras y discontinuidades geológicas. El estudio lo efectuó la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la CFE (GEIC/CFE) y los resultados de este estudio se incluyen en el Anexo 1.

La exploración geotécnica del área de cimentación se realizó en cuatro sitios (ver Anexo 1) mediante sondeos con recuperación continua de núcleos hasta 30 m de profundidad y estudios de cross-hole en los sondeos, además de pruebas de permeabilidad en los sondeos.

Los trabajos de campo consistieron, conforme a lo anterior, en el reconocimiento superficial de las condiciones geológicas y en la exploración del subsuelo por métodos indirectos y por métodos directos. A continuación se comentan los trabajos de campo efectuados.

##### III.3.1.1. *Exploración directa*

La campaña de exploración directa se llevó a cabo dentro del área definida para la cimentación del GTM, a partir de una plataforma sensiblemente horizontal a la elevación 4,559.4 msnm (ver Fig. III.9) y consistió en:

##### a) *Pozos a cielo abierto*

Se excavaron cuatro pozos a cielo abierto con dimensiones en planta de 2 x 2 m hasta 2 m de profundidad, distribuidos en el área de la cimentación. Durante el proceso de excavación se extrajeron dos muestras cúbicas inalteradas en cada pozo, y en cada una se recolectó el material extraído para realizar las pruebas de laboratorio requeridas (ver Fig. III.10).



Fig. III.9, FOTOGRAFÍA DE LA SUPERFICIE DEL CERRO LA NEGRA



Fig. III.10, FOTOGRAFÍA DE UNA PERFORACIÓN CON BARRENO  
SIN RECUPERACIÓN EN EL CERRO LA NEGRA



---

b) *Sondeos con recuperación de muestras*

Se perforaron cuatro barrenos con recuperación continua de muestras hasta 30m de profundidad. Para la parte superior constituida por suelos granulares, se empleó como muestreadores, penetrómetro estándar, tubo Shelby con canastilla adaptada en el extremo inferior para retener el material y tubo Denison; y un muestreador NQ Wire Line con barril doble giratorio en la roca.

El penetrómetro estándar es el método de exploración preliminar que genera mejores resultados en la práctica porque permite conocer la capacidad de los estratos, que es la característica fundamental respecto a su comportamiento mecánico.

El muestreador NQ Wire Line con barril doble giratorio se utiliza para obtener muestras en mantos rocosos, y su funcionamiento depende del uso de brocas que permiten perforar y extraer la muestra que se introduce dentro del barril.

Los perfiles estratigráficos de los barrenos, la descripción de los núcleos recuperados y los resultados de las pruebas de permeabilidad se presentan en el Anexo 1.

c) *Sondeos sin recuperación de muestras*

Se perforaron tres barrenos sin recuperación de muestras a 30m de profundidad empleando broca tricónica. Estos se ubicaron a 5.5m de distancia de los sondeos perimetrales con recuperación de núcleos, y se realizaron con la finalidad de formar pares para el estudio de Cross Hole, como se explica más adelante.

III.3.1.2 *Exploración indirecta*

a) *Tendidos de refracción sísmica*

Dentro del área de cimentación se realizaron un total de 6 tendidos de refracción sísmica de 25 y 35m de longitud, tres de ellos en dirección N-S y los otros tres en dirección E-W.

---



---

b) *Técnica Cross Hole*

El método de Cross Hole es probablemente el mejor método geotécnico para determinar la variación in situ de la velocidad de onda S con respecto a la profundidad. El método Cross Hole esta basado en un concepto simple: se generan ondas S en un barreno y se mide el tiempo que tarda en llegar a barrenos vecinos con la misma profundidad. La velocidad de onda es calculada a través de la distancia que existe entre los barrenos y el tiempo que tarda en llegar a cada uno de ellos, la onda S (ver Fig. III.11). Sin embargo, para el éxito de la prueba es necesario cumplir los siguientes requerimientos:

1. Debe existir por lo menos dos y preferentemente tres barrenos, los cuales deberán estar espaciados alrededor de 3 a 5 metros.
2. La fuente deber ser capaz de generar ondas de cortante y reducir las ondas P, para que la detección de la onda S no sea ambigua.
3. Los receptores (geófonos) deben de tener una frecuencia apropiada de respuesta y deben estar orientados en la dirección del emisor.
4. El sistema de disparo y de registro debe ser preciso.

En la técnica del arreglo Cross Hole los datos de tiempo de viaje y distancia entre pozos son procesados para determinar las velocidades sísmicas de las ondas P y S en dirección generalmente paralela a las capas geológicas del sitio. A partir de esta información se calculan las propiedades dinámicas (elásticas) in situ de los materiales del subsuelo. Los parámetros dinámicos que pueden calcularse son los siguientes:

- Relación dinámica de Poisson

Es el parámetro de proporcionalidad entre la deformación transversal y la deformación longitudinal producidas al aplicar un esfuerzo de tensión o de compresión en un material isótropo que cumple la ley de Hooke (medio homogéneo, continuo y elástico).

---

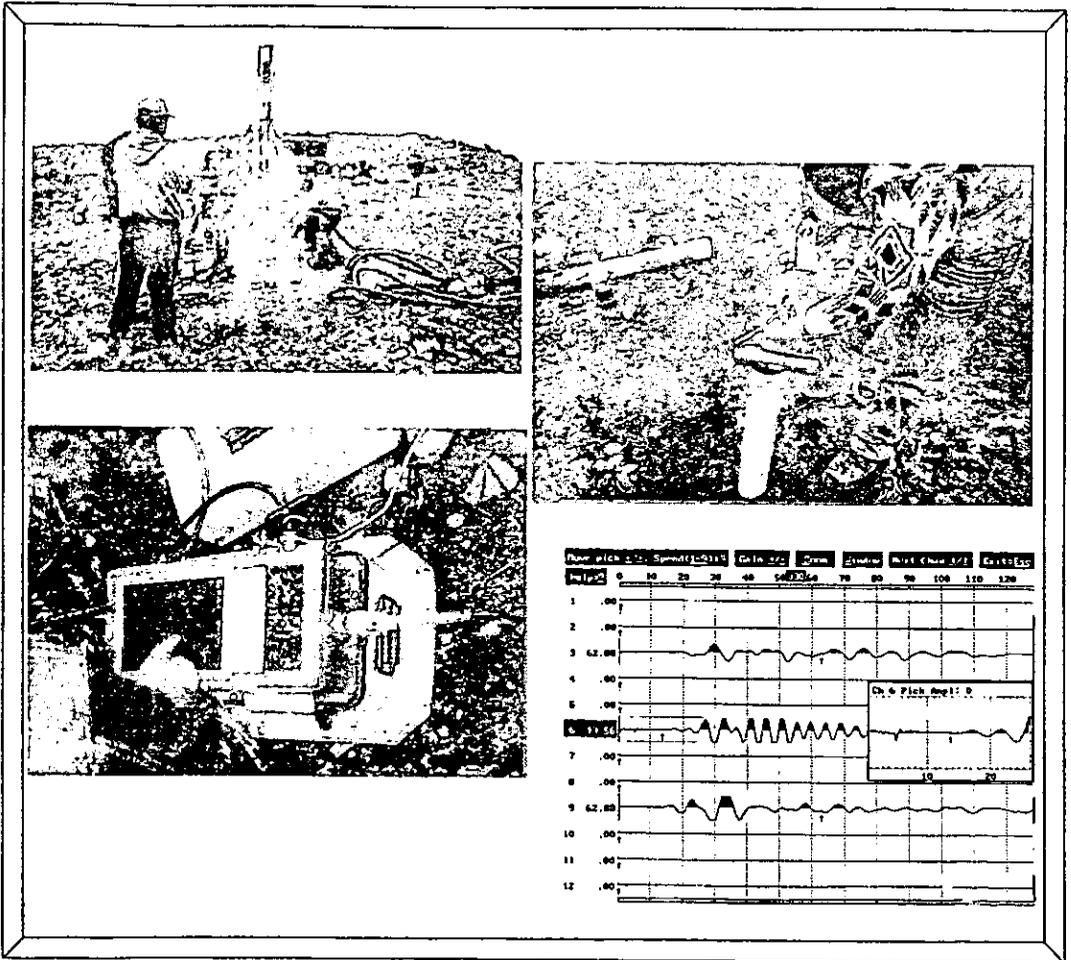


Fig. III.11, TÉCNICA CROSS HOLE



---

Este valor se calcula mediante la siguiente expresión:

$$v_D = \frac{0.5v_p^2 - v_s^2}{v_p^2 - v_s^2}$$

Donde  $v_p$  es la velocidad sísmica longitudinal y  $v_s$  es la velocidad sísmica transversal.

- Módulo dinámico de corte

Este parámetro relaciona a un esfuerzo cortante con la deformación angular proporcional que se produce al ser aplicado en un material sólido e isótropo que cumple la ley de Hooke, y se obtiene mediante la siguiente expresión:

$$G_D = \rho_v v_s^2$$

Donde  $v_s$  es la velocidad sísmica transversal y  $\rho_v$  es la densidad volumétrica del suelo.

- Modulo dinámico de Young

Este parámetro establece una relación directamente proporcional entre el esfuerzo de tensión o compresión y la deformación longitudinal producida, al ser aplicado en un material isótropo que cumple la ley de Hooke. El módulo dinámico de Young del medio puede expresarse en función de la relación dinámica de Poisson  $v_D$  y del módulo dinámico de corte  $G_D$  como:

$$E_D = 2(1 + v_D)G_D$$

- Módulo volumétrico

Es la propiedad dinámica para la relación proporcional esfuerzo-deformación que existe cuando, como resultado de la exposición ante una presión hidrostática adicional a la del ambiente, un esfuerzo ejercido en un material isótropo, que cumple la ley de Hooke, produce

---



---

una deformación volumétrica. El módulo volumétrico del medio puede ser calculado a partir del módulo dinámico de Young ( $E_D$ ) y la relación dinámica de Poisson ( $\nu_D$ ) mediante:

$$K_D = \frac{E_D}{3(1 - 2\nu_D)}$$

### III.3.2 TRABAJOS DE LABORATORIO

Con las muestras obtenidas de la exploración se realizaron las siguientes pruebas de laboratorio aplicables según la naturaleza del material:

#### *Pruebas Índice:*

- Clasificación según el Sistema Unificado de Clasificación de Suelos, SUCS.
- Contenido de agua de suelos y roca.
- Peso volumétrico natural de suelos granulares.
- Peso volumétrico seco y saturado en roca.
- Análisis granulométrico por mallas.
- Densidad relativa de sólidos en gravas y arenas.
- Índice de alteración y absorción de roca.
- Intemperismo acelerado de roca.
- Velocidad de propagación de ondas P y S en núcleos de roca intacta.
- Contenido de cloruros, sulfatos y pH en muestras de roca.

#### *Pruebas mecánicas:*

- Prueba de compresibilidad en odómetro de 30 cm de diámetro, con ciclos de carga y descarga.
- Resistencia en compresión simple y módulo de elasticidad para roca intacta.
- Resistencia a la tensión indirecta en núcleos de roca intacta.



---

### III.3.3 PROPIEDADES DEL SUBSUELO

El material identificado mediante los pozos a cielo abierto era granular, constituido por gravas angulosas y arena empacando fragmentos angulosos de andesita de 0.15 a 0.50 m de diámetro nominal, y ocasionalmente de 0.80 m. Estos últimos se encontraron sobre todo a partir de 1 m de profundidad (ver Fig. III.10).

Los pesos volumétricos secos determinados a partir de las muestras cúbicas inalteradas resultaron ser del orden de  $1.7 \text{ ton/m}^3$ , el contenido de agua natural de estos suelos fue, en promedio, 5%; su densidad de sólidos promedio fue de 2.60, y su relación de vacíos osciló entre 0.5 y 0.6.

Los perfiles estratigráficos (ver Anexo 1) muestran los resultados que se obtuvieron mediante los barrenos con recuperación de núcleos, y que coinciden con los resultados de refracción sísmica.

En relación con las pruebas de permeabilidad realizadas en los barrenos, se ejecutaron a partir prácticamente del nivel de la plataforma, obteniéndose en los primeros 5 m permeabilidades muy altas con un valor promedio de  $4.5 \times 10^{-3} \text{ cm/s}$ , que corresponden al depósito de material granular. A partir de esta profundidad y hasta los 30 m, se obtuvo un valor promedio de permeabilidad para la masa rocosa de  $5.6 \times 10^{-4} \text{ cm/s}$ , que la caracteriza como un medio permeable.

Los resultados de Cross Hole se resumen en la tabla III.1, en la cual se muestra los parámetros dinámicos del subsuelo que son relación de Poisson, módulo de elasticidad y rigidez al corte, los cuales se calcularon a partir de las velocidades de onda  $V_p$  y  $V_s$ , empleando los pesos volumétricos del material granular determinados en campo para el material de los primeros metros; y un peso volumétrico igual al de la roca intacta, corregido en función del porcentaje de recuperación durante la perforación para la masa rocosa (ver Fig. III.12)

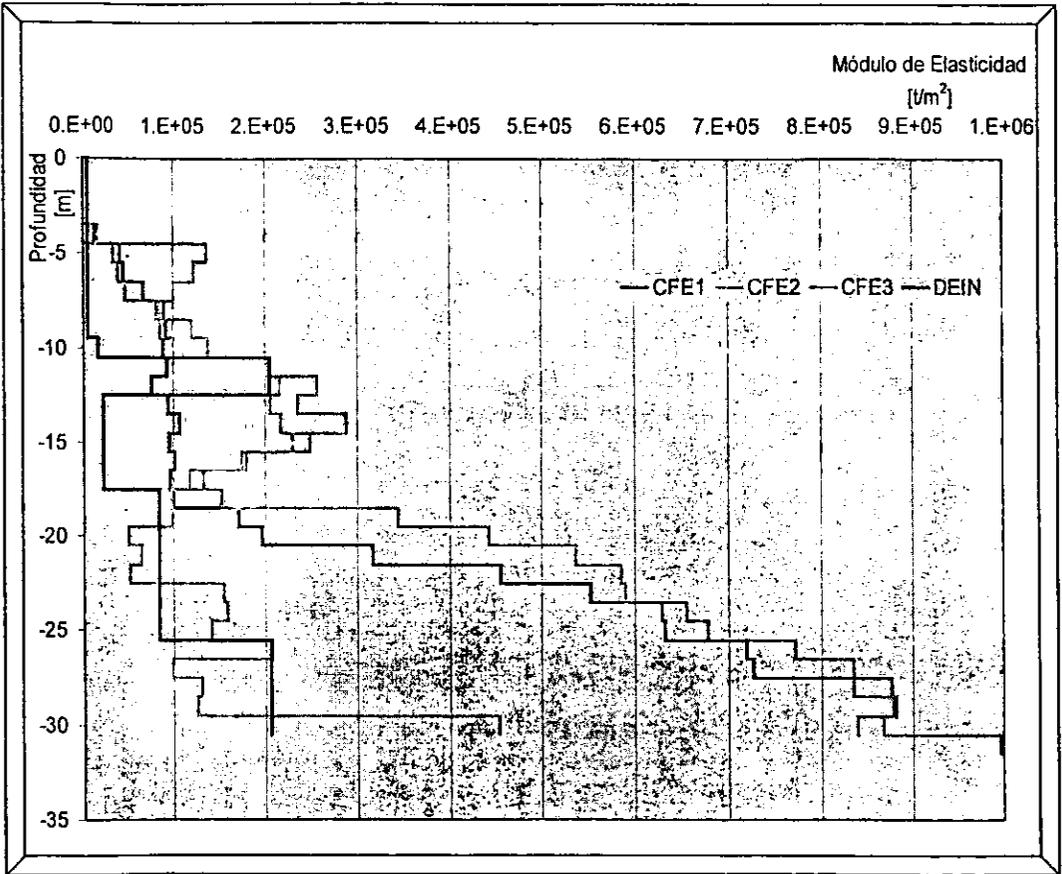


Fig. III.12, GRÁFICA DEL MÓDULO DE ELASTICIDAD Vs. PROFUNDIDAD, RESULTADO DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS



Tabla III.1 Propiedades del suelo

PROFUNDIDAD (m)	CFE1			CFE2			CFE3		
	E [t/m <sup>2</sup> ]	v	γ [t/m <sup>3</sup> ]	E [t/m <sup>2</sup> ]	v	γ [t/m <sup>3</sup> ]	E [t/m <sup>2</sup> ]	v	γ [t/m <sup>3</sup> ]
-3.5	13,062	0.44	1.70	0			14,745	0.44	1.70
-4.5	41,104	0.44	1.80	136,446	0.44	2.20	33,436	0.43	1.80
-5.5	44,357	0.44	1.90	123,435	0.45	2.20	39,289	0.43	1.90
-6.5	67,055	0.43	2.10	99,604	0.43	2.10	47,681	0.43	2.00
-7.5	89,356	0.42	2.40	83,605	0.39	2.10	79,944	0.42	2.30
-8.5	91,416	0.43	2.30	120,855	0.42	2.00	84,870	0.42	2.30
-9.5	88,653	0.43	2.10	137,935	0.42	2.00	100,512	0.43	2.40
-10.5	93,557	0.42	2.10	206,061	0.40	2.40	201,370	0.41	2.50
-11.5	76,212	0.43	2.10	216,054	0.41	2.40	256,832	0.42	2.30
-12.5	94,812	0.43	2.30	206,061	0.40	2.40	235,449	0.43	2.50
-13.5	107,425	0.43	2.50	217,461	0.42	2.50	287,199	0.43	2.40
-14.5	95,678	0.43	2.40	247,950	0.41	2.50	230,034	0.42	2.40
-15.5	101,368	0.43	2.40	179,324	0.42	2.50	174,848	0.42	2.50
-16.5	96,443	0.42	2.40	118,469	0.42	2.40	132,796	0.44	2.30
-17.5	99,645	0.43	2.40	152,629	0.41	2.40	97,932	0.43	2.40
-18.5	171,330	0.40	2.30	343,598	0.38	2.40	99,013	0.44	2.40
-19.5	196,598	0.40	2.50	442,417	0.39	2.40	50,832	0.44	2.20
-20.5	316,066	0.39	2.50	537,127	0.37	2.40	64,445	0.44	2.40
-21.5	455,286	0.40	2.50	584,512	0.38	2.40	51,536	0.45	2.40
-22.5	552,688	0.40	2.50	589,509	0.40	2.40	155,525	0.42	2.30
-23.5	629,155	0.40	2.60	654,821	0.38	2.40	158,054	0.39	2.10
-24.5	632,010	0.40	2.60	678,539	0.37	2.40	141,667	0.42	2.10
-25.5	719,133	0.39	2.60	771,352	0.39	2.50	208,274	0.41	2.50
-26.5	726,404	0.39	2.60	834,308	0.38	2.50	99,013	0.40	2.20
-27.5	875,882	0.40	2.60	834,308	0.38	2.50	130,817	0.43	2.20
-28.5	880,786	0.40	2.60	878,145	0.39	2.50	126,749	0.43	2.30
-29.5	838,856	0.40	2.40	867,969	0.39	2.50	453,277	0.42	2.40
-30.5	838,856			867,969	0.38	2.50	453,277		

Dónde CFE1, CFE2 y CFE3 representan los barrenos perimetrales en donde se realizaron las pruebas de la técnica de Cross Hole.



---

### III.3.4 MODELO SIMPLIFICADO DEL SUBSUELO

Con base en resultado de las pruebas de campo y de laboratorio antes mencionados se puede dividir el subsuelo en forma simplificada en tres horizontes principales:

#### *Horizonte A (suelo granular)*

Del fondo de la plataforma hasta profundidades de 3.50 y 5.00 m, existe material granular medianamente compacto, conformado por grava angulosa con arena empacando fragmentos angulosos con diámetros nominales entre 0.15 y 0.50 m.

#### *Horizonte B (roca muy fracturada)*

Entre 5.00 y 16 m de profundidad, se identificó un estrato constituido por roca, andesita de color gris, textura porfídica, masiva pero fracturada, con valores del índice de calidad de la roca RQD (Rock Quality Designation) entre 12 y 50%, resistencia a la compresión simple como roca intacta del orden de las 700 ton/m<sup>2</sup>.

#### *Horizonte C (roca poco fracturada)*

A partir de 16 m y hasta la profundidad máxima explorada, la roca es la misma andesita de color gris, textura porfídica, masiva, menos fracturada que la que superyace, con valores del RQD entre 71 y 87%, resistencia a la compresión simple como roca intacta del orden de 700 ton/m<sup>2</sup>.



De los valores de las propiedades dinámicas del suelo, se obtuvo un promedio que servirá de información para el modelo de interacción suelo-estructura. En este modelo, el suelo tendrá los valores que se obtuvieron de los tres sondeos. La tabla III.2 y figura III.13 muestra la influencia que tiene cada sondeo en el modelo. De acuerdo con las recomendaciones del estudio de mecánica de suelos, se debe tomar el 33% del valor de las propiedades dinámicas del suelo, que son módulo dinámico de elasticidad y módulo dinámico al corte.

