

29



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

FACULTAD DE INGENIERIA

PROPUESTA DE SOLUCION A LOS PROBLEMAS
PRESENTADOS EN EL EDIFICIO TERMINAL DE LA
LINEA 9. ESTACION PANTITLAN

T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

INGENIERO CIVIL

P R E S E N T A :

JUSTINO CASTILLO MATA

289204

DIRECTOR DE TESIS: ING. MIGUEL ANGEL RODRIGUEZ VEGA



CIUDAD UNIVERSITARIA,

FEBRERO 2001



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.

DIOS...

Te agradezco por darme la vida, mi familia y mis amigos, por todo lo que tengo y lo que soy, por darme la oportunidad de superarme. Pero Señor, gracias sobre todo por haberme dado Tu Amor.

Tu hijo.

A MIS PADRES...

Ma. Eleazar y Daniel quienes con su dedicación y cariño me han dado un ejemplo de honradez y superación en la vida.

No los defraudaré...

A MIS HERMANOS...

Emiliano, Javier y Lupita que con su entusiasmo y alegría me animan a seguir siempre adelante.

***A MI UNIVERSIDAD
NACIONAL AUTÓNOMA DE
MÉXICO Y A LA FACULTAD
DE INGENIERÍA.***

*Por proporcionarme los conocimientos
necesarios para mi desarrollo
profesional.*

***AL PROFESOR:
ING. MIGUEL A. RODRÍGUEZ V.***

*Con gran aprecio y agradecimiento por
el apoyo que me ha brindado en la
realización de este trabajo.*

A MIS AMIGOS...

Con afecto.

PROPUESTA DE SOLUCIÓN A LOS PROBLEMAS PRESENTADOS
EN EL EDIFICIO TERMINAL DE LA LÍNEA 9.
ESTACIÓN PANTITLÁN

ÍNDICE

	Pág.
INTRODUCCIÓN.	I-III
 CAPITULO I.- GENERALIDADES	
1. Antecedentes.	1
1.1 Sistema de transporte colectivo.	1
1.2 Tipos de trabajos solicitados.	1
1.3 Trabajos de gabinete.	2
1.4 Trabajos de campo.	2
2. Aspectos generales.	3
 CAPITULO II.- LEVANTAMIENTO DEL EDIFICIO TERMINAL DE LA LÍNEA 9.	
1. Descripción de los elementos estructurales que conforman el edificio.	9
1.1 Cimentación.	10
1.2 Nivel vestíbulo de línea "A".	13
1.3 Nivel vestíbulo de línea 9.	15
1.4 Nivel andén de línea 9.	18
1.5 Nivel techumbre del edificio.	18
1.6 Sistemas de piso.	19
1.7 Columnas de apoyo del edificio.	20
1.8 Alturas de entrepiso.	20
2. Identificación de daños estructurales.	21

CAPITULO III.- MODELACIÓN.

1. Descripción del modelo del edificio.	29
1.1 Modelo de análisis para la cabecera sur.	30
1.2 Modelo de análisis para la cabecera norte.	31
1.3 Modelo de análisis del marco tipo.	32
2. Análisis de cargas actuantes.	37
2.1 Cargas muertas.	39
2.2 Cargas vivas.	41
2.3 Acciones sísmicas.	42
2.4 Factores de carga y reducción de la resistencia para elementos de concreto.	43

CAPITULO IV.- ANÁLISIS Y REVISIÓN ESTRUCTURAL

1. Análisis estructural.	45
2. Análisis sísmico.	46
a) Método de análisis estático.	47
b) Método de análisis dinámico	47
3. Revisión estructural.	48
a) Revisión de los modelo de elemento finito.	48
a.1) Revisión del modelo de elemento finito de la cabecera sur.	49
a.2) Revisión del modelo de elemento finito del marco tipo ejes 9-10.	51
a.3) Revisión del modelo de elemento finito de la cabecera norte.	54
b) Revisión de los