Tabla III.2 Propiedades del suelo utilizados en el modelo matemático

CFE 1

ESTRATO	PROFUNDIDAD	E	G	v	$\gamma$
A1ES	0 - 4.0	50000	17434	0.43	1.98
A1AES	4.0 - 7.0	50000	17434	0.43	1.98
A2ES	7.0 - 11.0	85000	29772	0.43	2.15
A3ES	11.0 - 15.0	95000	33217	0.43	2.40
A4ES	15.0 - 20.0	95000	33736	0.41	2.42
A5ES	20.0 - 25.0	500000	178827	0.40	2.56
A6ES	25.0 - 30.0	800000	286225	0.40	2.55
A7ES	30.0 - 55.0	840000	300000	0.4	2.55
A8ES	55.0 - 80.0	840000	300000	0.4	2.55

CFE 2

ESTRATO	PROFUNDIDAD	E	G	v	$\gamma$
B1ES	0 - 4.0	120000	42032	0.43	2.15
BA1AES	4.0 - 7.0	120000	42032	0.43	2.15
B2ES	7.0 - 11.0	100000	35398	0.41	2.20
B3ES	11.0 - 15.0	210000	74336	0.41	2.48
B4ES	15.0 - 20.0	150000	53802	0.39	2.40
B5ES	20.0 - 25.0	550000	198699	0.38	2.42
B6ES	25.0 - 30.0	800000	289017	0.38	2.50
B7ES	30.0 - 55.0	995000	359465	0.384	2.50
B8ES	55.0 - 80.0	995000	359465	0.384	2.50

CFE 3

ESTRATO	PROFUNDIDAD	E	G	v	$\gamma$
C1ES	0 - 4.0	25000	8741	0.43	1.94
C1AES	4.0 - 7.0	25000	8741	0.43	1.94
C2ES	7.0 - 11.0	86000	30986	0.42	2.38
C3ES	11.0 - 15.0	230000	80702	0.43	2.45
C4ES	15.0 - 20.0	100000	34771	0.44	2.34
C5ES	20.0 - 25.0	70000	24683	0.42	2.28
C6ES	25.0 - 30.0	140000	49296	0.42	2.28
C7ES	30.0 - 55.0	450000	158451	0.42	2.28
C8ES	55.0 - 80.0	450000	158451	0.42	2.28

Donde:

E = Módulo de elasticidad en  $\text{ton/m}^2$

G = Módulo de rigidez al cortante en  $\text{ton/m}^2$

v = Relación de Poisson

$\gamma$  = Peso volumétrico en  $\text{ton/m}^3$

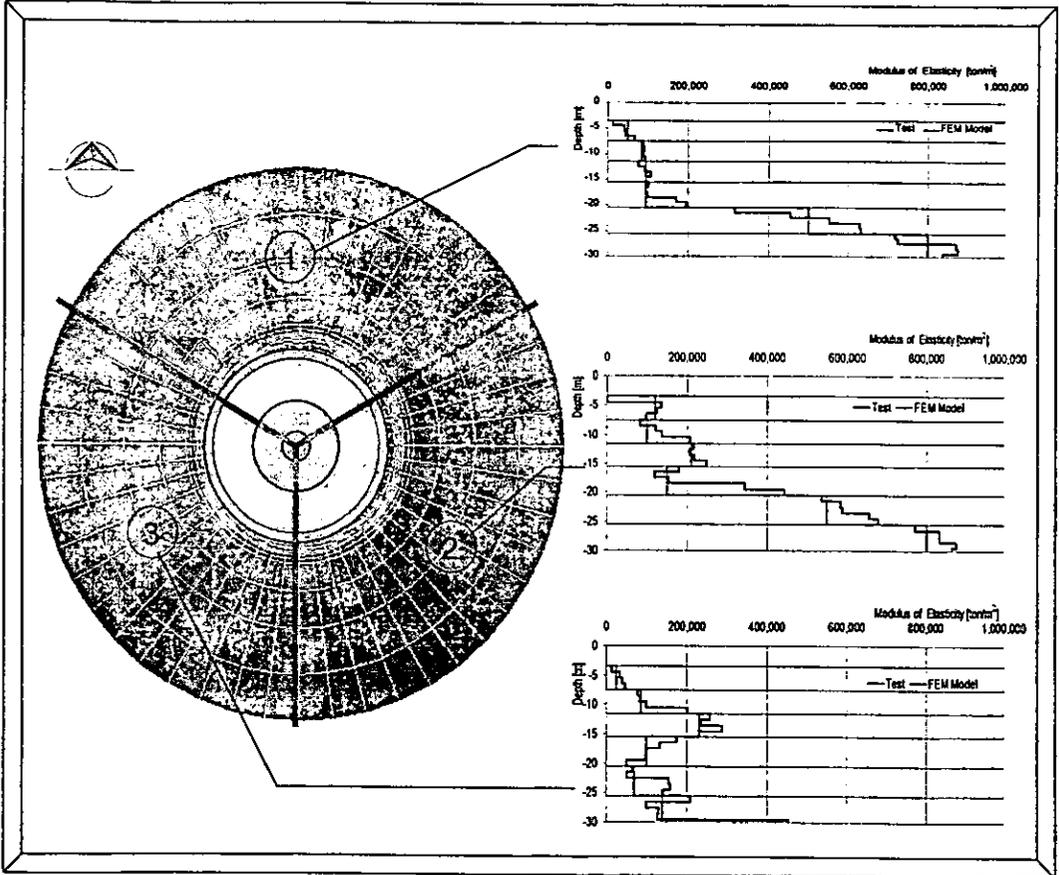


Fig. III.13, INFLUENCIA DEL ESTUDIO DE MECÁNICA DE SUELOS EN EL MODELO DE INTERACCIÓN



---

## IV CIMENTACION DEL GTM

### IV.1 Alternativas de cimentación

El GTM requiere, para su buen funcionamiento, de una estructura y cimentación rígida que limite fuertemente los asentamientos diferenciales, sobre todo a las cargas accidentales de viento y sismo.

De acuerdo con los resultados de las pruebas efectuadas, se considera que una cimentación sobre el material granular superficial excedería los desplazamientos permisibles para la estructura, ya que, de una evaluación simplificada, para la magnitud del incremento de esfuerzos que se presentarían al nivel de la cimentación por la acción de las cargas accidentales, los asentamientos diferenciales que ocurrirían podrían ser del orden de los 5mm, que es mayor a los desplazamientos permisibles. Por lo anterior el desplante de la cimentación deberá ser a profundidades mayores a las que se encuentra este material.

Considerando lo anterior, se revisaron dos alternativas de cimentación, las cuales se describen a continuación

#### a) *Cajón de cimentación.*

Esta alternativa consiste en apoyar el cilindro en un cajón de cimentación rígido, el cual se requiere desplantar en el terreno que ofrezca las propiedades mecánicas convenientes para la correcta interacción suelo-estructura, permitiendo la distribución de la descarga en un área extensa que posibilite la redistribución de esfuerzos al nivel de desplante ante eventos accidentales de carga.

La profundidad de desplante debe de llevarse por debajo de los material piroclásticos presentes en el sitio y penetrar en la roca fracturada, aproximadamente 3.0 o 4.0 m, o sea 7.0 u 8.0 m por debajo de la plataforma desde la que se realizaron las exploraciones, en dónde el módulo de elasticidad dinámico es de por lo menos 900 ton/m<sup>2</sup>.

La geometría del cajón es la siguiente: el diámetro es el mismo que el del cilindro, los dados y el muro del cono continúan hasta la profundidad de desplante del cajón. La altura interna

---



---

del cajón de cimentación es de 3.50m metros, ya que la losa inferior del cilindro se encuentra a una profundidad de 3.50m a partir del nivel de terreno natural (NTN). En la parte interior del cajón se localizan 8 muros radiales que darán rigidez al cajón. Estos muros parten del extremo del cajón hasta el centro del mismo.

Para saber el comportamiento que tiene esta alternativa, se añadió el cajón al modelo de interacción suelo estructura, las figuras IV.1 y IV.2 muestran el estado del modelo de interacción.

#### *b) Losa apoyada en pilas*

Esta alternativa consiste en apoyar la losa inferior del cilindro en pilas distribuidas en el perímetro del muro exterior y del muro del cono, y que en total resultan 37 pilas. Estas pilas son de 1.0m de diámetro, y de acuerdo con recomendaciones de mecánica de suelos, se deben desplantar a una profundidad de 20.0m a partir del NTN, en donde se encuentra la parte superior de la roca de mejor calidad, lo cual significa que las pilas tienen una longitud de 16.0m.

Para el buen funcionamiento de la cimentación mediante pilas, además de lograr la perforación para alojarlas, manteniendo en forma estable sus paredes al cruzar zonas fracturadas dentro del macizo rocoso, para lo cual habría que utilizar ademes metálicos, deben inspeccionarse y/o verificarse las condiciones del macizo de roca bajo el desplante de las pilas y en su entorno, para cumplir con la homogeneidad de condiciones bajo cada apoyo.

Estas pilas son de concreto reforzado y serán coladas in-situ, esto significa que se perforarán las pilas y después se colocará el acero de refuerzo dentro del barreno, para después vaciar el concreto. La localización de las pilas en planta se muestra en la figura IV.3.

Para conocer el comportamiento de esta alternativa, se añadieron las 37 pilas al modelo de elementos finitos de interacción suelo-estructura. Para idealizar el comportamiento real de las pilas dentro de la estratigrafía, se modelaron como elementos *Frame*, conectados a los

---

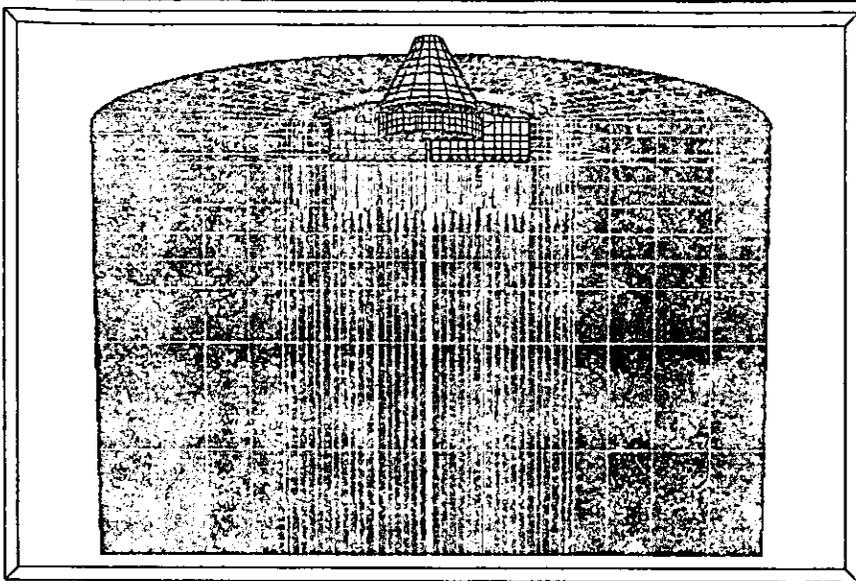


Fig. IV.1, MODELO DE INTERACCIÓN, OPCIÓN CAJÓN DE CIMENTACIÓN

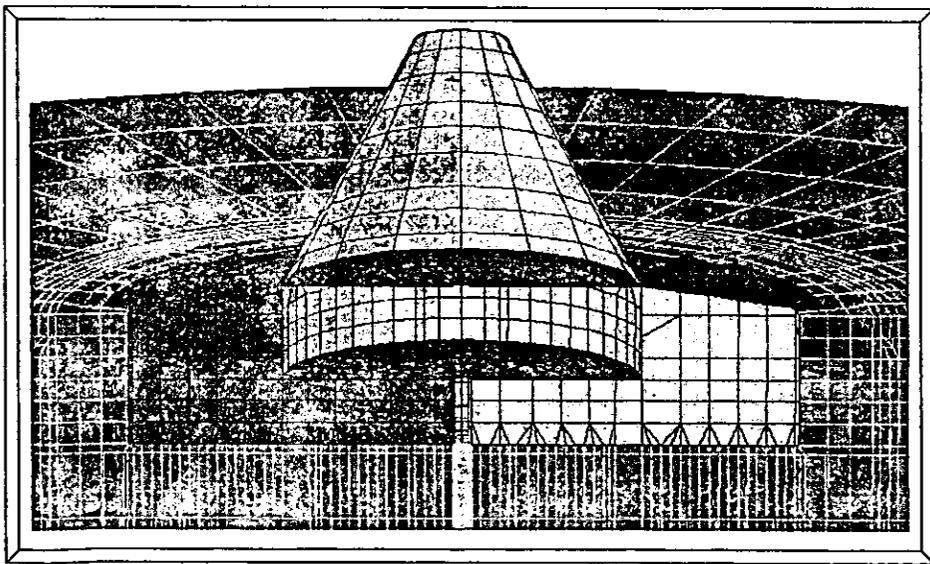


Fig. IV.2, DETALLE DE LA OPCIÓN CAJÓN DE CIMENTACIÓN

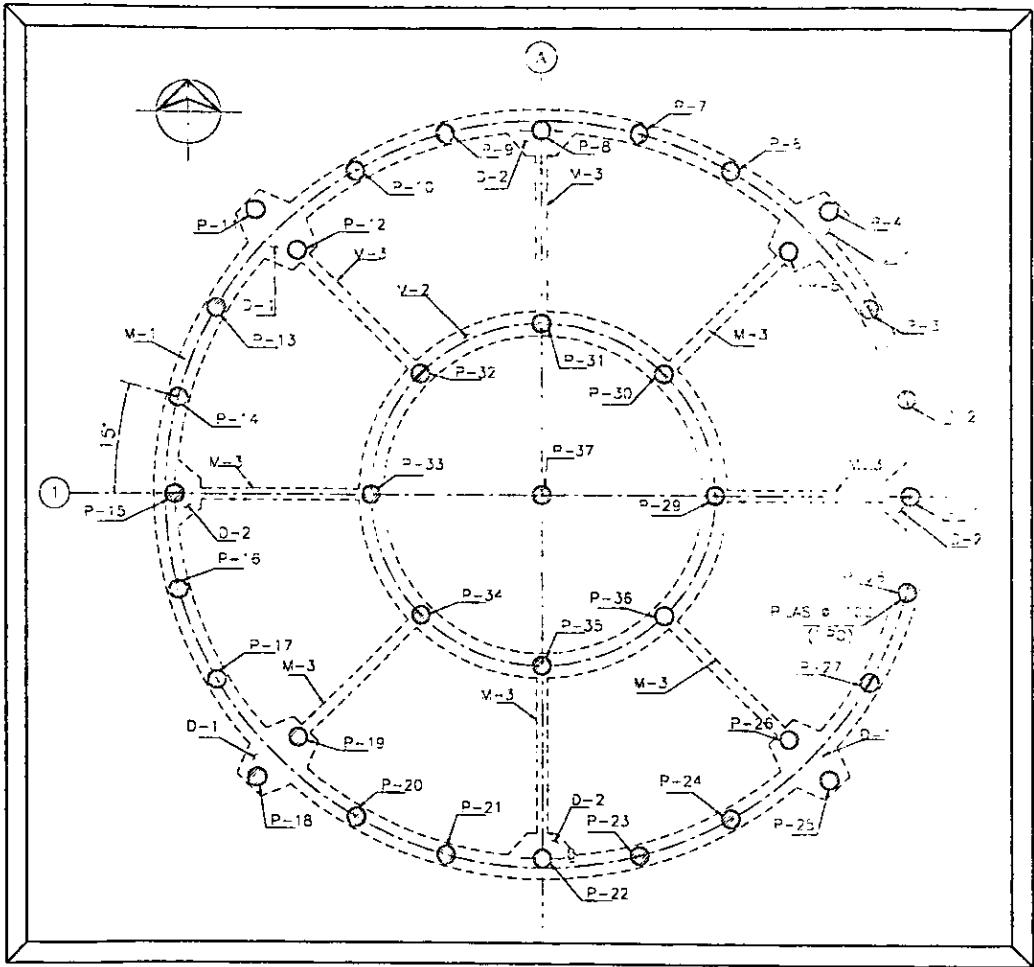


Fig. IV.3, PLANTA DE LOCALIZACIÓN DE LAS 37 PILAS



puntos nodales de los elementos que definen al suelo. Las figuras IV.4 y IV.5 muestran el estado del modelo con pilas.

## IV.2 Revisión de requerimientos de rigidez

De acuerdo con los resultados obtenidos de los modelos de interacción, se obtuvo la tabla IV.1, en donde se muestran y se comparan los valores de los desplazamientos máximos ante cargas unitarias, que se explican en el capítulo III.1.2.

Tabla IV.1 Desplazamientos obtenidos del análisis

Descripción	Desplazamiento lateral u [mm]	Desplazamiento vertical v [mm]
Cajón de cimentación	0.151	0.067
Losa apoyada en pilas	0.232	0.175
Admisible*	0.80	1.95

\*De acuerdo con los requerimientos de rigidez indicados en el capítulo III.1.2

A continuación se hace la revisión del requerimiento de la frecuencia de la estructura:

### ECUACIÓN DINÁMICA DE EQUILIBRIO

Se asume como un cuerpo rígido sin amortiguamiento.

$$-\omega^2 Mx + Kx = 0$$

$$\begin{bmatrix} k_h & -k & 0 \\ -k & k & 0 \\ 0 & 0 & k_r \end{bmatrix} - \omega^2 \begin{bmatrix} m_0 & 0 & 0 \\ 0 & m_1 & m_1 h_1 \\ m_1 h_1 & 0 & I_G + m_1 h_1^2 \end{bmatrix} = 0$$

	m (ton s <sup>2</sup> /m)
TORRE	820.6
TELESCOPIO	244.6

$$I_G = 243,537 \text{ ton m s}^2$$

$$h_1 = 25.50 \text{ m}$$

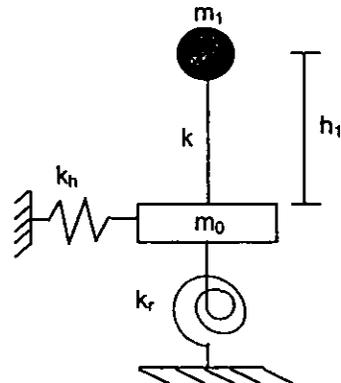
$$k = 200,000 \text{ ton/m}$$

$$k_x = 6,782,015 \text{ ton/m}$$

$$k_\theta = 3,852,511,185 \text{ ton m/rad}$$

Por lo que la ecuación característica es:

$$A\omega^6 + B\omega^4 + C\omega^2 + D = 0$$





Donde:

$$\begin{aligned}
 A &= -m_0 m_1 l_G && -4.889E+10 \\
 B &= [(l_G + m_1 h_1)^2 (k_h m_1 + k m_1 + m_0 k)] + m_0 m_1 k_r && 1.527E+15 \\
 C &= -k_h [k(l_G + m_1 h_1)^2 + k_r m_1 + (m_1 h_1)^2] + k [k_r m_1 - (m_1 h_1)^2 - m_0 k_r] && -7.382E+18 \\
 D &= k k_h k_r && 5.226E+21
 \end{aligned}$$

De donde se obtiene los siguientes valores:

$\omega_1^2 =$	854.92	por lo que:	$\omega_1 =$	29.24	$f_1 = 4.65 \text{ Hz}$ $f_2 = 11.15 \text{ Hz}$ $f_3 = 25.40 \text{ Hz}$
$\omega_2^2 =$	4,907.61	por lo que:	$\omega_2 =$	70.05	
$\omega_3^2 =$	25,474.32	por lo que:	$\omega_3 =$	159.61	

Por lo tanto la frecuencia es mayor a 4 y de acuerdo con lo escrito en el capítulo III.1.2, se considera esta frecuencia como admisible.

### IV.3 Selección de cimentación

Siguiendo los criterios técnicos, económicos y de factibilidad y tiempos de construcción, se puede seleccionar la alternativa que mejor se adapta a las necesidades del proyecto.

En la tabla IV.2 se comparan las alternativas de acuerdo con el tiempo de construcción y su costo aproximado. Este tiempo y costo fueron proporcionados por el Departamento de Supervisión de la compañía DIRAC S.A. de C.V.

Tabla IV.2 Tiempo de ejecución y costo aproximado

ALTERNATIVA	TIEMPO	COSTO (E.U. dólares, 1999)
CAJÓN DE CIMENTACION	6.5 meses	\$ 1,173,000
LOSA APOYADA EN PILAS	6.0 meses	\$ 1,118,000

De la tabla IV.1 se observó que las dos alternativas cumplen con los requerimientos de rigidez, y que la más eficiente en este aspecto es el cajón de cimentación, pero de la tabla IV.2 se observa que la alternativa de pilas es más económica y de menor tiempo de ejecución. Además del costo y tiempo estimado se plantearon las dificultades de construcción de las dos alternativas.

Debido a que las dos alternativas son factibles, INAOE optó por el uso de la losa apoyada en pilas para la cimentación.

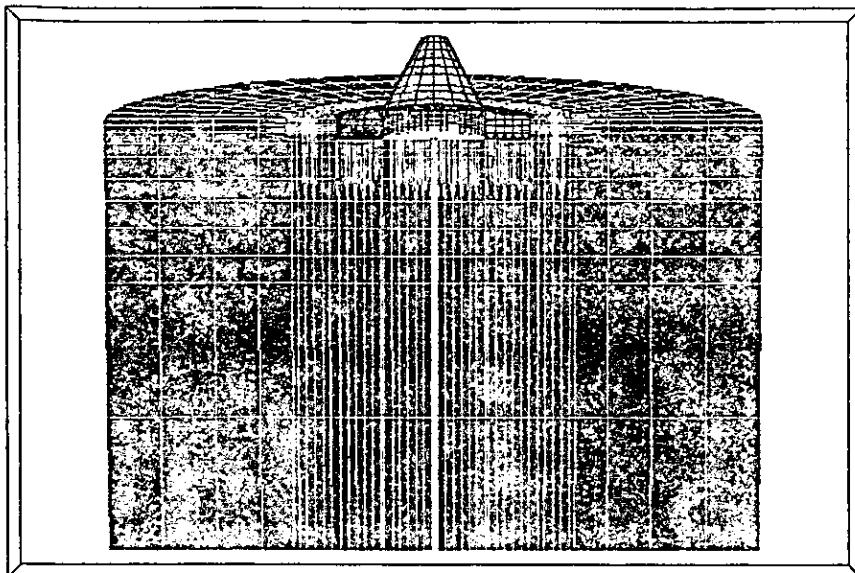


Fig. IV.4, MODELO DE INTERACCIÓN, OPCIÓN LOSA DE CIMENTACIÓN APOYADA EN PILAS

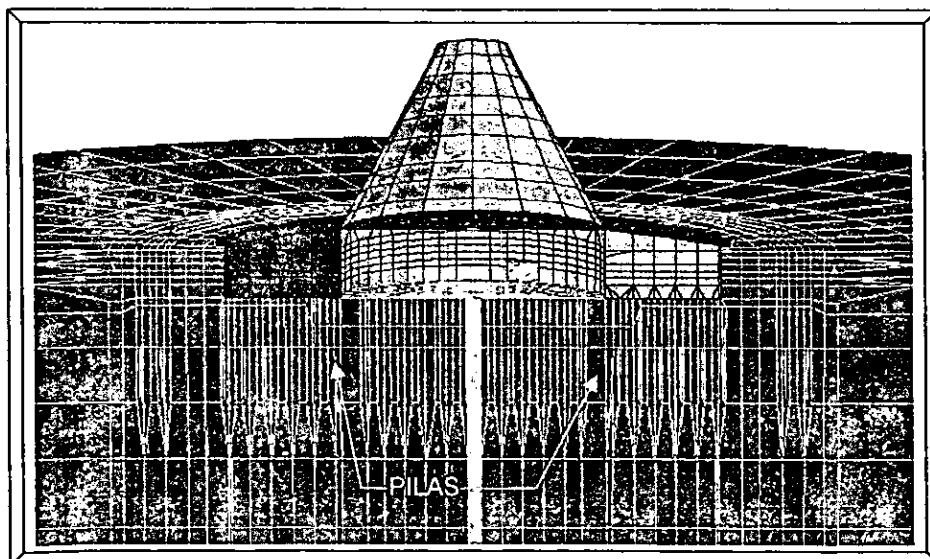


Fig. IV.5, DETALLE DE LA OPCIÓN DE LOSA DE CIMENTACIÓN APOYADA EN PILAS



---

## V ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL

### V.1 INTERPRETACION DE RESULTADOS

A partir del modelo matemático detallado, realizado en el programa SAP2000, se obtuvieron los elementos mecánicos actuantes máximos, resultado de las diferentes combinaciones de carga que se describieron en el capítulo III.2.3.

Los elementos estructurales del modelo, se idealizaron como elementos tipo Solid, Shell y Frame. Cada uno de estos elementos tiene su propia definición y su propia forma de calcular los elementos mecánicos, y a continuación se explican.

#### V.1.1 Elemento tipo Solid

El elemento *Solid* se define por ocho puntos nodales y es utilizado para modelar estructuras tridimensionales y sólidos. Este tipo de elemento sirvió para modelar la torre de soporte y el muro perimetral del GTM.

Para obtener buenos resultados, la localización de los puntos debe ser tal que el elemento cumpla con las dos condiciones de aspecto. La primera es que la relación entre la dimensión mayor y la dimensión menor del elemento no debe exceder de 10, y la segunda es que el ángulo interno en cada esquina de las caras debe estar en un rango de 45° a 135°.

Las propiedades del material del elemento Solid son especificadas en el comando Material. Estas propiedades son para materiales anisotrópicos y se define el módulo de elasticidad, el módulo de rigidez al cortante, la relación de Poisson, la masa y el peso volumétrico.

El elemento *Solid* activa los tres grados de libertad de traslación en cada punto de este elemento, y los grados rotacionales de libertad no se activan. Este elemento contribuye a la rigidez traslacional de la estructura.

El elemento *Solid* modela un estado general de esfuerzos y deformaciones en un sólido tridimensional, por lo que el programa calcula los esfuerzos principales  $\sigma_{11}$ ,  $\sigma_{22}$  y  $\sigma_{33}$ , además de los esfuerzos cortantes  $\tau_{13}$ ,  $\tau_{12}$  y  $\tau_{23}$ , ver figura V.1.

---

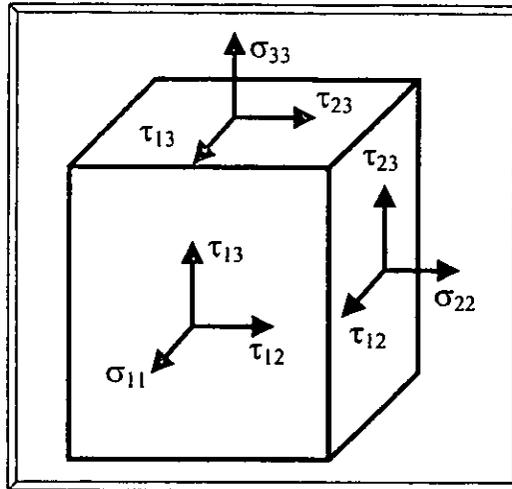


Fig. V.1, ESFUERZOS EN UN SOLID

Estos esfuerzos fueron utilizados para obtener los elementos mecánicos actuantes en la estructura. Así, el momento flexionante se obtuvo a partir de la ecuación siguiente:

$$M = \frac{\sigma I}{y}$$

Donde:

$\sigma$  = Esfuerzo principal

$M$  = Momento flexionante

$y$  = Distancia al eje neutro

$I$  = Momento de inercia de la sección transversal

La fuerza cortante en una sección rectangular, se obtuvo a partir de la siguiente expresión:

$$V = \frac{2}{3} \tau A$$

Donde:

$V$  = Fuerza cortante

$\tau$  = Esfuerzo cortante máximo

$A$  = Area de la sección transversal

## V.1.2 Elemento tipo Shell

El elemento *Shell* es una formulación de tres o cuatro puntos nodales que combina por separado el comportamiento de membrana y el de plato a flexión. Las estructuras que pueden ser modeladas con este tipo de elemento son:

- Cascarones tridimensionales, como tanques y domos
- Estructuras plato, como losas
- Estructuras membrana, como muros

Por esa razón se empleó este tipo de elemento para simular losas y muros, con el comportamiento completo. Este comportamiento, el espesor y el material que compone al elemento, se especifica en las propiedades de la sección. Además, el elemento *Shell* siempre activa los seis grados de libertad en cada uno de sus puntos nodales.

Para el elemento *Shell*, el programa de análisis calcula las fuerzas cortantes  $V_{13}$  y  $V_{23}$ , los momentos flexionantes  $M_{11}$  y  $M_{22}$  y la fuerza axial que actúan. Ver figura V.2

Los anteriores elementos mecánicos, se obtienen a partir de las siguientes expresiones:

$$F_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} \sigma_{11} dx$$

$$M_{11} = \int_{-th/2}^{+th/2} t \sigma_{11} dx$$

$$M_{22} = \int_{-th/2}^{+th/2} t \sigma_{22} dx$$

$$V_{13} = \int_{-th/2}^{+th/2} \tau_{13} dx$$

$$V_{23} = \int_{-th/2}^{+th/2} \tau_{23} dx$$

Donde  $x$ , representa la coordenada del espesor medida a partir de la mitad del elemento.

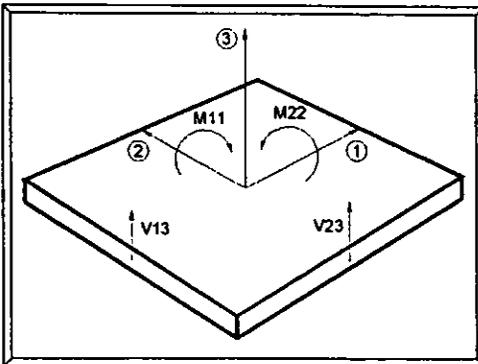


Fig. V.2, FUERZAS EN SHELL



### V.1.3 Elemento tipo Frame

El elemento Frame usa una formulación viga-columna tridimensional general, el cual incluye los efectos de flexión biaxial, torsión, deformación axial y deformaciones biaxiales por cortante. Las columnas y la trabe fueron modeladas con elementos Frame, del cual se obtienen directamente los elementos mecánicos actuantes, como son: momento flexionante, fuerza cortante, carga axial y momento torsionante. Ver figura V.3.

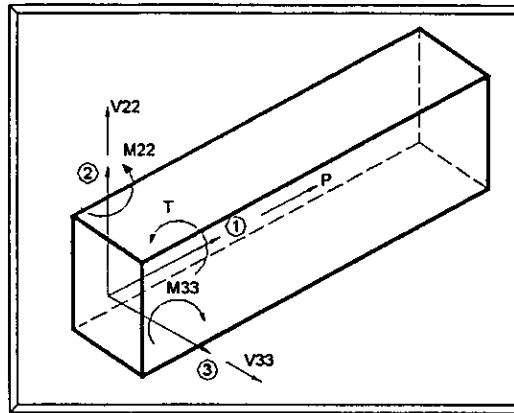


Fig. V.3, FUERZAS EN FRAME

### V.1.4 Elementos mecánicos actuantes

De las diferentes combinaciones de carga que se analizaron, se obtuvieron los elementos mecánicos máximos que sirvieron para realizar el diseño estructural del GTM. Para las losas fue la combinación de carga muerta más carga viva máxima la que rigió el diseño, mientras que para los dados, el muro de la torre y el muro perimetral fueron las combinaciones de carga muerta más alguna condición accidental como sismo o viento. A continuación se muestra el resumen de estos elementos.

#### COLUMNA

$\phi = 0.6 \text{ m}$   $h = 5.0 \text{ m}$

Elemento Estructural	Pu Ton	Vu ton	Mu ton-m
Columna	-71.06	-8.16	2.36
CC	01	01	01



## LOSAS

e= 0.5, 1.0 y 2.0m

Elemento Estructural	M11 ton-m	M22 ton-m	V13 ton	V23 ton
<b>N+0.00 Losa (Arco)</b>				
Negativo	-14.31	-40.27	-59.95	-44.19
CC	01	01	01	01
Positivo	9.52	16.38	59.95	40.73
CC	01	01	01	01
<b>N+0.00 Losa interior</b>				
Negativo	-40.12	-116.7	-71.52	-101.67
CC	01	01	01	01
Positivo	88.8	33.86	70	115.34
CC	01	01	01	01
<b>N+5.00 Losa (Arco)</b>				
Negativo	-10.87	-16.63	-4.76	-20.14
CC	01	01	01	01
Positivo	4.7	6.9	4.76	14.45
CC	01	01	01	01
<b>N+5.00 Losa (Circular)</b>				
Negativo	-16.69	-8.43	-29.02	-10.45
CC	01	01	01	01
Positivo	2.09	3.99	29.02	24.29
CC	01	01	01	01

## MUROS RADIALES

b= 0.80 m h= 5.0 m

Elemento Estructural	M11 ton-m	M22 ton-m	V13 ton	V23 ton	P ton
Muros Radiales	1.2	1	0.1	-5.08	376.36
CC	01	01	01	01	01

## TRABE

b<sub>2</sub> = 0.35m h<sub>2</sub>= 0.70m

Elemento Estructural	M33 ton-m	V22 ton
Trabe	-6.46	4.02
CC	01	01



## MUROS

Muro M-1

$$M_U = 175 \text{ ton-m}$$

$$V_U = 1306 \text{ ton-m}$$

Muro M-2

$$M_U = 625 \text{ ton-m}$$

$$V_U = 531 \text{ ton-m}$$

Muro M-3

$$M_{U(-)} = 251 \text{ ton-m}$$

$$M_{U(+)} = 250 \text{ ton-m}$$

$$V_U = 175 \text{ ton-m}$$

## DADO

Elemento Estructural	P u ton	M u ton-m	Vu Ton
Dado D-1	1608	2195	190
CC	07	07	07
Dado D-2	1608	952	190
CC	07	07	07

## PILAS

$$\phi = 1.0 \text{ m} \quad h = 16.0 \text{ m}$$

Elemento Estructural	Pu ton	Vu ton	Mu ton-m
Pilas	1109	15.41	21.0
CC	01	01	01

En la figura V.4 se muestran los elementos estructurales anteriores.

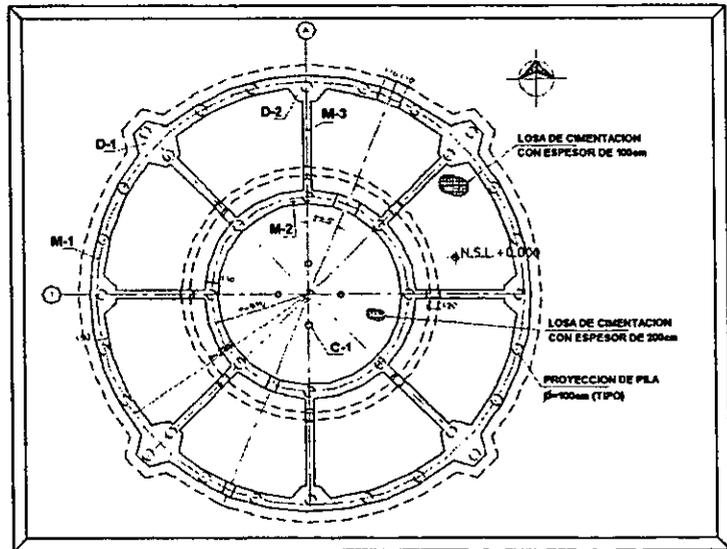


Fig. V.4, PLANTA DE LOCALIZACIÓN DE ELEMENTOS ESTRUCTURALES



A continuación las figuras V.5 a V.8, muestran los esfuerzos y elementos mecánicos actuantes que se obtuvieron a partir del análisis estructural.

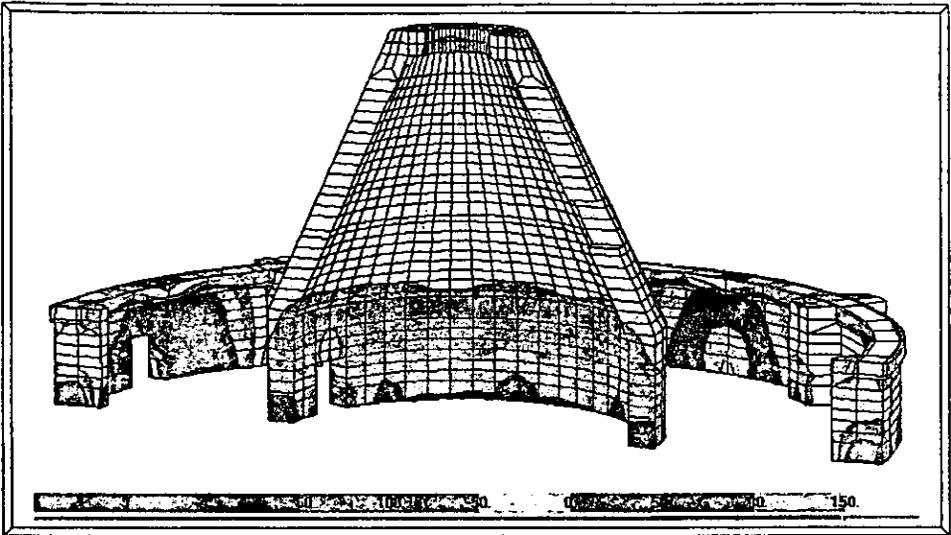


Figura V.5  
"Esfuerzo  $\sigma_{33}$  para combinación de carga gravitacional"

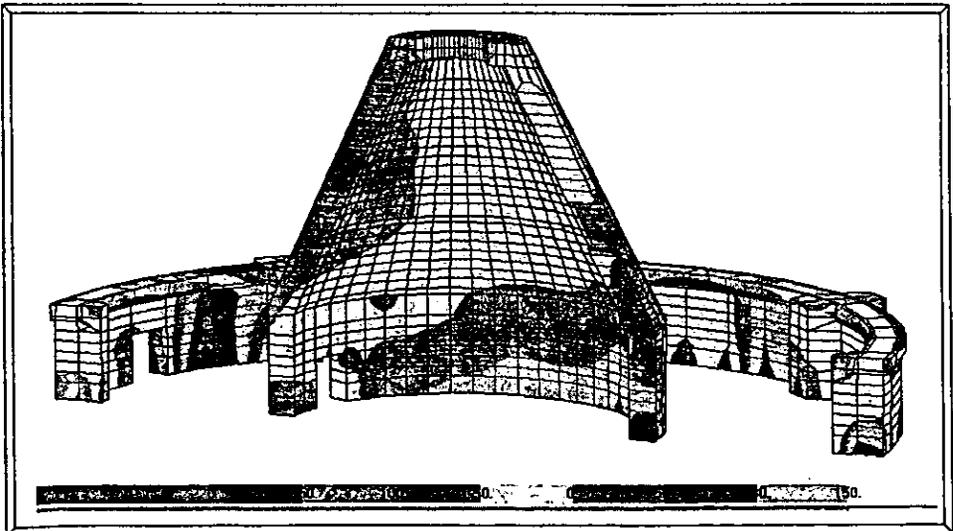


Figura V.6  
"Esfuerzo  $\sigma_{33}$  para combinación de sismo"

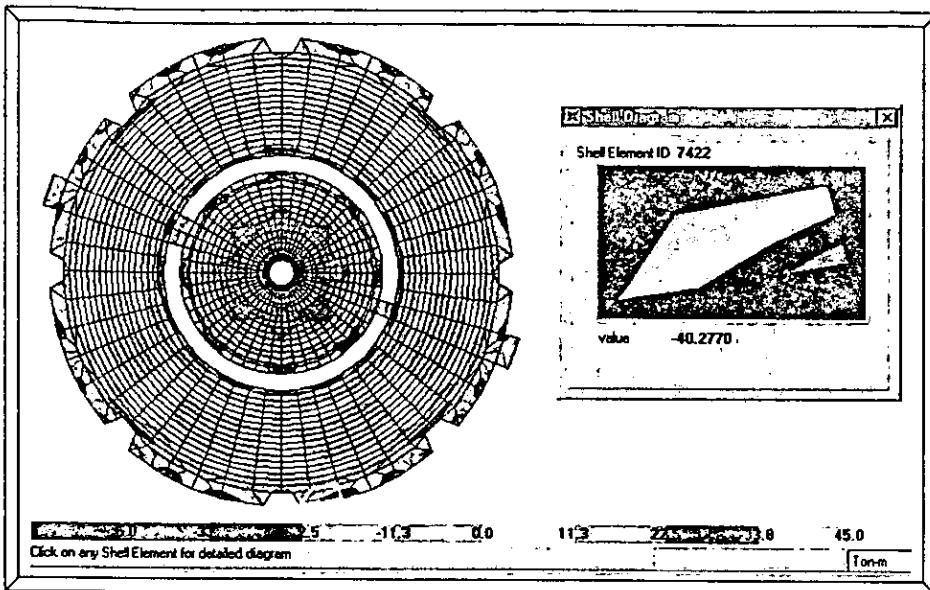


Fig. V.7, M22 EN LOSA INFERIOR PARA COMBINACIÓN DE CARGA LC01

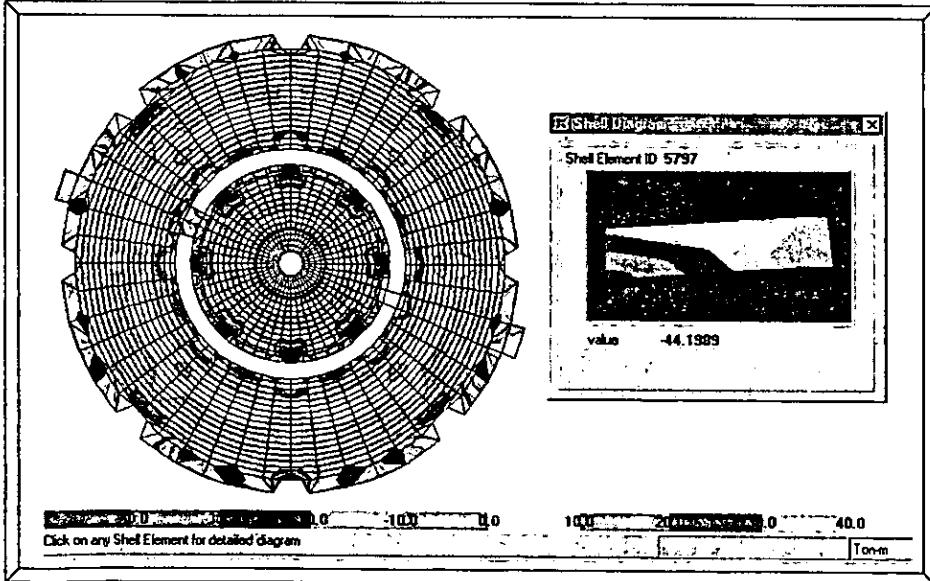


Fig. V.8, V23 EN LOSA INFERIOR PARA COMBINACIÓN DE CARGA LC01



## V.2 REVISIÓN DE LOS ESTADOS LIMITE DE FALLA

La revisión de los estados límite de falla de los elementos estructurales, se realizó de acuerdo con el reglamento ACI 318-95 "Building Code Requirements for Structural Concrete". A continuación se describe los conceptos básicos empleados para cada uno de ellos.

### V.2.1 Diseño de Columna, Pilas y Dados

La columna, pilas y dados, se diseñaron como elementos a flexocompresión, de acuerdo con los conceptos que se representa en la figura V.9 . (ACI 318-95 10.2).

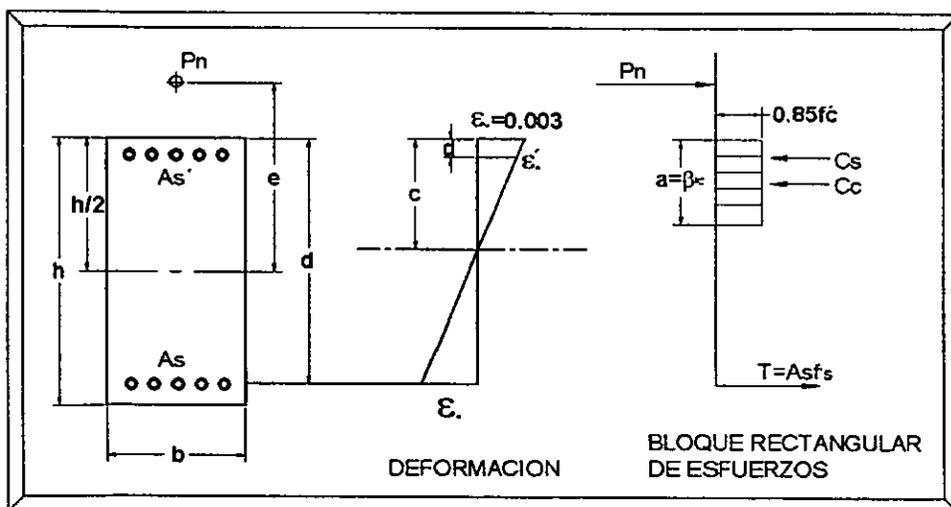


Fig. V.9, ESQUEMA DEL CONCEPTO DE FLEXOCOMPRESIÓN

El cálculo de la resistencia de los elementos a flexocompresión se define como la capacidad a carga axial y momento flexionante en las dos direcciones, que el concreto y el acero de refuerzo de la sección transversal del elemento puedan resistir. Para obtener la resistencia de la sección transversal, se construye una gráfica de interacción entre la carga axial y el momento flexionante. Esta gráfica se basa en el diagrama de deformaciones y esfuerzos de la sección transversal, manteniendo fijo la deformación unitaria de ruptura del concreto que es 0.003. Con la deformación del concreto fija se hace variar la profundidad del eje neutro y



así obtener las deformaciones que se presentan en el acero de refuerzo y las fuerzas de compresión y de tensión en la sección.

Al obtener las fuerzas de compresión y de tensión, se realiza la suma algebraica de estas y así obtener la fuerza axial resistente. El momento flexionante resistente se obtiene a partir del cálculo del momento que generan cada una de las fuerzas de compresión y de tensión alrededor del eje centroidal de la sección. Para cada posición del eje neutro que se tenga, se obtendrá una carga axial y un momento flexionante que se representa como un punto en la gráfica de interacción entre carga axial y momento flexionante.

Para revisar que la sección transversal propuesta resista los elementos mecánicos últimos, es necesario localizar el punto de estos en la gráfica de interacción y comprobar que este punto se encuentre en el área comprendida entre los ejes de referencia y la curva de interacción.

Además el ACI 318-95-10.3.5 especifica dos ecuaciones para el cálculo de la resistencia a carga axial, de acuerdo con el refuerzo horizontal, y estas son las siguientes:

- Elementos con refuerzo en espiral

$$P_{n(max)} = 0.85 \Phi (0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

- Elementos con refuerzo con estribos

$$P_{n(max)} = 0.80 \Phi (0.85 f_c (A_g - A_{st}) + f_y * A_{st})$$

en donde:

$$A_g = \text{Área total de la sección cm}^2$$

$$A_{st} = \text{Área total del refuerzo longitudinal -varillas o perfiles de acero-(cm}^2\text{)}$$

Los porcentajes mínimos de refuerzo recomendados para columnas son, por lo general, mayores que los recomendados para vigas. El ACI 318-98-10.9.1 recomienda utilizar como porcentaje mínimo el 1%, mientras que el porcentaje máximo de refuerzo longitudinal que recomienda el ACI 318-95-10.9.1 es del 8% y que pocas veces se coloca esta cantidad de refuerzo por restricciones de orden constructivo.



## V.2.2 Diseño a Flexión de trabe y losas

El diseño de elementos a flexión en trabe y losas está basado en los conceptos que se ilustran en la figura V.10 (ACI 318-95 10.2).

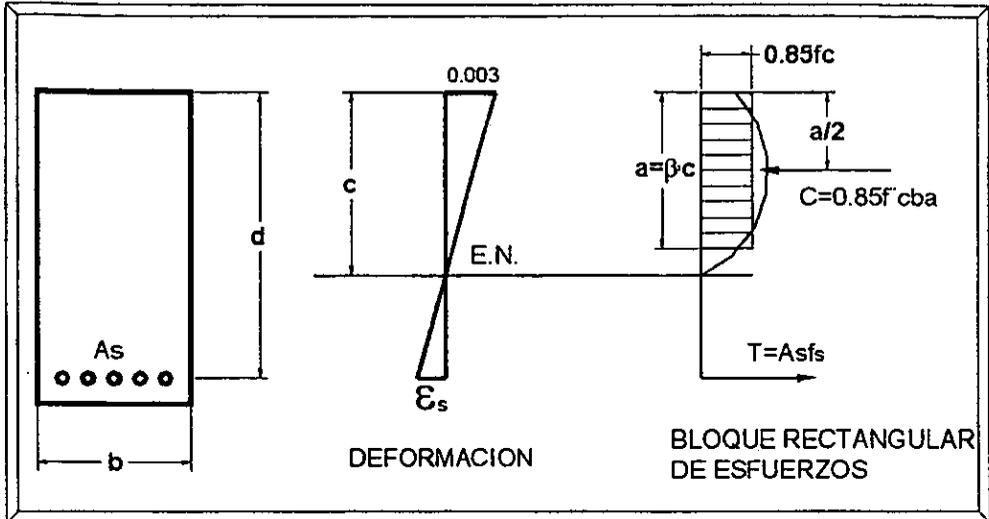


Fig. V.10, ESQUEMA DEL CONCEPTO DE FLEXIÓN

Donde:

$$C=T \text{ ó } 0.85f'_c b a = A_s f_y \quad a = \frac{A_s f_y}{0.85f'_c b}$$

$$M_n = A_s f_y \left( d - 0.59 \left( \frac{A_s f_y}{f'_c b} \right) \right)$$

$$M_n = T \left( d - \frac{a}{2} \right) = A_s f_y \left( d - \frac{a}{2} \right) \quad \frac{M_n}{b d^2 f'_c} = p \left( \frac{f_y}{f'_c} \right) \left( 1 - 0.59 p \left( \frac{f_y}{f'_c} \right) \right)$$

Donde:  $A_s = p b d$

$$p = \left( \frac{1}{1.18} \right) \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( 1 - \sqrt{1 - \frac{2.36 M_u}{0.9 b d^2 f'_c}} \right)$$



De lo anterior se resume que la resistencia de una sección transversal a flexión, se obtiene a partir de las gráficas de deformación y de esfuerzos que se presenta en la sección. Al igual que en el caso de la flexocompresión, la deformación unitaria de ruptura del concreto se mantiene en 0.003, y la diferencia es que aquí la profundidad del eje neutro se hace variar para obtener la fuerza de compresión igual a la de tensión. Al igualarse estas dos fuerzas se produce un par, que representa al momento flexionante resistente de la sección.

El porcentaje mínimo del refuerzo de tensión debe ser tal que la resistencia de la viga calculada con las hipótesis usuales sea aproximadamente 1.5 veces mayor que el momento que provoca el agrietamiento, calculado con el módulo de rotura del concreto y suponiendo la sección de la viga sin agrietar. Por lo que el ACI establece un porcentaje de acero mínimo que debe ser:

$$\rho_{\min} = \frac{14.5}{f_y}$$

El porcentaje de acero máximo es el 75% del porcentaje de acero necesario para la falla balanceada, esto con el fin de tener una falla de tipo dúctil. La siguiente expresión sirve para calcular el porcentaje máximo.

$$\rho_{\max} = 0.75\rho_b = 0.75 \left( 0.85\beta_1 \left( \frac{f'_c}{f_y} \right) \left( \frac{6100}{6100 + f_y} \right) \right)$$

### V.2.3 Diseño a Fuerza Cortante de trabe y losas

La resistencia a fuerza cortante de un elemento, se obtiene a partir de la suma de las contribuciones del concreto y del refuerzo transversal; es decir, que la resistencia es igual a la carga de agrietamiento inclinado más la contribución directa del refuerzo transversal. Lo anterior se representa con la siguiente expresión:

$$V_n = V_c + V_s$$

El ACI 318-95 11.3 especifica la siguiente expresión para calcular la resistencia nominal del concreto en elementos sin refuerzo transversal, sujeto únicamente a flexión y cortante:

$$\phi V_c = \phi 0.55 \sqrt{f'_c} b d$$



## V.2.4 Diseño de Muros

Los muros se diseñaron como elementos de gran peralte de acuerdo con el ACI 318-95 11.8, además de revisarlos a flexocompresión, como en el capítulo V.2.1.

Para este tipo de elemento el ACI señala que para el diseño por flexión de estas vigas debe tomarse en cuenta que la distribución de deformaciones unitarias no es lineal, como en vigas comunes, y que puede presentarse el pandeo lateral del elemento. Sin embargo, no presenta disposiciones específicas al respecto, excepto que el porcentaje de refuerzo mínimo debe ser 14/fy.

Para calcular la resistencia a fuerza cortante, el ACI presenta ecuaciones aplicables a miembros con una relación entre el claro libre,  $l_n$ , y el peralte,  $d$ , menor que 5 y concargas aplicadas en la parte superior o en la cara de compresión. Para esto el ACI presenta, al igual que para vigas comunes, dos procedimientos para calcular la resistencia del concreto,  $V_c$ . Cuando la fuerza cortante externa sea mayor que lo que resiste el concreto, el ACI recomienda colocar acero de refuerzo en el alma en forma de barras verticales y horizontales.

## V.2.5 Resumen del diseño de elementos

### Columna, Pilas y Dados

Elemento Estructural	Pu ton	Pr ton	Vu ton	Vr ton	Mu ton-m	Mr Ton-m	Pu/Pr	Vu/Vr	Mu/Mr
Pila	1109	1300	15.41	50.34	21.0	200	0.85	0.30	0.10
LC	01		01		01				
Columna	71.06	498	8.16	14.7	2.36	47.6	0.14	0.55	.05
LC	01		01		01				
Dado D-1	1608	7662	190	512	2196	6200	0.21	0.37	0.35
LC	07		07		07				
Dado D-2	1608	5500	190	411	951	2200	0.29	0.46	0.43
LC	07		07		07				

### Trabe

Elemento Estructural	Mu ton-m	Mr ton-m	Vu ton	Vr Ton	Relación Mu/Mr	Relación Vu/Vr+Vs
Trabe T-2 b=0.35 h=0.70	6.46	20.22	4.02	16.82	0.32	0.24



### Losas

Elemento Estructural	Mu ton-m	Mr ton-m	Vu ton	Vr ton	RATIO Mu/Mr	RATIO Vu/Vr
N+0.00 Losa (Arco)						
E=1.0m	40.27	100	59.95	66.5	0.40	0.90
N+0.00 Losa (Circular)						
E=2.0m	116.7	179	115.34	140	0.65	0.82
N+5.00 Losa (Arco)						
E=0.5m	16.63	23.47	20.14	33.26	0.71	0.60
N+5.00 Losa (Circular)						
E=0.5m	16.69	23.47	29.02	33.26	0.71	0.87

### Muros a flexocompresión

Elemento Estructural	Pu ton	Pr Ton	Vu ton	Vr ton	Mu ton-m	Mr ton-m	Pu/Pr	Vu/Vr	Mu/Mr
Muro M-1	1608	2600	22.8	86.8	379	718	0.62	0.26	0.53
LC	07		07		07				
Muro M-2	300.17	868	681	1150	11887	94896	0.35	0.59	0.12
LC	52		52		52				
Muro M-3	376.36	483	5.08	56.7	1.2	87	0.78	.01	.013
LC	01		01		01				

### Muros como vigas de gran peralte

Elemento Estructural	Vu ton	Vr Ton	Mu ton-m	Mr ton-m	Vu/Vr	Mu/Mr
Muro M-1	1306	1583	1753	2773	0.82	0.63
LC	07		07			
Muro M-2	531.61	1591	625.46	794	0.33	0.78
LC	55		55			
Muro M-3	175	953	251	528	0.18	0.48
LC	01		01			

Donde P es la carga axial, V la fuerza cortante, M el momento flexionante y los subíndices u y r, significan último y resistente respectivamente.

De las tablas anteriores se observa el valor de los elementos mecánicos últimos máximos, el valor de la resistencia de la sección propuesta, así como la relación que existe entre uno y otro. Esta relación nos dice en que porcentaje se encuentra el elemento ante las acciones de diseño.



Algunos valores de ésta relación son bajos, o sea que el elemento está muy sobrado, pero lo que determinó el tamaño y el armado fueron los requisitos de rigidez que la torre de soporte y cimentación debían de cumplir.

### V.3 REVISION DE LOS ESTADOS LIMITE DE SERVICIO

La revisión de los estados límite de servicio de la torre de soporte y de la cimentación se puede resumir en el siguiente cuadro, en donde se comparan las deformaciones obtenidas en el análisis y los valores de las deformaciones permisibles.

#### RESUMEN DE DESPLAZAMIENTOS

ELEMENTO	CARGA	DEFORMACION [mm]	DEFORMACION PERMISIBLE [mm]	RESULTADO
LOSA SUPERIOR	DL + LL	1.01	45.0	BIEN
	LL	0.21	26.7	BIEN
CONO	ENS	1.59	79.8	BIEN
	$W_{maxF}$	0.99	26.6	BIEN
VIGA T-2	DL + LL	0.47	18.6	BIEN
	LL	0.36	12.4	BIEN

De la tabla anterior se observa que se satisfacen los estados límite de servicio, debido a que los elementos estructurales tienen que cumplir con los requerimientos de rigidez y los estados límite de falla.



---

## **VI ESPECIFICACIONES DE CONSTRUCCION**

### **VI.1 Objetivo**

El objetivo de estas especificaciones es establecer las bases y requerimientos mínimos que deben cumplirse para obtener estructuras de concreto reforzado y estructuras metálicas de primera clase, de acuerdo con las necesidades del proyecto para la cimentación y Torre de Soporte del Gran Telescopio Milimétrico (GTM).

### **VI.2 MATERIALES**

#### **VI.2.1 Cemento**

- a) El cemento a emplear será Portland-puzolánico tipo I P que cumpla con ASTM-C-595 "Standard Specification for Blended Hydraulic Cements", o bien cemento Portland tipo II de bajo contenido de álcalis (0.6% máximo) conforme a ASTM-C-150 "Standard Specification for Portland Cement".

El cemento debe ser suministrado a granel, para lo cual se debe disponer de silos herméticos provistos con dispositivos adecuados para cargarlos sin que el cemento se disperse o contamine y que permita su descarga uniforme sin que se produzcan almacenamientos muertos.

- b) El cemento que se utilice deberá ser preferentemente de una marca de reconocida calidad. Ningún cemento debe emplearse cuando el tiempo de almacenamiento exceda de 60 días, a menos que sea verificado por la Supervisión a través de un laboratorio acreditado por el Entidad Mexicana de Acreditación (EMA).

- c) Todo el cemento que se emplee en la construcción de la obra debe contar con los certificados de calidad emitidos por el fabricante, o si esto no es posible, se deberá contar con un certificado emitido por un laboratorio particular acreditado ante el EMA, el costo de



los ensayos será cubierto por el Contratista. Los certificados de calidad del cemento a utilizar se deben enviar a la Supervisión con 15 días de anticipación a su empleo.

- d) Al recibirse el cemento en la obra, éste debe clasificarse con su fecha de entrada en el almacén y utilizarse según el orden cronológico de su recepción. El lote de cemento almacenado cuyas pruebas no hayan resultado satisfactorias y en consecuencia haya sido rechazado, deberá ser retirado de la bodega y trasladado fuera de la obra.

## VI.2.2 Agregados Pétreos

- a) Los agregados pétreos consistirán en gravas y arenas extraídas de bancos naturales, o de piedra triturada, salvo que en los planos de diseño se indique algún otro material inerte. La mezcla de los agregados pétreos no deben contener partículas blandas, desmenuzables, delgadas, escamosas, en un total mayor del 3% o partículas planas y/o alargadas no mayor del 15% en peso o polvo de fractura más fino que la malla estándar No. 200 en exceso del 2%.
- b) Los agregados se deben dividir por tamaños según los siguientes intervalos de separación señalados en la tabla VI.1

Tabla VI.1 Granulometría de materiales	
Designación material	Intervalo Nominal de Tamaño
Arena	0.074 – 4.76 (mm) (No. 200 – No. 4)
Grava 1	4.76 – 19.0 (mm) (No. 4- ¾")
Grava 2	19.0 – 38.1 (mm) (¾" – 1 ½")

Ver Anexo 1 Figura 9

- c) Agregado grueso es el retenido en la malla No. 4 de acuerdo con ASTM-C-125 "Standard Terminology Relating to Concrete and Concrete Aggregates" última revisión. La granulometría del agregado grueso para los diferentes tamaños según ASTM-C-33 "Especificación Estándar para agregados para concreto", será como se indica en la Tabla VI.2



TAMANO NOMINAL	PORCENTAJE EN PESO QUE PASA LA MALLA								
	2 ½"	2"	1 ½"	1"	¾"	½"	3/8"	Nº 4	Nº 8
1 ½"-No. 4	--	100	95-100	--	37-70	--	10-30	0-5	--
1 ½" - ¾"	--	100	90-100	20-55	0-15	--	0-5	--	--
¾"-No. 4	--	--	--	100	90-100	--	20-55	0-10	0-5

- d) Las normas de ejecución de las pruebas deben ser las indicadas en ASTM-C-33 "Especificación Estándar para agregados para concreto" y CRD-C-119 "Standard Terminology Relating to dimension Stone", ver tabla VI.3.

Material	Ensaye	Frecuencia	Norma ASTM
Arena	Granulometría	1 vez por día	C-136
	Pérdida por lavado	1 vez por día	C-117
	Peso volumétrico (suelto y compactado)	Cada 15 días	C-29
	Densidad	Cada 30 días	C-128
	Absorción	Cada 30 días	C-128
	Intemperismo acelerado	Cada 90 días	C-88
	Reactividad	Cada 90 días	C-227 y C-289
Grava	Granulometría	1 vez por día	C-136
	Pérdida por lavado	Cada 3 días	C-117
	Peso volumétrico (suelto y compactado)	Cada 15 días	C-29
	Densidad	Cada 30 días	C-127
	Absorción	Cada 30 días	C-127
	Intemperismo acelerado	Cada 90 días	C-88
	Abrasión	Cada 90 días	C-131
	Reactividad	Cada 90 días	C-227
	Piezas planas y/o alargadas	Cada 3 días	CRD-C-119



- 
- e) La Contratista propondrá la fuente de suministro de los agregados que se utilizarán para la elaboración del concreto y debe hacerlo por lo menos con un mes de anticipación al inicio de los trabajos. Para su aceptación la Contratista debe entregar un informe técnico emitido por algún laboratorio acreditado ante el EMA en donde se encuentren asentadas las características físicas y químicas de los agregados (granulometría, densidad, absorción, peso volumétrico, colorimetría, pérdida por lavado, intemperismo acelerado y reactividad). La densidad de los agregados deberá ser mayor de  $2.5 \text{ g/cm}^3$  y el módulo de finura de la arena deberá ser de 2.5 a 3.10.
- f) Periódicamente se deben hacer muestreos y ensayos de los bancos o depósitos de agregados finos o gruesos aprobados, con el fin de comprobar su uniformidad o poner de manifiesto los cambios que pudieran haberse causado en sus características.
- g) El almacenamiento y manejo de los agregados pétreos debe hacerse de manera que no se altere su composición granulométrica por trituración o clasificación de los distintos tamaños que lo forman, ni se contaminen con polvo y otras materias extrañas. Deben almacenarse en plataformas y sitios adecuados y en lotes suficientemente distantes o con mamparas para evitar que se mezclen entre sí los agregados de diferente clasificación.

### VI.2.3 Agua

- a) El agua que se emplee en la elaboración de concreto, debe estar libre de materias orgánicas, álcalis y otras impurezas que puedan afectar el fraguado del cemento o reducir la resistencia y durabilidad del concreto o mortero. Se debe dar especial atención a que el agua no esté contaminada de aceites o grasas
- b) De acuerdo con lo establecido en el párrafo anterior se deben satisfacer como mínimo los requerimientos indicados en la tabla VI.4.
- c) Excepcionalmente, cuando no se cuente con las facilidades para efectuar el análisis del agua; o bien, habiéndose efectuado éste, los resultados no hayan sido satisfactorios y por motivos económicos sea incosteable emplear agua de otra fuente, se deben efectuar pruebas con cubos de mortero (Normas ASTM-C-109 "Standard Test Method for Compressive Strength of Hydraulic Cement Mortars") producidos con el agua de la que
-



se tenga dudas, y se verificará que las resistencias a compresión a 7, 28 y 90 días sean mayores o iguales al 90% de la resistencia a las mismas edades de especímenes elaborados con agua destilada que aseguren que las impurezas en el agua no afecten el tiempo de fraguado del cemento acortándolo o prolongándolo (ASTM-C-191 "Standard Test Method for Time of setting of Hydraulic Cement by Vicat Needle").

**Tabla VI.4 Pruebas físicas y químicas a muestras de agua**

CONCEPTOS		RESULTADOS		
IDENTIFICACION	Muestra No.	Método de prueba ASTM	Límites	
	Procedencia			
	Fecha de muestreo			
	Sitio de obtención			
ANÁLISIS QUÍMICO (ppm)	Aniones	HCO <sub>3</sub> (bicarbonatos + CO <sub>3</sub> )	D-513	600 max
		SO <sub>4</sub> (sulfatos)	D-516	1000 max
		CL (cloruros)	D-512	600 max
	CO <sub>2</sub> (bióxido de carbono)		D-513	Trazas o Ph menor de 6
	O <sub>2</sub> (oxígeno consumido en medio ácido)		D-1252	20 max
	Sólidos disueltos		a través de la medida de conductividad	2000 max
Potencial hidrógeno (Ph)		D-1293	6 min	
MEZCLAS DE MORTERO ASTM C109	Índice de resistencia a la compresión, con respecto a mortero hecho con agua destilada			
	A 7 días (%)		90 min	
	A 28 días (%)		90 min	
	A 90 días (%)		90 min	
Observaciones:				



---

#### **VI.2.4 Aditivos**

- a) Cuando las condiciones climatológicas de transporte y/o de colocación del concreto así lo requieran, se podrá emplear el tipo de aditivo que el caso amerite. En el caso de que por la forma y/u origen de los agregados, las mezclas de concreto requieran, según el diseño, de más de 0.19 m<sup>3</sup> de agua por metro cúbico de concreto, será obligatorio el uso de un aditivo reductor de agua.
- b) La verificación de la calidad de los aditivos debe cumplir con los requisitos establecidos en estas especificaciones, o el certificado de calidad emitido por un laboratorio particular acreditado ante el EMA.
- c) Para almacenar el aditivo se debe disponer de un cobertizo, evitando la exposición directa de los recipientes a los rayos solares. Todo lote de aditivo cuya antigüedad exceda los 6 meses, no podrá utilizarse en la obra a menos que se demuestre con un nuevo ensayo que el aditivo ha conservado sus características originales.

#### **VI.2.5 Concreto**

##### **VI.2.5.1 Proporcionamiento de las mezclas**

Es responsabilidad del productor del concreto la selección de los proporcionamientos, los cuales deberán elaborarse de acuerdo con lo indicado en el reporte ACI 211.1 (Standar Practice for Selection, Proportion for Normal, Heavyweight and Mass Concrete). Debe considerarse el concreto de la cimentación y torre de soporte como concreto masivo. Entendiendo para este caso como concreto masivo aquel que tiene más de 80 cm de espesor.

Los requisitos que servirán de base para la definición de las proporciones o diseño de las mezclas, deberán referirse a las características del concreto en estado fresco y a las propiedades del concreto endurecido que se especifiquen.

En cualquier caso, todos los diseños de las mezclas deberán ser aprobados por la supervisión antes de ponerlos en práctica. Por tal fin, se deberá presentar los documentos

---



---

que contenga todos los datos de diseño y los resultados obtenidos en el concreto fresco y endurecido en las correspondientes mezclas de prueba.

El laboratorio que realice las pruebas al concreto, debe ser acreditado en el EMA o contar con un sistema de aseguramiento de calidad, ya sea que se trate de laboratorio del constructor o laboratorios independientes contratados por él.

Con objeto de prevenir errores en los procedimientos de prueba, es necesario que el personal que opera los laboratorios cuente con el certificado de ACI, para "Técnico en pruebas de campo de concreto".

#### **VI.2.5.2 Dosificación**

Los componentes del concreto deben dosificarse con las tolerancias indicadas en ASTM-C-94 "Standard Specification for Ready-Mixed Concrete".

El cemento debe dosificarse por peso, lo mismo que los agregados, en éstos sus pesos deben basarse en materiales secos, por lo tanto es necesario cuando menos una vez al día (si no existen variaciones en la humedad de los mismos) efectuar correcciones por humedad al dosificar.

El agua de mezcla debe ser el agua que se agrega a la mezcla, agua presente como humedad superficial en los agregados y agua que se introduzca en forma de aditivos.

Los aditivos en polvo deben medirse por peso, los aditivos en pasta o líquidos por peso o volumen.

#### **VI.2.5.3 Mezclado**

- a) El concreto debe quedar totalmente mezclado y ser de consistencia uniforme. Al descargar el concreto debe satisfacer al menos 5 de los 6 requisitos de uniformidad que se presentan en la tabla VI.5.



- b) Si el concreto se dosifica en una planta y se mezcla en un camión agitador, deben hacerse las pruebas de uniformidad que se indican en la tabla 1.5.1 a todas las unidades antes de autorizar su uso.

Prueba	Requerimientos expresados como la diferencia máxima permisible en los resultados de pruebas de muestras tomadas de dos lugares en la mezcla de concreto
Peso por metro cúbico calculando sin aire, lb/ft <sup>3</sup> (kg/m <sup>3</sup> )	1.0 (16)
Contenido de aire, porcentaje del volumen de concreto <sup>D</sup>	1.0
Revenimiento	—
Promedio 4 pulg (10 cm) ó menor	1.0 (2.5)
Promedio 4 a 6 pulg (10 a 15 cm)	1.5 (3.8)
Contenido de agregado grueso, porción por peso retenida de cada muestra en la malla No. 4 (4.75 mm), %	6.0
Peso unitario de mortero sin aire <sup>A</sup> basado en el promedio de todas las muestras comparativas probadas, %	1.6
Resistencia en compresión promedio a los 7 días para cada muestra <sup>B</sup> basada en el promedio de todos los especímenes de prueba comparados, %	7.5 <sup>C</sup>

<sup>A</sup> Prueba para la Variación de los Componentes de Concreto\*. Designación 26, Manual de Concreto del Bureau of Reclamation, séptima edición, disponible de Superintendent of Documents, U.S. Government Printing Office, Washington, DC 20402.

<sup>B</sup> No menos de tres cilindros se deben hacer y probar de cada muestra.

<sup>C</sup> Aprobación tentativa de la mezcladora puede ser otorgada dependiendo de los resultados de las pruebas de resistencia a compresión a los 7 días.

<sup>D</sup> La prueba de contenido de aire es necesario realizarla cuando se incluye aire al concreto.

- c) Se les deben efectuar pruebas de revenimiento a muestras tomadas antes del 15% y después del 85% de la descarga.
- d) Las mezcladoras y agitadoras deben ser examinadas o pesadas rutinariamente con la frecuencia necesaria para detectar cambios en sus condiciones como acumulación de concreto o mortero endurecido.



#### VI.2.5.4 Revenimiento

El revenimiento del concreto, será el indicado en la Tabla VI.6. Se deben emplear mezclas con la consistencia más densa que puedan colarse eficientemente.

Tipo de construcción	Revenimiento, cm
Muros de cimentación y zapatas	8
Zapatas, cajones de cimentación y muros de sub-estructura sencillos	8
Vigas y muros reforzados	10
Columnas para edificios	10
Concreto masivo	6
Pilas	16

\* El revenimiento se puede incrementar, sin exceder a 14 cm, cuando se emplean aditivos químicos; se debe tener en cuenta que el concreto tratado con aditivo tiene una relación agua/cemento igual o menor sin que potencialmente tenga segregación o sangrado excesivo.

#### a) Pruebas

La determinación del revenimiento debe realizarse como se indica en ASTM C-143 "Standard Test Method for Slump of Hydraulic Cement Concrete".

#### VI.2.5.5 Relación agua/cemento o agua/materiales cementantes

Debido a las condiciones severas de exposición a las cuales estará sometido el concreto, la relación agua/cemento o agua/materiales cementantes máxima será 0.45.

#### VI.2.5.6 Temperatura

El concreto debe tener la temperatura mínima de colocación que se indica en la tabla VI.7.

ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA



<b>Tamaño de las secciones</b>	<b>Temperatura mínima (°C)</b>
Menor de 300 mm	13
De 300 a 900 mm	10
De 900 a 1800 mm	7
Más de 1800 mm	5

La temperatura máxima del concreto producido con agregados calentados, agua caliente o ambos nunca debe exceder de 32° C durante el proceso de producción o transporte.

No se permite que el concreto se congele y deshiele en una condición saturada antes de que desarrolle una resistencia a la compresión de 250 kg/cm<sup>2</sup>; por lo tanto los muros u otras superficies planas que estén expuestas a la nieve derretida durante el día y el congelamiento durante la noche deben tener aire incluido y protegerse del congelamiento hasta que hayan alcanzado dicha resistencia.

#### **VI.2.5.7 Contenido de Aire**

El concreto debe tener el contenido de aire que se indica en la tabla VI.8.

<b>Tamaño máximo de agregado</b>	<b>Aire en %</b>
¾" (19mm)	6
1 ½" (38mm)	5.5

La tolerancia en el contenido de aire al entregarse debe ser de ± 1.5%.

#### **VI.2.5.8 Resistencia a compresión**

##### **a) Muestras de prueba**

Las muestras para pruebas de resistencia se deben tomar de acuerdo con ASTM C-172 "Standard Practice for Sampling Freshly Mixed Concrete".



---

Los especímenes cilíndricos para las pruebas deben ser moldeados y curados en el laboratorio como se indica en ASTM C-31 "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field" y se deben ensayar de acuerdo con ASTM C-39 "Standard Test Method for Compressive Strength of Cylindrical Concrete Specimens".

De cada muestra de concreto deben obtenerse por lo menos cuatro especímenes para ser ensayados a compresión. Dos se ensayarán a la edad de proyecto y los dos restantes a edades tempranas; si el concreto es de resistencia normal las edades serán 7 y 28 días, en caso de concreto de resistencia rápida los ensayos serán a 3 y 14 días de edad. En caso de requerirse ensayos a otras edades deberán elaborarse especímenes adicionales.

Debe considerarse como resultado de un ensayo de resistencia, el promedio de resistencia obtenidas en dos especímenes compañeros ensayados a la misma edad.

b) Resistencia.

El nivel de resistencia de una clase determinada de concreto será considerado satisfactorio si cumple con los dos requisitos siguientes:

- Cada promedio aritmético de cualesquiera de tres pruebas de resistencia consecutiva es igual o superior a la resistencia de proyecto requerida ( $f'_c$ ).
- Ningún resultado individual de la prueba de resistencia (promedio de dos especímenes) es menor que  $f'_c - 35 \text{ kg/cm}^2$ .

c) Especímenes curados en campo.

Con objeto de verificar la eficiencia de los sistemas de curado empleados en la estructura, la supervisión solicitará aleatoriamente resultados de prueba de resistencia en cilindros curados en condiciones de campo.

- Los especímenes se deben curar en condiciones de campo de acuerdo con lo indicado en ASTM-C-31 "Standard Practice for Making and Curing Concrete Test Specimens in the Field".



- Los especímenes de prueba curados en campo se deben moldear al mismo tiempo y de las mismas muestras que los cilindros curados en laboratorio.
- Los procedimientos para proteger y curar el concreto de la estructura, se deben mejorar cuando la resistencia de cilindros curados en campo a la edad designada sea inferior al 85% de la de los cilindros compañeros curados en laboratorio.

#### VI.2.5.9 Módulo elástico

El concreto debe cumplir con valores de módulo elástico especificado en los planos.

##### a) Especímenes.

Para la determinación del módulo elástico, deben elaborarse tres especímenes adicionales a los que se moldearon para la determinación de la resistencia a compresión. La determinación debe efectuarse a la edad de proyecto del concreto.

##### b) Procedimiento.

La determinación del módulo elástico se efectuará siguiendo el procedimiento indicado en ASTM C-469 "Standard Test Method for Static Modulus of Elasticity and Poisson's Ratio of Concrete in Compression".

##### c) Tolerancias.

En la cimentación y torre del telescopio se considera que el concreto cumple con el requisito de módulo elástico, si en todas las pruebas efectuadas el valor del módulo es mayor o igual a  $14000\sqrt{f'_c}$ . Este valor de módulo de elasticidad es tomado del RCDF (Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal) debido a que el valor que marca el ACI es muy alto, y los agregados pétreos que se tienen considerados para la fabricación del concreto no cumplen las características para alcanzar el valor indicado en el ACI.



## VI.2.6 Acero de Refuerzo

El acero de refuerzo que se emplee para la construcción de esta obra deberá cumplir con las especificaciones de diseño, de fabricación y las normas de calidad correspondientes.

### VI.2.6.1 Calidad del acero de refuerzo

Se deberá presentar el certificado de calidad de cada uno de los lotes que adquiera, expedido por el fabricante del acero, ó bien por un laboratorio acreditado ante el EMA. El acero de refuerzo debe llegar a la obra libre de oxidación, exento de grasa, quiebres, escamas y deformaciones en su sección.

Para determinar las propiedades y características del acero de refuerzo, se emplearán los métodos indicados en la tabla VI.9

<b>Tabla VI.9 Pruebas para determinación de las propiedades y características del acero de refuerzo</b>	
<b>Prueba</b>	<b>ASTM</b>
a) Para varillas corrugadas para refuerzo de concreto.	
Determinación del peso unitario y área transversal.	-
Determinación de requisitos a la tensión: Resistencia mínima a la tensión, en $\text{kg}/\text{mm}^2$ . Límite de fluencia mínimo, en $\text{kg}/\text{mm}^2$ Alargamiento mínimo, en porcentaje.	A-370
Determinación de requisitos de doblado.	A-370
Determinación de las características de las corrugaciones.	A-615
b) Para malla soldada de alambre de acero, para refuerzo de concreto. (A-185)	
Determinación del peso unitario y área transversal.	-
Determinación de requisitos a la tensión: Resistencia mínima a la tensión, en $\text{kg}/\text{mm}^2$ . Límite fluencia mínimo, en $\text{kg}/\text{mm}^2$ Reducción de área, en porcentaje.	A-370
Determinación de requisitos de doblado.	A-82T
Ensayes de cortante en la soldadura.	A-185



---

### **VI.2.6.2 Tipos de acero de refuerzo**

Todas las varillas de refuerzo deben ser corrugadas a menos que en planos se indique lo contrario. Las varillas de refuerzo deben ser de los grados requeridos en los planos de diseño y deben cumplir con alguna de las siguientes especificaciones: ASTM-A-615 "Standard Specification for Deformed and Plain Billet-Steel Bars for Concrete Reinforcement", ASTM-A-616 "Specification for Rail-Steel Bars of Concrete Reinforcement", y ASTM-A-706 "Standard Specification for Low-Alloy Steel Deformed and Plain Bars for Concrete Reinforcement", para casos que así se requiera en planos.

### **VI.2.6.3 Frecuencia de pruebas**

Antes de aprobar los diferentes tipos de acero de refuerzo que van a ser empleados en la construcción, se deberán hacer las pruebas señaladas; para su aceptación el material deberá cumplir con los requisitos especificados correspondientes para cada uno de los diferentes tipos de aceros de refuerzo. Durante la construcción de las obras, se realizarán determinaciones de la calidad del acero para refuerzo con una frecuencia no menor a la señalada en la tabla VI.10.



Tabla VI.10 Frecuencia de pruebas para acero de refuerzo	
Prueba	Frecuencia
<b>1. Para varillas de acero de refuerzo</b>	
Determinación del peso unitario y área transversal.	*
Determinación de requisitos a la tensión: Carga máxima a la tensión, en kg/cm <sup>2</sup> Límite de fluencia mínimo, en kg/cm <sup>2</sup> Alargamiento mínimo, en porcentaje.	*
Determinación de requisitos de doblado	*
Determinación de las características de las corrugaciones.	**
<b>2. Para malla soldada de alambre de acero, para refuerzo de concreto.</b>	
Determinación del peso unitario y área transversal	***
Determinación de requisitos a la tensión: Resistencia mínima a la tensión en kg/cm <sup>2</sup> Límite de fluencia mínimo, en kg/cm <sup>2</sup> Reducción mínima de área, en porcentaje	***
Determinación de requisitos de doblado	***
Ensayes de cortante en la soldadura	****

- \* Debe efectuarse una prueba de cada lote de 10 ton o fracción, por cada uno de los diferentes diámetros, por cada uno de los fabricantes y por cada tipo de acero.  
Si algún espécimen de ensaye tiene imperfecciones, se puede descartar y sustituir por otro.
- \*\* Para comprobar que se cumplen los requisitos mínimos para las corrugaciones de varillas de acero para refuerzo, deben efectuarse mediciones en puntos seleccionados de una varilla por cada 10 ton o fracción, de varillas que tengan el mismo tipo de corrugaciones contenidas en un lote; el término lote se refiere, en este caso, a todas las varillas del mismo peso unitario nominal que forman una remesa.
- \*\*\* Debe efectuarse una prueba para verificar que se cumpla lo indicado para cada 8,000 m<sup>2</sup> de malla o fracción, por cada uno de los diferentes tipos o calibres y por cada uno de los fabricantes.
- \*\*\*\* Se debe probar un espécimen por cada 30,000 m<sup>2</sup> de malla o fracción, para cada uno de los diferentes tipos de alambres, y por cada uno de los fabricantes, para verificar que cumplan lo indicado.

Los especímenes de malla para determinar propiedades de soldadura al cortante se obtendrán cortando de la malla terminada una sección que incluya un alambre transversal y que abarque todo el ancho de la hoja o rollo. De este espécimen deben seleccionarse al azar 4 soldaduras para ensaye.



---

### VI.2.7 Cimbra

- a) Para concreto que requiera acabado común rústico, como es el caso de elementos que quedarán ahogados bajo el terreno o elementos de cimentación, se permitirá el uso de cimbra de madera.

Para concretos que requieran acabado aparente, la cimbra debe ser fabricada a partir de madera contrachapada de 16 mm (5/8") de espesor mínimo, fibra de vidrio, metal u otro material.

- b) A la cimbra se le debe dar el máximo de usos que sea posible siempre y cuando proporcione al concreto la tersura y el acabado especificado sin dejarle ninguna huella. A los moldes de madera en contacto con el concreto debe recubrirse con resina, aceite mineral u otro material aprobado por la Supervisión, antes de cada uno de sus usos. No se permite el uso de diesel o aceite quemado como material desencofrante.

### VI.3 ESPECIFICACIONES PARA EL SUMINISTRO, ALMACENAJE, HABILITADO Y COLOCACIÓN DEL ACERO DE REFUERZO

#### VI.3.1 Suministro y Almacenaje

Basado en los planos de armado de las estructuras, se preparará con anticipación la lista de acero que se requiera y formulará un programa de suministro.

Para el almacenaje se debe hacer lo siguiente:

- a) Proveer las instalaciones convenientes en la obra, para descargar y almacenar el acero de refuerzo.
- b) Separar por lotes, diámetros y tamaños las varillas y mallas que se almacenen en la obra de tal forma que sean fácilmente identificables para su localización y muestreo.
- c) Informar oportunamente y por escrito al laboratorio autorizado, cada vez que reciba un lote de acero de refuerzo, que vaya a ser utilizado en la obra, especificando fecha, procedencia, cantidad, características generales y sitio preciso de almacenaje.



---

El acero de refuerzo debe almacenarse (clasificándolo por diámetros y grados de resistencia) sobre plataformas, polines u otros soportes y se protegerá contra la acción del clima u otros elementos para evitar oxidaciones y/o cualquier otro deterioro. Se evitará la contaminación del acero de refuerzo, especialmente con sustancias grasas.

### **VI.3.2 Habilitado y Colocación**

El habilitado y colocación del acero de refuerzo se hará conforme a lo indicado en los planos estructurales; asimismo se verificará el cumplimiento de los siguientes puntos:

- a) Las varillas de refuerzo serán inspeccionadas en la obra, verificando que se localicen conforme a los planos, midiendo su separación centro a centro, diámetro, forma, longitud, traslapes y cantidad de acero colocado. Las superficies de las varillas deberán estar libres de polvo, cemento, escamas de óxido pesadas, escamas de laminación, tierra, grasa o cualquier materia objetable.
- b) Los dobleces se harán en frío alrededor de un perno con diámetro no menor que 8 veces el de la varilla.
- c) El traslape del acero de refuerzo se hará conforme a las longitudes indicadas en la tabla de varillas que se muestra en las notas de planos estructurales. En varillas del No. 10 y 12 se empleará soldadura de penetración completa como sigue:
  - Posición horizontal: bisel a 30° en los extremos de las varillas por unir, utilizando una placa de respaldo.
  - Posición vertical: doble bisel a 45° en el extremo de la varilla superior, y corte a 90° con respecto al eje de la barra en la varilla inferior.
- d) El recubrimiento mínimo del refuerzo principal, estará acorde con las dimensiones mostradas en los planos, en los que se indica la distancia libre entre la superficie del acero y el concreto. El recubrimiento libre de estribos, barras espaciadoras y refuerzos secundarios ó similares, será cuando menos igual a un diámetro de dichas barras.



- e) Las varillas de refuerzo deberán colocarse firmemente, para impedir su movimiento durante la colocación del concreto. Se recomienda el uso de silletas de concreto o metálicas.
- f) Se deberá tener el cuidado necesario para aprovechar de la mejor manera la longitud de las varillas de refuerzo para obtener el menor desperdicio posible.
- g) Podrán soldarse las varillas del No. 8, o bien, se podrá aceptar el empleo de anclaje mecánico, si este procedimiento es previamente autorizado por la Supervisión.

	<b>Tolerancia en d</b>	<b>Tolerancia en el recubrimiento mínimo del concreto</b>
$d \leq 20 \text{ cm}$	$\pm 1.0 \text{ cm}$	- 1.0 cm
$d > 20 \text{ cm}$	$\pm 1.3 \text{ cm}$	- 1.3 cm

### **VI.3.3 Tolerancias**

El habilitado y la colocación del acero de refuerzo tendrá las tolerancias que se indican en ACI-117 (última revisión) "Especificaciones Estándar para las Tolerancias de los Materiales y la Construcción de Concreto".

### **VI.3.4 Soldadura**

Los trabajos de soldadura que se realicen deberán sujetarse a las recomendaciones de la American Welding Society en su última edición.

#### **VI.3.4.1 Calificación de Soldadores**

La calificación de soldadores será hecha por un inspector especializado, y con base en pruebas de soldaduras ejecutadas por el operador; dichas pruebas serán congruentes con el trabajo por realizar tomando en cuenta las uniones especificadas en planos. Deberán efectuarse un mínimo de tres pruebas de tensión en varillas de diferentes diámetros a cada



---

soldador antes de aceptarlo, debiendo ser las 3 pruebas satisfactorias, para lo cual la falla debe presentarse en la varilla y no en la soldadura, cumpliendo con los requisitos de resistencia especificados para la varilla.

#### **VI.3.4.2 Inspección de soldaduras**

Durante la ejecución se muestreará un 2% de las varillas soldadas. De no ser aceptables los resultados de los ensayos, se rechazará el, o los, soldador(es) y se incrementará el porcentaje de muestreo.

### **VI.4 Cimbrado y Descimbrado**

#### **VI.4.1 Cimbra**

Las cimbras deberán diseñarse, construirse e instalarse en tal forma que proporcionen seguridad cuando se les someta a las cargas previsibles durante el proceso constructivo, además las cimbras deberán construirse de madera, de forma que garanticen las dimensiones, forma, alineamiento, elevación y posición de los miembros estructurales indicados en los planos de diseño.

#### **VI.4.2 Diseño de la cimbra**

En el diseño de la cimbra se deberán considerar los siguientes factores:

- a) Velocidad y método de colocación del concreto
  - b) Cargas, incluyendo carga viva, muerta, lateral e impacto
  - c) Materiales y esfuerzos permisibles
  - d) Inflexiones, contraflechas del concreto, excentricidades y presiones ascendentes
  - e) Contraventeo horizontal y diagonal
  - f) Traslápes de puntales
  - g) Desplante adecuado de la obra falsa
  - h) Acabados
  - i) Tolerancias
-



---

#### VI.4.3 Colocación de la cimbra

Por lo que se refiere a la colocación de la cimbra se observará lo siguiente:

- a) La cimbra se ajustará a la forma, líneas niveles y calidad especificados en los planos.
- b) En cimbras aparentes se requiere un acabado liso, uniforme y exento de marcas.
- c) Se utilizarán tableros completos de inicio a un nivel determinado, colocando chaflanes en las juntas horizontales de los tableros.
- d) Los moldes deberán ser estancos para evitar la fuga de la lechada y de los agregados finos durante el vaciado, vibrado y compactado del concreto.
- e) La obra falsa deberá estar contraventeada y unida adecuadamente entre si para mantener su posición y forma durante el proceso constructivo, debiendo suministrarse medios efectivos de ajuste (cuñas, gatos, etc.) para corregir desviaciones o asentamientos excesivos.
- f) Durante el colado se verificarán elevaciones, contraflechas y verticalidad del sistema de cimbrado.
- g) Deberán hacerse los ajustes correspondientes si durante la construcción de la cimbra hay indicios de debilidad, asentamiento o distorsión, ya que no se podrá realizar el colado hasta que ésta sea reforzada y corregida.

#### VI.4.4 Limpieza de la cimbra

La limpieza de la cimbra deberá apegarse a las indicaciones siguientes:

- a) Previamente a la colocación del concreto, se aplicará a la cimbra una capa de desmoldante, aceite mineral o de cualquier otro material equivalente a la parte de los moldes en contacto con el concreto antes de cada uno de sus usos.
  - b) Al iniciar el colado, la cimbra deberá estar limpia y exenta de toda partícula extraña, suelta o adherida al molde.
  - c) Cuando las condiciones del colado lo requieran, se dejarán aberturas en la cimbra en la base de las columnas, muros y de miembros peraltados para facilitar la limpieza e inspección que al efecto se requieran, así como el colado del mismo.
-



#### VI.4.5 Usos de la cimbra

Por lo que se refiere a su uso, los moldes podrán emplearse tantas veces como sea posible, siempre y cuando se les proporcione el tratamiento adecuado para obtener el mismo tipo de acabado que señale el proyecto.

#### VI.4.6 Descimbrado

Los elementos de apoyo deberán permanecer en su sitio hasta que el concreto alcance el 80% del  $f'c$  de proyecto, procurándose además que en ningún momento las sobrecargas aplicadas excedan la carga viva de diseño.

La cimbra para traveses será diseñada en forma tal que las paredes laterales puedan ser removidas sin afectar los fondos ni sus soportes, cuando se requiera descimbrar parcialmente antes que lo permitido para el descimbrado total.

Cuando no existan facilidades para determinar el tiempo de descimbrado, por medio del ensayo de especímenes curados en obra, se aplicarán los periodos mínimos señalados en la tabla VI.12.

<b>Elementos estructurales</b>	<b>Tiempo</b>
Vigas (fondo)	14 días
Losas	14 días
Muros	24 hrs
Muros del cono	7 días
Columnas	24 hrs
Laterales de vigas	24 hrs.

Cuando a los miembros colados se les apliquen cargas adicionales al peso propio, permanecerán debidamente apuntalados, hasta que alcancen su resistencia de proyecto, en cuyo caso la cimbra deberá estar diseñada para resistir las cargas adicionales.



---

Cualquier defecto en la superficie del concreto se corregirá lo más pronto posible, e inmediatamente después del descimbrado, previa autorización de la Supervisión.

## **VI.5 FABRICACIÓN, TRANSPORTE, COLOCACIÓN, COMPACTACIÓN Y CURADO DEL CONCRETO**

### **VI.5.1 Temperatura del Concreto Conforme se Mezcla, Coloca y Calientan los Materiales**

#### **VI.5.1.1 Temperatura de colocación**

La temperatura de colocación del concreto debe determinarse de acuerdo con ASTM-C-1064 "Standard Test Method for Temperature of Freshly Mixed Portland Cement Concrete".

La pérdida rápida de humedad puede ocurrir en superficies expuestas a clima frío debido a que el concreto tibio calienta el aire frío que le rodea y reduce su humedad relativa (véase el ACI 302.1R "Construction of Concrete Floors"). Por lo tanto, la temperatura del concreto, cuando éste es colocado, debe mantenerse lo más cercanamente posible a los valores mínimos recomendados que sean prácticos. Las temperaturas de colocación no deben ser mayores a estos valores mínimos, en más de 11°C.

#### **VI.5.1.2 Temperatura de mezclado**

La temperatura de mezclado no debe ser mayor en 8°C a las indicadas en la tabla VI.13.

#### **VI.5.1.3 Temperaturas del Concreto**

Durante el clima frío, la temperatura del concreto al tiempo de su colocación siempre debe estar cerca de las temperaturas mínimas proporcionadas en la tabla VI.13. Las temperaturas de colocación no deben ser mayores que estos valores mínimos por más de 11°C. El concreto que se coloca a bajas temperaturas (5 a 13°C) debe protegerse contra el congelamiento y recibir un curado a largo plazo para desarrollar una resistencia más alta y mayor durabilidad.



Tabla VI.13 Temperatura del concreto para la construcción en climas fríos-concreto con aire incluido.

Líneas	Condición	Espesor de las secciones, cm				
		< 30	30-90	90-180	> 180	
1	Temperatura mínima del concreto fresco, al mezclarlo para clima indicado, °C	Mayor que -1°C	16	13	10	7
2		De -18°C a -1°C	18	16	13	10
3		Menor que -18°C	21	18	16	13
4	Temperatura mínima del concreto fresco, al colar y para conservar, °C	13	10	7	4	
5	Caída gradual máxima permisible de temperatura en las primeras 24 horas luego de finalizar la protección, °C	10	24	-1	-6	

#### VI.5.1.3.1 Sobrecaentamiento de los agregados

Debe evitarse el sobrecaentamiento de modo que las temperaturas no excedan los 100° C y la temperatura promedio no exceda los 65° C, cuando se vacien los agregados a la mezcladora. Los materiales deben calentarse uniformemente dado que las variaciones constantes en su temperatura varían significativamente los requerimientos de agua, aire atrapado, rapidez de fraguado y revenimiento del concreto.

#### VI.5.2 Transporte

- El concreto se deberá transportar de la mezcladora al sitio final de colocación empleando métodos que eviten la segregación o la pérdida de materiales.
- El equipo de transporte debe ser capaz de llevar el concreto al sitio de colocación sin interrupciones que pudieran causar pérdidas de plasticidad entre colados sucesivos.
- El contratista debe seleccionar el equipo adecuado para lograr lo anterior.



---

### VI.5.3 Colocación

- a) El concreto se debe depositar lo más cerca posible de su ubicación final para evitar la segregación debido al traspaleo.
- b) El colado se debe efectuar a tal ritmo, que el concreto conserve su estado plástico en todo momento y fluya fácilmente dentro de los espacios entre las varillas de refuerzo.
- c) No debe colocarse en la estructura el concreto que se haya endurecido parcialmente, o que se haya contaminado con materiales extraños.

### VI.5.4 Plantillas

La plantilla es el elemento constructivo que se coloca sobre el terreno para desplante de las cimentaciones. Las plantillas tienen como finalidad principal proporcionar una superficie nivelada, uniforme y limpia para los trabajos de trazo y desplantes, así como evitar la contaminación de los materiales con que se construye la cimentación. Las plantillas deben ser de concreto simple de  $f'_c=150 \text{ kg/cm}^2$  y de 7 cm de espesor mínimo. Los materiales y la elaboración del concreto deberán cumplir con las normas aplicables, mencionadas en estas especificaciones. En su ejecución se atenderá lo siguiente:

- a) La superficie del terreno sobre la que se va a colocar la plantilla, deberá estar libre de troncos, raíces, hierbas y demás cuerpos extraños que estorben o perjudiquen el trabajo.
  - b) Los rellenos se compactarán según lo indicado en los planos de proyecto.
  - c) Previamente al colado de la plantilla y en caso de ser necesario, la superficie del terreno de desplante deberá humedecerse, con el objeto de evitar pérdidas de agua del concreto.
  - d) Para lograr la compactación del concreto, podrá usarse cualquier procedimiento siempre y cuando se evite la mezcla de éste con el material del suelo.
  - e) El colado deberá ser por frentes continuos y sus cortes formando un ángulo de  $60^\circ$  con respecto al plano del terreno y en línea recta.
-



---

### VI.5.5 Vibrado del concreto

- a) Se deberá verificar el buen funcionamiento de los vibradores previamente al colado, y que se encuentren colocados en los lugares correspondientes a la consolidación del concreto.
- b) El concreto deberá ser vibrado para asegurar una adecuada consolidación de cada capa que se ha colocado antes de recibir la siguiente.
- c) Si el concreto a colocar está parcialmente endurecido y se dificulta su colocación y compactación, o está contaminado por materiales extraños, no deberá ser colocado.
- d) El vibrado del concreto se deberá realizar con los vibradores de diámetro adecuado y en los lugares apropiados (en las esquinas, alrededor de elementos embebidos, bloques y zonas congestionadas).
- e) Cada inserción del vibrador deberá durar lo suficiente para consolidar el concreto, pero sin causar segregación en el mismo, por lo general el vibrador deberá estar sumergido en el concreto, en intervalos de 5 a 15 segundos, retirándolo lentamente.

### VI.5.6 Protección del colado

Después del colado, además de las precauciones señaladas en estas especificaciones, se deberá tomar las medidas necesarias para evitar:

- a) Que durante las primeras 12 horas que sigan al vaciado, el agua de lluvia o algún otro agente deterioren al concreto.
- b) Que una vez iniciado el fraguado en cualquier superficie ya colada con concreto elaborado a base de cemento normal, se transite sobre ella o se altere de alguna manera su estado de reposo durante un término mínimo de 24 horas, para tal fin deberá evitarse toda clase de sacudidas y trepidaciones, así como cualquier tipo de esfuerzo y movimientos de las varillas que sobresalgan. Cuando se use cemento de fraguado rápido o acelerantes de fraguado, el término de reposo podrá reducirse de acuerdo con lo que para cada caso fije la Supervisión.



---

### VI.5.7 Juntas de Colado

Se tomarán en cuenta las siguientes indicaciones:

- a) Toda junta de colado, ya sea vertical u horizontal, deberá localizarse de acuerdo con los planos correspondientes, y en el caso de no haber indicación alguna, éstas serán fijadas por la Supervisión antes de iniciar el colado.
- b) Las juntas de colado se tratarán en toda su superficie de tal manera que quede exenta de materiales sueltos o mal adheridos, así como también de lechada o mortero superficial con objeto de lograr una superficie rugosa y sana, de tal manera que el agregado grueso esté expuesto hasta con 6 mm de proyección
- c) Antes de depositar el concreto fresco sobre el concreto ya endurecido, se verificarán y ajustarán si es necesario, los moldes para su aplicación.
- d) Las juntas de colado deben estar limpias, libres de lodo, aceite o cualquier otro material extraño que pueda afectar la liga entre el concreto endurecido y el concreto fresco.
- e) Toda junta de colado debe permanecer húmeda como mínimo por un tiempo de 4 horas, previas a la colocación del concreto.
- f) Deberá transcurrir un mínimo de 24 horas entre el colado de columnas o muros y el colado de trabes y losas que se apoyen en los primeros. En colados masivos deberá dejarse transcurrir por lo menos 72 horas. Estos tiempos podrán ser mayores, si la Supervisión así lo indica

### VI.5.8 Compactación

Todo concreto se deberá compactar con los medios adecuados durante la colocación, y acomodar por completo alrededor del refuerzo y de las esquinas en las cimbras, siguiendo lo indicado en ACI-309 "Consolidation of Concrete".



## VI.5.9 Protección Contra el Congelamiento del Concreto

### VI.5.9.1 Protección para prevenir el congelamiento temprano

A fin de proteger el concreto masivo contra el agrietamiento térmico, se requiere prolongar el periodo de protección 3 días más que lo señalado en la tabla VI.14.

**Tabla VI.14 Duración del periodo de protección requerido para evitar el daño ocasionado por el congelamiento temprano de concreto con aire incluido**

Exposición	Periodo de protección, a temperatura mayor de $-1^{\circ}\text{C}$ , en días*	
	Cemento Tipo I ó Tipo II	Cemento Tipo III ó $60\text{kg}/\text{m}^3$ de cemento adicional
No expuesto	2	1
Expuesto	3	2

\* Un día equivale a un período de 24 horas.

### VI.5.9.2 Duración del periodo de protección

La tabla VI.15 muestra las duraciones mínimas del periodo de protección:

**Tabla VI.15 Duración del periodo de protección para concreto colocado durante clima frío**

Categoría	Tipo de Servicio	Periodo de protección a temperatura mayor a $-1^{\circ}\text{C}$ en días*	
		Cemento Tipo I ó Tipo II	Cemento Tipo III ó aditivos aceleradores ó $60\text{ kg}/\text{m}^3$ de cemento adicional
1	Sin carga y no expuesto	2	1
2	Sin carga y expuesto	3	2
3	Carga parcial expuesto	6	4

\* ACI-306 Capítulo 6, "Colocación del concreto en clima frío"



Las categorías de servicio son las siguientes:

*Categoría 1: Sin carga, y no expuesto* - Esta categoría incluye a los cimientos y subestructuras que no están sometidos a cargas tempranas y debido a que están profundamente enterrados en el suelo o tapados, no sufrirán congelamiento y deshielo durante su vida de servicio.

*Categoría 2: Sin carga y expuesto* - Esta categoría incluye las pilas masivas que tienen superficies expuestas al congelamiento durante el servicio, pero no tienen requerimientos de grandes resistencias tempranas. Las proporciones interiores de estas estructuras son de auto-curado. Para esta categoría de servicio, sólo es necesaria la protección contra el congelamiento temprano.

*Categoría 3: Carga parcial, y expuesto:* La tercera categoría incluye estructuras expuestas al clima que pueden estar sometidas a pequeñas cargas tempranas en comparación con sus resistencias de diseño y que tendrán la oportunidad de desarrollar resistencias adicionales antes de la aplicación de las cargas de diseño.

### VI.5.9.3 Bajas de temperatura después de la remoción de la protección

Al finalizar el período de protección, el concreto debe enfriarse gradualmente a fin de reducir las deformaciones inductoras de agrietamiento entre el interior y el exterior de la estructura.

Las bajas de temperaturas en las superficies del concreto no deben exceder los valores indicados en la Tabla VI.16. Esto puede lograrse al reducir lentamente las fuentes de calor, o al permitir que el aislamiento permanezca hasta que el concreto haya alcanzado esencialmente el equilibrio con la temperatura ambiental.

**Tabla VI.16 Diferencial de temperatura máxima permisible durante las primeras 24 horas después del período de protección**

Tamaño de la sección, dimensiones mínimas, cm			
< 30 cm	30 a 90 cm	90 cm a 1.80 m	> 1.80 m
28° C	22° C	17° C	11° C



---

#### **VI.5.9.4 Materiales y Métodos de Protección**

El concreto colocado en clima frío debe mantenerse, lo más cercanamente posible, a las temperaturas y durante los periodos de tiempo recomendados en la Tabla VI.14.

El sistema de protección estará compuesto por hojas de espuma de poliestireno; las cuales se pueden recortar en la forma deseada y fijar entre los penos de las cimbras, o colocarlas en el lugar preciso por medio de pegamento.

Para determinar el espesor requerido de las hojas de poliestireno deben seguirse las recomendaciones del ACI-306 "Colocación del concreto en clima frío".

#### **VI.5.10 Requerimientos y Métodos de Curado**

##### **VI.5.10.1 Curado durante el período de protección**

A pesar de que el concreto expuesto al clima frío no es susceptible de secarse a una rapidez no deseada, se debe prestar especial atención a aquel concreto que sí esta protegido. En tanto las cimbras permanezcan en su lugar, las superficies adyacentes a está estarán curadas adecuadamente en clima frío. Pero, las superficies sin cimbra y los pisos terminados, tienden al secado rápido en un recinto calentado.

##### **VI.5.10.2 Período de protección posterior al curado**

Una vez removida la protección para conservar la temperatura, no se requiere medida preventiva alguna para evitar la evaporación excesiva, en tanto la temperatura del aire permanezca por debajo de los 10°C.

Si un compuesto de curado se aplica durante el primer período de temperatura por encima del congelamiento, después de que se ha removido la protección no se necesitan llevar a cabo operaciones de curado extra si la temperatura se eleva por encima de los 10°C.



---

## VI.6 ESPECIFICACIONES PARA LA CONSTRUCCIÓN DE LAS PILAS DE CIMENTACIÓN DEL GRAN TELESCOPIO MILIMÉTRICO.

### VI.6.1 Referencias

- ACI-336.1-94: Standard Specification for the Construction of drilled Piers.  
ACI-304: Guide for Measuring, Mixing, Transporting and Placing Concrete.

### VI.6.2 Procedimiento

#### VI.6.2.1 Excavación

Los pasos que deben de seguirse para efectuar la excavación de las pilas de 1.0 m de diámetro coladas "in situ", son los siguientes:

- 1) Se procederá a ubicar en campo con equipo topográfico, los sitios en donde se construirán las 37 pilas, que constituirán la cimentación del GTM, conforme a la distribución mostrada en la figura IV.3.
- 2) Ubicada en campo la posición de las pilas, se procederá a colocar el equipo de perforación en el sitio indicado para cada pila. De acuerdo con Geotécnia no existe ninguna restricción para seguir una secuencia específica de construcción de pilas, por lo que la secuencia estará en función del número de equipos de perforación de que se disponga en obra, de tal forma que no se interfieran en sus maniobras.
- 3) Una vez instalado el equipo, se iniciará la perforación de la pila en cuestión, a partir del nivel de terreno natural actual, correspondiente al nivel de desplante del cajón de cimentación (Elev. 4560.0) y conforme avance la perforación se deberán introducir tramos de ademe metálico recuperable repitiendo la secuencia, hasta alcanzar el nivel de desplante especificado para las pilas (Elev. 4537); dicho desplante deberá ser aprobado por un ingeniero especialista en geotécnia; durante los trabajos de perforación, se deberá verificar en forma continua la verticalidad de la barra kelly, empleando equipo topográfico, especialmente después de haber pasado algún obstáculo que pudiera desviar la perforación.



---

### **VI.6.2.2 Colado**

Una vez alcanzada y verificada la profundidad total de perforación de la pila se procederá a bajar, mediante el empleo de una grúa, el acero de refuerzo previamente armado, de acuerdo con lo indicado en los planos estructurales.

Colocado el acero de refuerzo, se introducirá la tubería tremie, mediante la cual se efectuará el colado de la pila, siendo necesario que durante el proceso, la punta de la tubería se mantenga siempre ahogada en el concreto en por lo menos 80 cm de su longitud, iniciándose desde el fondo y conforme se vaya llenando con concreto, se irá sacando tanto la tubería tremie como los tramos de ademe metálico recuperable empleados para estabilizar las paredes de la perforación, hasta concluir el colado de la pila.

El colado deberá realizarse siguiendo lo indicado en ACI-304 "Guide for Measuring, Mixing, Transporting and Placing Concrete", Cap. 8.5, empleando el método de tubo tremie,

Se deberá llevar un registro continuo de los niveles reales de concreto alcanzados durante todo el colado, poniendo especial atención durante los recortes de tubería tremie, que es cuando se suspende momentáneamente el colado.

Es necesario para evitar juntas en el concreto y permitir el desplazamiento del mismo, el uso de un aditivo retardador que cumpla con lo establecido en ASTM-C-494 (vigente), que deberá ser propuesto por la Contratista para su aprobación por la Supervisión.

### **VI.6.2.3 Restricciones**

Para lograr un colado continuo deberá extraerse el tubo tremie y los tramos de ademe a una velocidad tal que permita el llenado completo de la sección de la pila y se eviten las juntas frías. El colado deberá ser monolítico.

### **VI.6.2.4 Criterios de aceptación o rechazo**

El concreto deberá cumplir con los requisitos de resistencia establecidos en el capítulo VI.2.5.8 de esta especificación. La colocación del acero de refuerzo deberá cumplir con lo indicado en el capítulo VI.2 de esta especificación.

---



---

## VII COMENTARIOS Y CONCLUSIONES

### VII.1 COMENTARIOS

Durante el desarrollo del proyecto del Gran Telescopio Milimétrico se realizaron actividades complementarias que fueron necesarias para el diseño estructural. A continuación se mencionan algunas de estas actividades:

- a) Revisiones de la estructura ante otro tipo de fenómenos como la fuerza cortante que se presenta en el riel y que es provocado por la base de la antena, la resistencia a torsión de la torre de soporte (tanto en la base como en la parte superior), la revisión de las puertas en el muro perimetral, etc.
- b) El desarrollo del estudio de la localización y orden de las juntas de colado que se necesitan hacer. Es de gran importancia conocer la localización de estas juntas debido a que una mala junta o una mala localización puede ser un punto de falla en la estructura. Para localizarlas correctamente fue necesario estimar la capacidad de producción de la planta de concreto y estudiar la factibilidad de construcción. Se consideró que la capacidad de la planta no debía exceder los 200 m<sup>3</sup> por colado, mientras que para la colocación del concreto se propuso el uso de bandas transportadoras.
- c) Además de los modelos matemáticos en computadora, se efectuaron análisis manuales muy sencillos de la estructura que sirvieron para comparar los resultados teóricos con los resultados del programa, revisándose con detalle las diferencias que se presentaron entre estos, llegando a la conclusión de que la diferencia no llega a ser significativa en el diseño estructural.

Las anteriores actividades fueron algunas que se realizaron para complementar el diseño del GTM, y que por extensión no se incluyeron del todo en este trabajo. Además, como resultado de los diferentes cambios y propuestas que se presentaron en el proyecto, se requirió desarrollar más de 40 modelos matemáticos, que sirvieron para observar en todo momento el comportamiento de la torre de soporte y cimentación.



---

## VII.2 CONCLUSIONES

En este estudio se presentaron los aspectos más relevantes del análisis y del diseño estructural de la cimentación y torre de soporte del Gran Telescopio Milimétrico. A continuación se mencionan estos aspectos.

La estructuración de la cimentación y la torre de soporte se definió con base en los requerimientos de proyecto. Estos requerimientos corresponden a las características solicitadas por el proyectista del GTM; En éste se solicitó una estructura con una frecuencia alta de vibrar, lo que significa tener una estructura con períodos vibratorios bajos y/o de gran rigidez. Con base en lo anterior, es necesario construir una estructura de concreto reforzado de secciones transversales grandes, por lo que se empleará concreto de tipo masivo.

El sitio donde se localizará el GTM corresponde a un volcán inactivo con una altura de 4,640 msnmm. A esta altura el clima es extremadamente frío y existe una baja cantidad de oxígeno por lo que en el proceso de construcción se deben considerar estos factores.

Para el análisis estructural se optó por el empleo del Método del Elemento Finito (MEF), dado que permite representar adecuadamente a la estructura, con todas sus características geométricas, incluyendo huecos. Esto último es importante debido a que las deformaciones admisibles en los elementos de la cimentación y torre de soporte son muy estrictas.

Por otra parte el MEF permitió analizar la interacción suelo estructura del GTM de manera tridimensional, en donde se incorporó la información de las propiedades dinámicas del suelo, obtenidas del estudio geofísico y de mecánica de suelos. Con este análisis se obtuvo información importante para la elección del tipo de cimentación.

Aunque el programa de cómputo utilizado para el análisis (SAP2000) es confiable existen algunas incertidumbres y limitaciones, que por la forma de modelar del programa no es posible tomarlas en cuenta y que podrían intervenir en el comportamiento de la estructura con el suelo. Algunas de estas incertidumbres se presentan debido a que el modelo considera al suelo como un medio continuo y no toma en cuenta las discontinuidades que existen en los mantos rocosos y que pueden inducir alguna deformación considerable en la estructura. Además la información que se obtuvo del estudio de mecánica de suelos es de

---



---

manera puntual y en el modelo las propiedades se asignaron de manera tributaria de acuerdo con el capítulo III.3.2.

Es recomendable desarrollar, a manera de trabajo futuro, el estudio detallado de estas incertidumbres que se presentaron y así tener una mejor idea del comportamiento que tendrá la estructura durante su vida útil.

De los resultados que se obtuvieron del modelo de interacción se plantearon varias alternativas de cimentación, como el de mejoramiento de la calidad del suelo mediante inyecciones de concreto, pero a solicitud del cliente (INAOE) sólo se analizaron las siguientes alternativas:

- a) Cajón rígido de cimentación, y
- b) El apoyo de la losa de cimentación sobre pilas.

Se desarrollaron los modelos de estas dos alternativas para observar su comportamiento y así poder establecer la comparación en su eficiencia.

La limitación que se presentó en el modelo de la alternativa de la losa apoyada en pilas, además de la indicada anteriormente, fue la forma de modelar las pilas dentro del suelo, debido a que el programa no considera la capacidad por fricción que se presenta entre la pila y el suelo, y que puede ayudar con los desplazamientos que genere la estructura al suelo, por lo que se recomienda como trabajo futuro, hacer la revisión de esta situación.

En la selección de la cimentación se eligió la alternativa de la losa de cimentación apoyada en 37 pilas de concreto reforzado coladas "in-situ", porque cumplió con los requisitos de rigidez, además de ser la más económica y de menor tiempo de ejecución. La longitud de estas pilas es de 16 m y fue determinada en el estudio geofísico y de mecánica de suelos; la ubicación fue propuesta considerando la recomendación de la separación mínima entre pilas que es de 3 veces el diámetro.

Para comprobar que la alternativa de la losa de cimentación apoyada en las 37 pilas es la más adecuada, Geotecnia recomienda efectuar la excavación y el colado de al menos una pila, para comprobar que esta solución si se puede efectuar en el tiempo previsto, esto es

---



---

porque se pueden presentar problemas en la excavación, debido a las características de la roca que se mencionan en el capítulo III.3.2

El diseño estructural se desarrolló conforme al reglamento ACI 318-95 "Building Code Requirements for Structural Concrete", siguiendo todas las consideraciones y recomendaciones que se indican. Con este reglamento se diseñaron todos los elementos de concreto reforzado que forman parte del GTM, revisando la combinación de carga crítica y la resistencia de la sección transversal, de acuerdo con el comportamiento que se presente en el elemento como la carga axial, flexión, cortante, torsión o la combinación de estos.

Para el diseño del muro perimetral del cilindro la combinación que rigió fue la que interviene la carga muerta, carga viva accidental, la carga de nieve y la fuerza máxima de viento que actúa en la parte superior del cono, y la forma de trabajar de este elemento se consideró como una viga de gran peralte, por lo que el refuerzo en la dirección horizontal se colocó a flexión y el vertical se colocó por cortante y por temperatura.

El diseño del muro del cono se obtuvo a partir de la carga muerta, el momento flexionante y la fuerza cortante máximos producidos por la condición de sismo. Con esto elementos mecánicos se obtuvo que el refuerzo necesario, y que resultó menor al mínimo por flexión, así que con éste porcentaje mínimo se construyó la gráfica de interacción entre carga axial y el momento flexionante resistente de la sección transversal y se comprobó que ésta sección resiste las acciones actuantes por un margen de 1:10 aproximadamente.

El diseño de los muros radiales se obtuvo a partir de los elementos mecánicos resultantes de la combinación de carga muerta y carga viva máxima. Con esto valores se obtuvo el porcentaje de acero de refuerzo necesario y que resultó ser menor al porcentaje mínimo para elementos a compresión.

El diseño a flexión de las losas superior e inferior se obtuvo a partir de la combinación de carga muerta y carga viva máxima. El porcentaje de acero de refuerzo necesario para estos elementos mecánicos resultó ser menor al mínimo por flexión, por lo que el porcentaje de acero en las losas fue el mínimo. La revisión a fuerza cortante fue también revisado, dando como resultado que la fuerza cortante que resiste el concreto fue mayor que la actuante.

---



---

El diseño de la columna y trabe que dan soporte al cable de la antena, se obtuvo a partir de la combinación de carga muerta más carga viva máxima y se calculó el acero de refuerzo necesario por flexión y fuerza cortante, en el caso de la trabe, y el acero necesario por flexocompresión para el caso de la columna.

En el diseño de las pilas la combinación de carga que rigió fue la de carga muerta y carga viva máxima, y el refuerzo mínimo para elementos a flexocompresión fue necesario para resistir la carga axial y el momento flexionante producido por la acción del viento y del sismo. Además se revisó la fuerza cortante producida por las mismas acciones, considerando que no existiera fricción entre el suelo y la losa de cimentación, y que el concreto de la sección transversal de las pilas fuera capaz de tomar esa fuerza cortante.

Como se señaló anteriormente, algunos de los elementos se diseñaron con el refuerzo mínimo que indica el reglamento, ya sea por temperatura, por flexión o por carga axial, pero por razones de rigidez y de geometría fue necesario conservar el tamaño de estos elementos.

Los elementos mecánicos utilizados para el diseño estructural se obtuvieron del modelo detallado que se desarrolló en el programa de cómputo SAP2000, pero fue necesario tomar estos resultados con un criterio adecuado, debido a que por razones de limitaciones del programa (tales como las condiciones de frontera y conexión entre los diferentes elementos utilizados), se presentaron concentraciones de esfuerzos que no representan la realidad de los elementos actuantes, por eso se tuvo que recurrir a efectuar análisis alternos y revisar las salidas gráficas que ofrece el programa para conocer un valor de los elementos mecánicos cercano al real.

Para el detallado estructural se consideró las separaciones máximas y mínimas del acero de refuerzo, así como los elementos metálicos embebidos en el concreto que el proyectista de la antena requiere, esto para evitar interferencias o el bloqueo al paso del concreto al momento de colar.

Por lo anterior es importante describir las especificaciones de construcción que resumen las condiciones y consideraciones que se deben de tener en la fabricación del GTM. Además estas especificaciones hablan de los cuidados especiales que se deben de tener en la

---



---

fabricación, colocación y curado de los elementos de concreto masivo por los diferenciales de temperatura que se presentan por la condición especial del lugar.

Con base en lo anterior se puede concluir que el análisis y diseño de una estructura tan importante como es el GTM requiere de la correcta interrelación entre las diferentes instituciones. Esto es, debe existir una correcta comunicación entre el cliente (INAOE), la empresa proyectista de la antena (MAN Technologie), la empresa diseñadora de la torre de soporte y cimentación (DIRAC), la constructora, la supervisora y las instituciones de gobierno.

Por otra parte, las disciplinas involucradas (Geofísica, Geotecnia, Estructuras, Arquitectura, Instalaciones y Costos) deben contar con una buena comunicación tal que permita desarrollar el proyecto ejecutivo de la torre de soporte y cimentación del GTM con gran calidad.

Finalmente éste trabajo muestra que la preparación básica de un Licenciado en Ingeniería Civil requiere que tenga los conocimientos necesarios para entender cada una de las etapas que se presentan en el desarrollo de cualquier proyecto.



## ANEXO 1

En el presente anexo se reproducen los resultados del estudio de mecánica de suelos realizado por la Gerencia de Estudios de Ingeniería Civil de la Comisión Federal de Electricidad (GEIC/CFE). En el capítulo III.3 se denominan como CFE1, CFE2 y CFE3 a los barrenos LN-1, LN-2 y LN-3 respectivamente, mientras que el LN-4 fue complemento a la información del estudio.

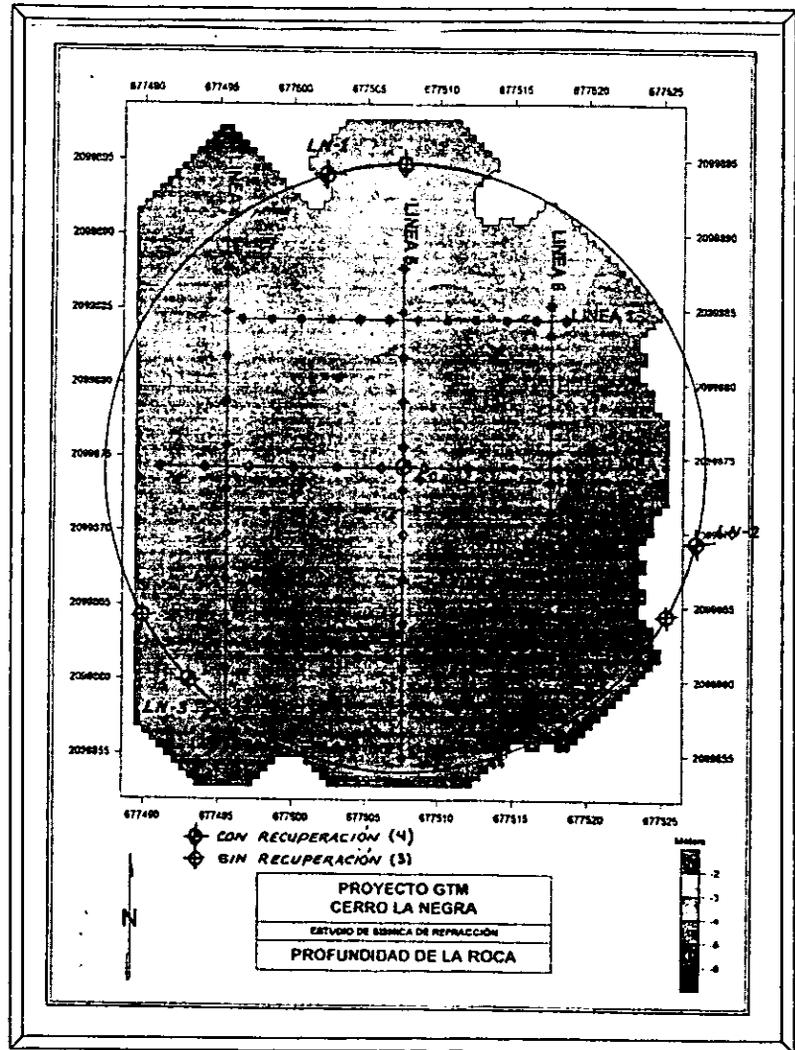


Fig. 1 Planta de localización de los barrenos y tendidos para el estudio Cross Hole



Fig2. RESUMEN DE PROPIEDADES ÍNDICE Y MECÁNICAS DE LA ROCA INTACTA

No. Bno.	No. Muestra	Prof. (m)	Tipo de roca	$\gamma_r$ seco (kN/m <sup>3</sup> )	$\gamma_r$ sat (kN/m <sup>3</sup> )	$\omega$ (%)	i (%)	A (%)	la (%)	R <sub>c</sub> (MPa)	E <sub>50</sub> (MPa)	R <sub>t</sub> (MPa)
LN-1	1	3,53	Andesita porfídica vesicular	20,50	-	0,42	-	-	-	-	-	4,14
	2	4,12	Andesita porfídica	26,00	-	0,11	-	-	-	-	-	6,75
	3	8,38	Andesita porfídica vesicular	21,48	-	2,13	-	-	-	-	-	3,90
	5	10,75	Andesita porfídica	24,62	24,88	1,30	-	-	-	70,76	21535	-
	8	14,02	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	-	-	0,12	-	-	-
	9	14,05	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	7,00	7,13	-	-	-	-
	10	16,17	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,13	-	-	-
	11	16,20	Andesita porfídica	-	-	-	1,88	2,00	-	-	-	-
	12	17,56	Andesita porfídica	25,31	25,58	0,49	-	-	-	104,75	20062	-
	17	24,77	Andesita porfídica	25,21	-	0,06	-	-	-	108,45	-	-
	19	27,90	Andesita porfídica	23,84	24,33	1,41	-	-	-	88,25	-	-
	20	28,47	Andesita porfídica vesicular	23,15	-	0,06	-	-	-	40,29	-	-
	20 <sup>a</sup>	28,55	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	2,67	2,79	-	-	-	-
	20B	28,60	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	-	-	0,04	-	-	-
22	30,10	Andesita porfídica vesicular	21,39	22,44	3,25	-	-	-	53,45	11737	-	
LN-2	1	7,55	Andesita porfídica vesicular	22,37	23,22	4,21	-	-	-	51,76	12265	-
	3	9,05	Andesita porfídica vesicular	20,21	21,58	6,56	-	-	-	-	-	3,04
	5	10,70	Andesita porfídica vesicular	19,42	20,80	7,03	-	-	-	23,42	-	-
	6	10,83	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	5,61	5,61	-	-	-	-
	7	11,00	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	-	-	0,19	-	-	-
	12	15,65	Andesita porfídica	24,33	24,72	1,21	-	-	-	113,82	-	-
	14	19,51	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,17	-	-	-
	16	21,76	Andesita porfídica	23,94	24,33	1,64	-	-	-	100,13	20539	-
	17	23,31	Andesita porfídica	23,35	23,78	1,98	-	-	-	67,78	17191	-
	23	29,40	Andesita porfídica	24,23	-	0,06	-	-	-	86,14	-	-
29	32,25	Andesita porfídica	24,03	-	0,04	-	-	-	74,77	-	-	
LN-3	1	5,12	Andesita porfídica	23,05	-	0,17	-	-	-	78,64	-	-
	2	7,22	Andesita porfídica	24,33	24,53	0,45	-	-	-	-	-	6,31
	2 <sup>a</sup>	7,25	Andesita porfídica	-	-	-	1,38	1,48	-	-	-	-
	2B	7,30	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,45	-	-	-
	3	8,40	Andesita porfídica vesicular	22,96	-	0,08	-	-	-	40,11	-	-
	5 <sup>a</sup>	9,40	Andesita porfídica	-	-	-	0,96	1,07	-	-	-	-
	5B	9,45	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,11	-	-	-
	6	9,70	Andesita porfídica	24,13	24,33	0,28	-	-	-	93,66	30269	-
	6 <sup>a</sup>	9,85	Andesita porfídica	-	-	-	0,85	0,99	-	-	-	-
	6B	9,90	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,07	-	-	-



10	13,42	Andesita porfídica	25,00	-	0,08	-	-	-	122,47	21909	-
13	19,81	Andesita porfídica	24,96	-	0,04	-	-	-	127,81	27654	-
13*	19,90	Andesita porfídica	-	-	-	0,72	0,82	-	-	-	-
13B	19,95	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,06	-	-	-
14	20,31	Andesita porfídica vesicular	20,70	21,91	4,36	-	-	-	18,62	6897	-
17	20,55	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	9,42	9,42	-	-	-	-
17*	20,50	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	-	-	0,28	-	-	-
19	29,80	Andesita porfídica	25,41	25,62	0,52	-	-	-	95,01	19693	-
20	30,00	Andesita porfídica	-	-	-	1,28	1,39	-	-	-	-
21	30,10	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,09	-	-	-

LN-4C	1	3,55	Andesita porfídica	25,31	25,41	0,24	-	-	-	163,79	-	-
	2	8,50	Andesita porfídica	-	-	-	0,87	0,98	-	-	-	-
	2bis	8,57	Andesita porfídica vesicular	20,60	21,16	2,39	-	-	-	79,08	13682	-
	5	14,54	Andesita porfídica	23,64	-	0,13	-	-	-	117,12	-	-
	6	14,60	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,15	-	-	-
	14	21,38	Andesita porfídica	24,92	25,27	1,57	-	-	-	79,65	20811	-
	16	22,93	Andesita porfídica	25,41	25,51	0,43	-	-	-	105,63	-	-
	18	25,30	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,06	-	-	-
	19	25,86	Andesita porfídica	-	-	-	0,42	0,42	-	-	-	-
	24	28,62	Andesita porfídica	23,45	24,10	3,39	-	-	-	51,97	12260	-
	25	29,03	Andesita porfídica	-	-	-	-	-	0,04	-	-	-
	26	29,50	Andesita porfídica vesicular	-	-	-	4,17	5,39	-	-	-	-

$\gamma_r$  peso volumétrico de la roca

$\omega$  contenido de agua

$R_c$  resistencia a la compresión simple

$E_{50}$  módulo de deformabilidad tangente al 50% de  $R_c$

$R_t$  resistencia a la tensión indirecta (brasileña)

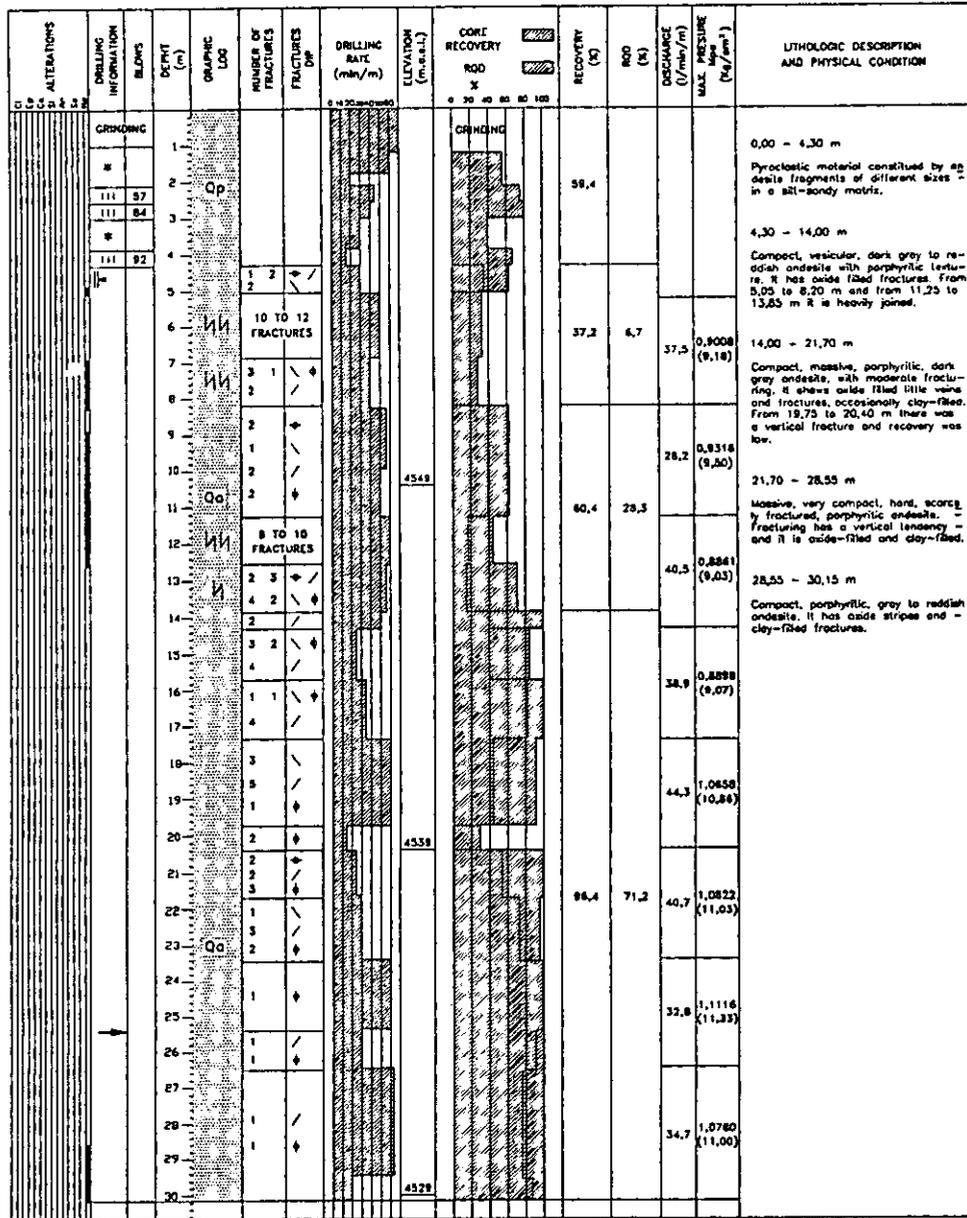
$I$  Índice de alteración

$A$  índice de absorción

$I_a$  intemperismo acelerado

# PROJECT GTM, CERRO LA NEGRA, PUE. DRILL LOG LN-4C

LOCATION  
 X = 677 507.573 BEARING \_\_\_\_\_ ALTITUDE 90° SCALE 1 : 100  
 Y = 2 099 874.148 ELEVATION 4 559.40 m.a.s.l. TOTAL DEPTH 30,15 m DIAMETER NO



### LEGEND

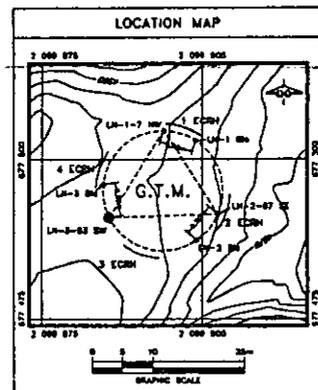
- |  |  |
|--|--|
| <p>1).- GEOLOGIC</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>--- PSEUDOSTRATIFICATION</li> <li>- - - CLEAVAGE</li> <li>— C CONTACT ANGLE</li> <li>— FRACTURE ANGLE</li> <li>— FAULT ANGLE</li> <li>LN-1-3 PETROGRAPHIC SAMPLE</li> <li>LN-7 JPL SAMPLE</li> <li>LN-A GEOTHECNIC SAMPLE</li> <li>— JOINED INTERVAL</li> <li>— HEAVILY JOINED INTERVAL</li> <li>— ARGILLACEOUS ZONE (POOR QUALITY)</li> </ul> | <p>2).- OPERATION</p> <ul style="list-style-type: none"> <li>I SHELBY TUBE TOOTHED</li> <li>II SHELBY SAMPLER</li> <li>III PENETROMETER SAMPLER</li> <li>IIII DENISON SAMPLER</li> <li>— CASING</li> <li>— CEMENTING INTERVAL</li> <li>— TOTAL LOSS OF DRILLING WATER IN THE HOLE INTERVAL</li> <li>— BIT CHANGE</li> <li>— REAMING CHANGE</li> <li>— NON TESTED INTERVAL</li> </ul> |
|--|--|

### ROCK CHARACTERISTIC

ROD (m)	ROCK QUALITY DESIGNATION	SYMBOL	FRACTURE DIP
0 - 25	VERY POOR	□	0° - 30°
>25 - 36	POOR	□	31° - 60°
>36 - 73	FAIR	□	61° - 80°
>73 - 80	GOOD	□	81° - 90°
>80 - 100	EXCELLENT	□	

### LITHOLOGIC COLUMN

Quaternary	Qp	Pyroclastic material
	Qa	Porphyritic andesite



<p style="text-align: center;">INSTITUTO NACIONAL DE ASTROFÍSICA, ÓPTICA Y ELECTRÓNICA GRAN TELESCOPIO MILIMÉTRICO</p>		
SITE: CERRO LA NEGRA, PUE., MÉXICO		
DRAWING NUMBER: PLN-04		
TITLE: <b>FIGURA 3</b> <b>PERFIL LITOLÓGICO LN-4C</b>		
BY: Ing. J. D. Ortiz M.	APPROVED BY: Dr. E. Méndez P.	APPROVED BY: Ing. TELLA
CHECKED BY: Ing. G. Díaz V. C.	DRAWN BY: M. V. Chelco	DATE: JUNIO / 89
INFORMATION CARD		SCALE: 1 : 100

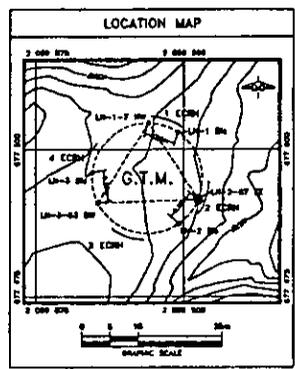
# PROJECT GTM, CERRO LA NEGRA, PUE. DRILL LOG LN-2

LOCATION  
 X = 477 481,800 BEARING \_\_\_\_\_ ATTITUDE 80° SCALE 1 : 100  
 Y = 2 098 862,112 ELEVATION 4 544,40 m.o.s.l. TOTAL DEPTH 35,15 m DIAMETER NO \_\_\_\_\_

ALTERATIONS	DRILLING INFORMATION	DEPTH (m)	GEOLG LOG	NUMBER OF FRACTURES	FRACTURES DIP	DRILLING RATE (min/m)	ELEVATION (m.o.s.l.)	CORE RECOVERY		RECOVERY (%)	ROD (m)	DISCHARGE (l/min/m)	MAX. PRESSURE (kg/cm <sup>2</sup> )	LITHOLOGIC DESCRIPTION AND PHYSICAL CONDITION
								NOO	X					
		0.00 - 3.00												0.00 - 3.00 m Andesite (Drifting)
		3.00 - 13.50												3.00 - 13.50 m Compact, massive, vesicular, hornblende-porphyrific gray to reddish andesite. From 5.00 to 6.70 and from 8.00 to 11.85 m it is heavily jointed with acidified fractures. From 11.85 to 12.10 m compact, aphanitic-porphyrific textured, massive, very strong, dark to gray andesite.
		13.50 - 15.00		1	45°		4548			84.3	35.1	0.4148 (4.28)		13.50 - 15.00 m Compact, very strong, oxide bonded andesite. It has porphyritic texture and dark gray color.
		15.00 - 35.15		8 TO 10 FRACTURES					82.4	35.1	36.7	0.8111 (3.21)		15.00 - 35.15 m Compact, very strong, dark gray andesite with aphanitic-porphyrific texture. From 16.50 to 17.75 m there is an andesitic horizon with oxide bonds, some of the 13.50 to 15.00 m interval. From 18.00 to 21.00 m it is very fractured with clay-filled and acid filled vertical fractures. From 21.00 m on, there was a 100% recovery and 87% ROO.
				1	45°		4536			40.2		0.4447 (4.53)		
				3	45°					87.5	34.5	0.3758 (3.87)		
				4	45°					42.6		0.5858 (5.95)		
				2	45°							0.7284 (7.44)		
				2	45°							1.0158 (10.33)		
				1	45°		4522			100	87.1	1.0540 (10.74)		
				3	45°							1.0282 (10.48)		

### LEGEND

- |   |   |
|---|---|
| <b>1).- GEOLOGIC</b><br>- - - - - PSEUDOSTRATIFICATION<br>- - - - - CLEAVAGE<br>——— CONTACT ANGLE<br>——— FRACTURE ANGLE<br>——— FAULT ANGLE<br>LN-1-2 PETROGRAPHIC SAMPLE<br>LN-3 JPL SAMPLE<br>LN-4 GEOTHEMIC SAMPLE<br>LN-5 JOINED INTERVAL<br>LN-6 HEAVILY JOINED INTERVAL<br>LN-7 ARGILLACEOUS ZONE (POOR QUALITY) | <b>2).- OPERATION</b><br>I SHELBY TUBE TOOTHED<br>II SHELBY SAMPLER<br>III PNEUMETER SAMPLER<br>IV DENISON SAMPLER<br>V CASING<br>VI CEMENTING INTERVAL<br>VII TOTAL LOSS OF DRILLING WATER IN THE HOLE INTERVAL<br>VIII BIT CHANGE<br>IX REAMING CHANGE<br>X NON TESTED INTERVAL |
|---|---|



**ROCK CHARACTERISTIC**

ROD (m)	ROCK QUALITY DESIGNATION	SYMBOL	FRACTURE DIP
0 - 25	VERY POOR	□	0° - 30°
25 - 50	POOR	▨	31° - 60°
50 - 75	FAIR	▩	61° - 80°
75 - 90	GOOD	▪	81° - 90°
90 - 100	EXCELLENT	▫	

**LITHOLOGIC COLUMN**

QUATERNARY	Qp Pyroclastic material Qa Porphyritic andesite
------------	--

**INSTITUTO NACIONAL DE ASTRONÓMICA, ÓPTICA Y ELECTRÓNICA**  
 GRAN TELESCOPIO MERIDIANO

SITE: CERRO LA NEGRA, PUE., MEXICO  
 DRAWING NUMBER: PLN-02  
 TITLE: FIGURA 4  
 PERFIL LITOLÓGICO LN-2

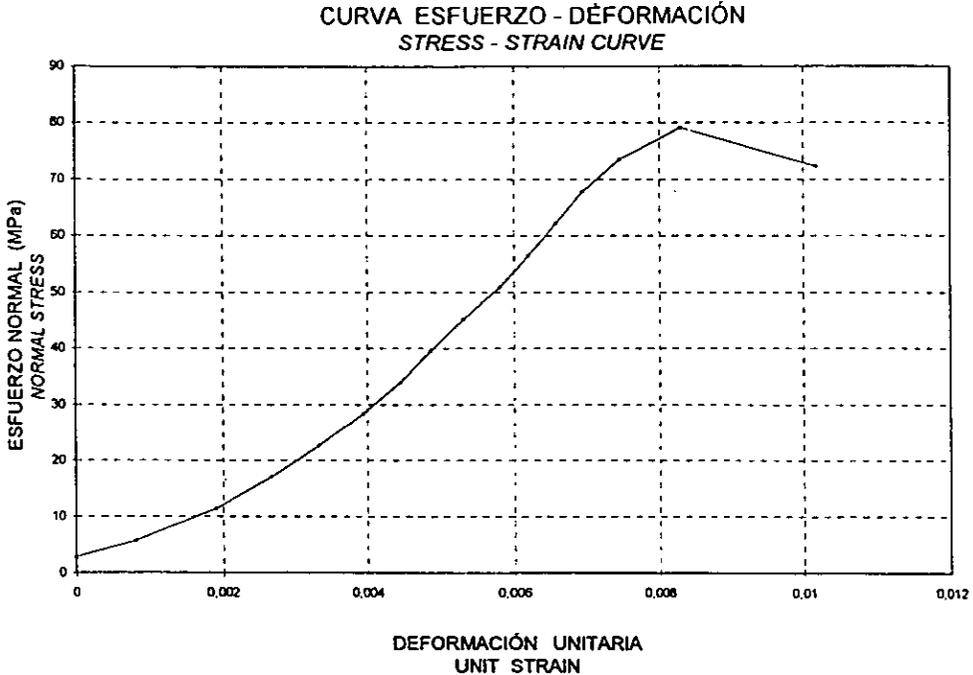
DISEÑADO POR: Ing. G. Ofel V. C.	APROBADO POR: Dr. E. Méndez P.	APROBADO POR: Ing. J. G. Ortiz M.
REVISADO POR: M. V. Chacón	FECHA: JUNIO / 88	ESCALA: 1 : 100

CFE

GCIA. DE ESTUDIOS DE INGENIERÍA CIVIL  
 SUBGCIA. DE GEOTECNIA Y CONCRETOS  
 DEPTO. DE MEC. DE ROCAS E INYECCIONES  
 LABORATORIO DE MECÁNICA DE ROCAS

Proyecto: GRAN TELESCOPIO MILIMETRICO  
 Project: GRAN TELESCOPIO MILIMETRICO  
 Barreno: LN - 2  
 Borehole: LN - 2  
 Localización: CERRO LA NEGRA, PUEBLA  
 Location: CERRO LA NEGRA, PUEBLA  
 Fecha: 16/06/99  
 Date: 16/06/99

Fig.5 PRUEBA DE RESISTENCIA A LA COMPRESIÓN SIMPLE  
 (UNCONFINED COMPRESSION STRENGTH TEST)



Muestra Sample No.	Prof. Depth m	Rc (MPa)	E <sub>t</sub> 50% (MPa)	ω (%)	γ (kN/m <sup>3</sup> )
20	25,19	79,30	8102	1,01	26,03

Tipo de roca :

Rock type: Andesita porfídica (Porphyritic andesite)  
Saturada (Saturated)

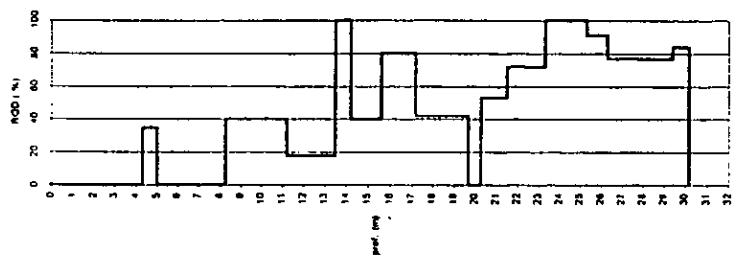
Rc Resistencia a la compresión simple (unconfined compression strength)

E<sub>t</sub> 50% Módulo de deformabilidad tangente al 50% de la resistencia máxima (tangent modulus of deformation at 50% ultimate strength)

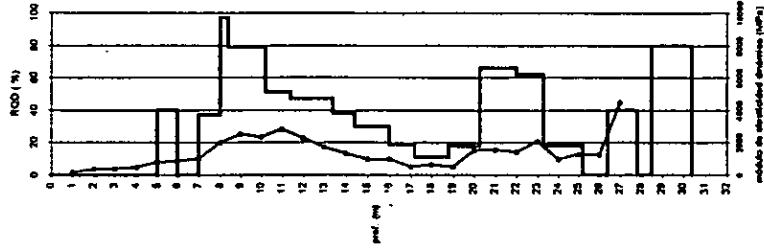
ω Contenido de agua (water content)

γ Peso volumétrico de la roca intacta (Unit weight of intact rock)

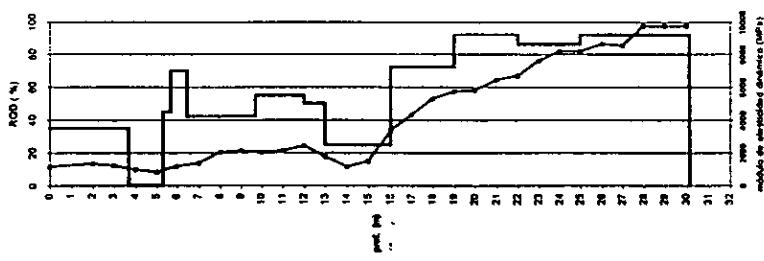
Barreno LN-4C  
Borehole LN-4C



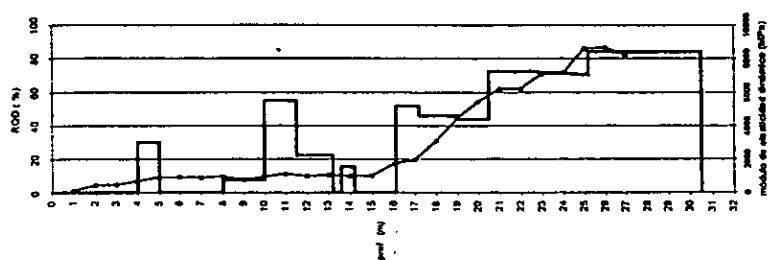
Barreno LN-3  
Borehole LN-3



Barreno LN-2  
Borehole LN-2



Barreno LN-1  
Borehole LN-1



Nota: En las 4 gráficas la profundidad cero corresponde a la elevación de la plataforma 4559.4

Figura 6. Relación entre el RQD Y el módulo de elasticidad dinámico

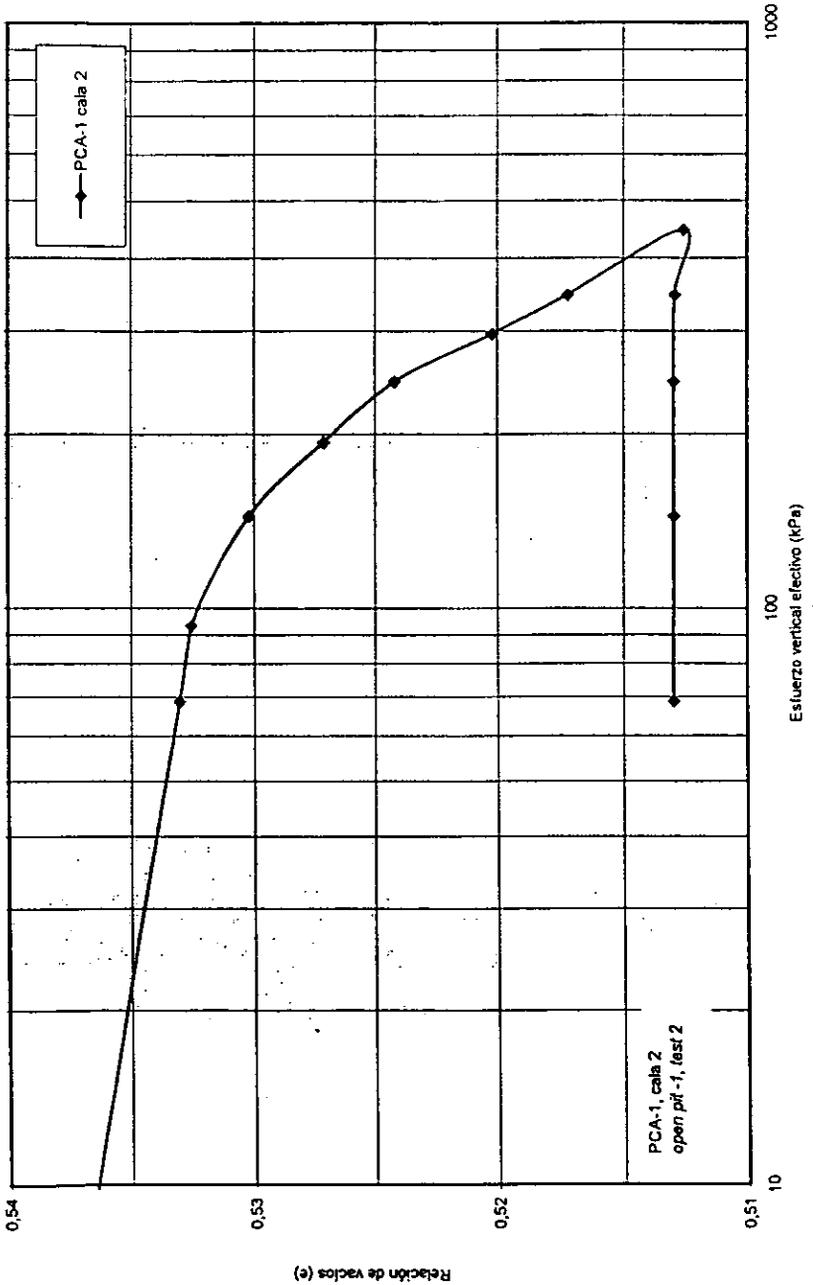


Figura 3 . Curva de compresibilidad

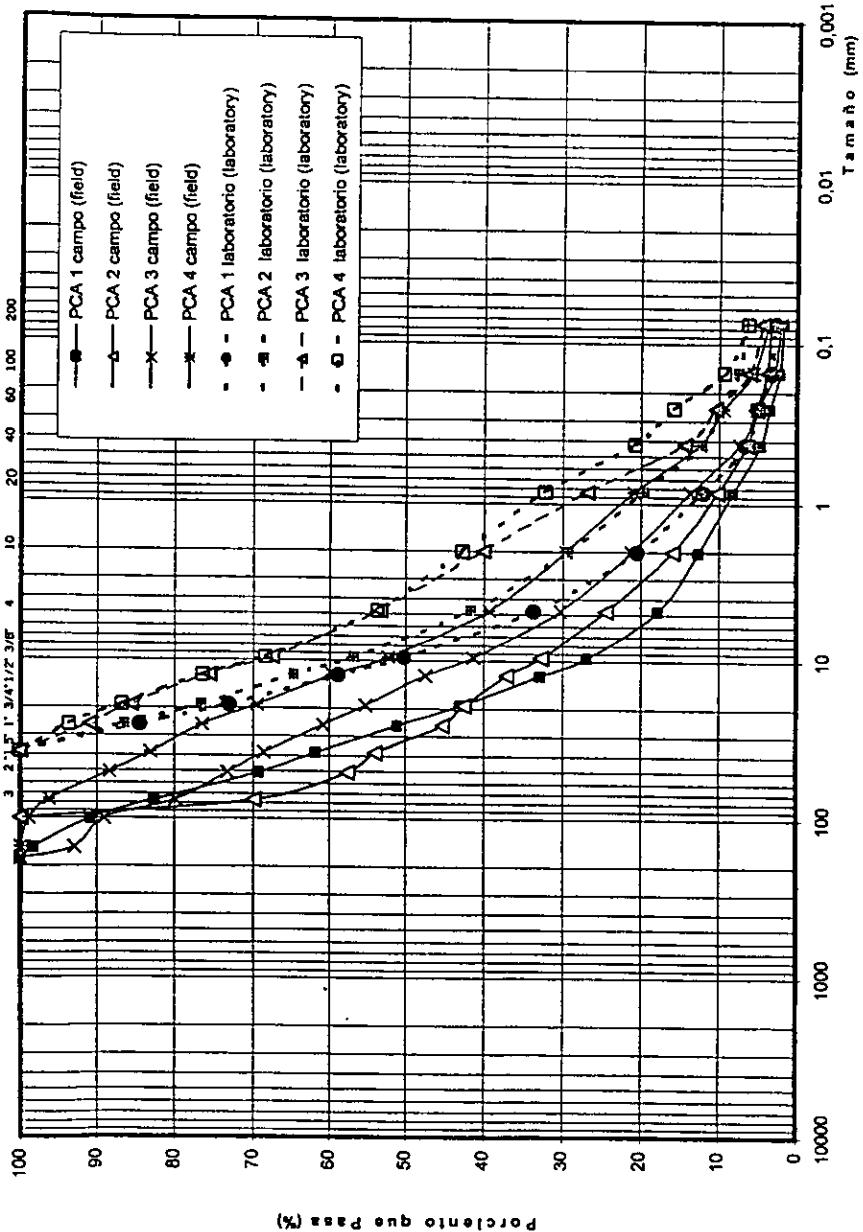
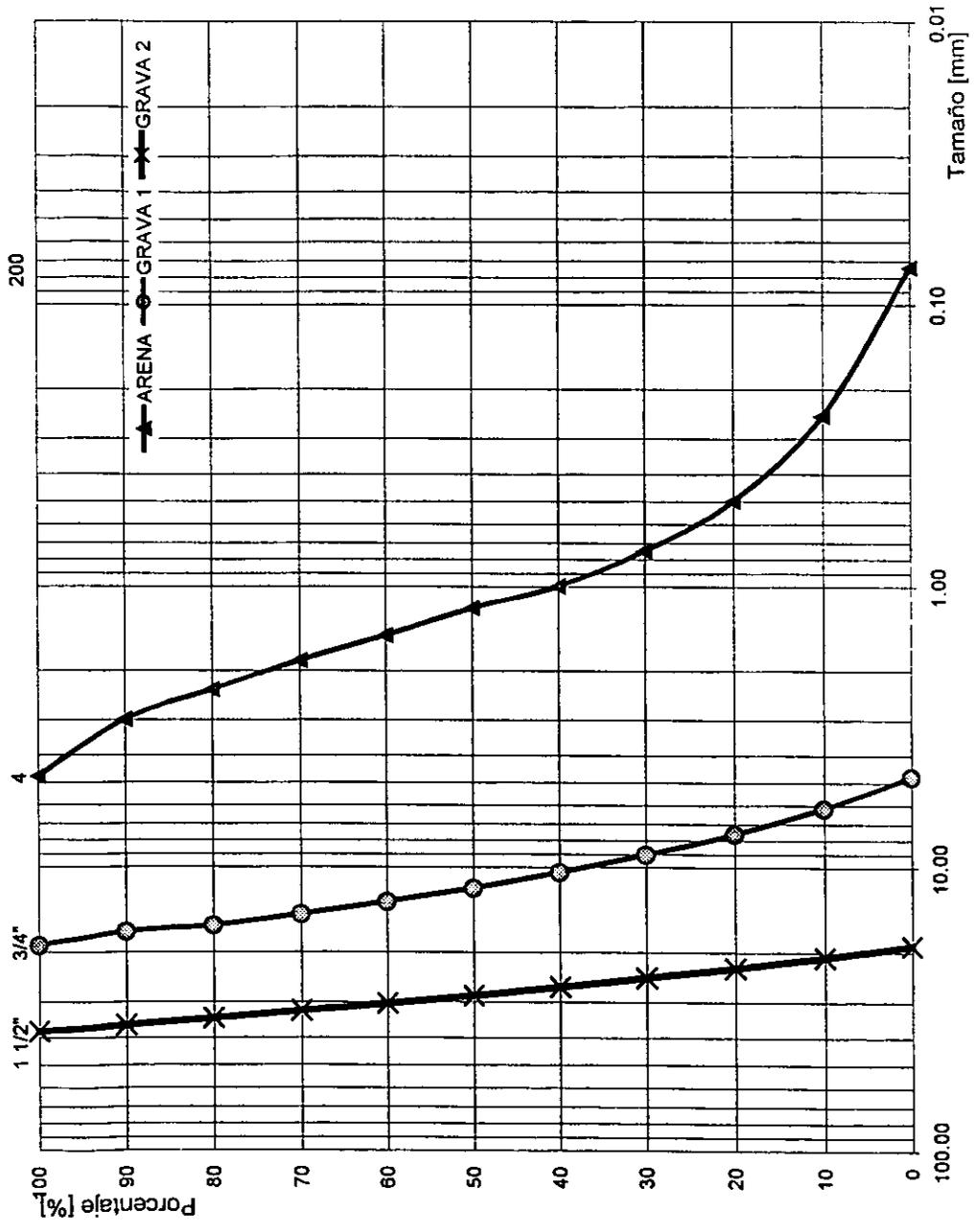


Figura 8. Granulometría del material granular



Fig. 9 Granulometría de materiales





---

## BIBLIOGRAFÍA

- ESTUDIO GEOFÍSICO Y DE MECÁNICA DE SUELOS, CERRO LA NEGRA, PUEBLA, GERENCIA DE ESTUDIOS DE INGENIERIA CIVIL, (GEIC/CFE), MÉXICO 1999
  - MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, DISEÑO POR SISMO, COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (MDFCFE), 1993.
  - MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, DISEÑO POR VIENTO, COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (MDFCFE), 1993.
  - MANUAL DE DISEÑO DE OBRAS CIVILES, ESTRUCTURAS, C.1.2. ACCIONES, COMISIÓN FEDERAL DE ELECTRICIDAD (MDFCFE), 1981.
  - BUILDING CODE REQUIREMENTS FOR REINFORCED CONCRETE (ACI 318-95) AND COMMENTARY (ACI 318R-95) ACI. (REGLAMENTO DE LAS CONSTRUCCIONES DE CONCRETO ESTRUCTURAL (ACI 318-95) Y COMENTARIOS (ACI 318R-95) IMCYC.
  - ACI-302.1R CONSTRUCTION OF CONCRETE FLOORS AND SLABS
  - ACI-309 CONSOLIDATION OF CONCRETE
  - ACI 211.1 STANDAR PRACTICE FOR SELECTION, PROPORTION FOR NORMAL, HEAVYWEIGHT AND MASS CONCRETE
  - ACI-117 "ESPECIFICACIONES ESTÁNDAR PARA LAS TOLERANCIAS DE LOS MATERIALES Y LA CONSTRUCCIÓN DE CONCRETO"
  - ACI-306 "COLOCACIÓN DEL CONCRETO EN CLIMA FRÍO"
  - ACI-336.1-94 STANDARD SPECIFICACIÓN FOR THE CONSTRUCTION OF DRILLED PIERS.
  - ACI-304 Guide for Measuring, Mixing, Transporting and Placing Concrete.
  - STRUCTURAL WELDING CODE- STEEL (D1.1-92) AWS.
  - ASTM-C-595 STANDARD SPECIFICATION FOR BLENDED HYDRAULIC CEMENTS
  - ASTM-C-150 STANDARD SPECIFICATION FOR PORTLAND CEMENT
  - ASTM-C-125 STANDARD TERMINOLOGY RELATING TO CONCRETE AND CONCRETE AGREGGATES
  - ASTM-C-119 STANDARD TERMINOLOGY RELATING TO DIMENSION STONE
-



- 
- ASTM-C-109 STANDARD TEST METHOD FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF HYDRAULIC CEMENT MORTARS
  - ASTM-C-191 STANDARD TEST METHOD FOR TIME OF SETTING OF HYDRAULIC CEMENT BY VICAT NEEDLE
  - ASTM-C-94 STANDARD SPECIFICATION FOR READY-MIXED CONCRETE
  - ASTM-C-143 STANDARD TEST METHOD FOR SLUMP OF HYDRAULIC CEMENT CONCRETE
  - ASTM-C-172 STANDARD PRACTICE FOR SAMPLING FRESHLY MIXED CONCRETE
  - ASTM-C-31 STANDARD PRACTICE FOR MAKING AND CURING CONCRETE TEST SPECIMENS IN THE FIELD
  - ASTM-C-39 STANDARD TEST METHOD FOR COMPRESSIVE STRENGTH OF CYLINDRICAL CONCRETE SPECIMENS
  - ASTM-C-469 STANDARD TEST METHOD FOR STATIC MODULUS OF ELASTICITY AND POISSON'S RATIO OF CONCRETE IN COMPRESSION
  - ASTM-C-1064 STANDARD TEST METHOD FOR TEMPERATURE OF FRESHLY MIXED PORTLAND CEMENT CONCRETE
  - ASTM-A-615 STANDARD SPECIFICATION FOR DEFORMED AND PLAIN BILLET-STEEL BARS FOR CONCRETE REINFORCEMENT
  - ASTM-A-616 SPECIFICATION FOR RAIL-STEEL BARS OF CONCRETE REINFORCEMENT
  - ASTM-A-706 STANDARD SPECIFICATION FOR LOW-ALLOY STEEL DEFORMED AND PLAIN BARS FOR CONCRETE REINFORCEMENT
  - "THREE DIMENSIONAL STATIC AND DYNAMIC ANALYSIS OF STRUCTURE". EDWARD WILSON. COMPUTER AND STRUCTURES INC.
  - SAP2000 ANALYSIS REFERENCE VOL. I AND II
-



---

## AGRADECIMIENTOS

Agradezco al Dr. Emmanuel Méndez Palma, Director del Proyecto GTM del Instituto Nacional de Astrofísica, Óptica y Electrónica (INAOE), y al M.I. Mario Salazar Lazcano, Director de Coordinación de Proyectos y Planeación de DIRAC SA de CV, todas las facilidades otorgadas para el desarrollo de este trabajo de tesis.

Así mismo agradezco al Ing. Miguel Ángel Guzmán, Director de Estructuras y Geotecnia y al M.I. David Álvarez, Gerente de Estructuras de DIRAC SA de CV, la confianza otorgada y sus valiosos comentarios durante el desarrollo de este proyecto.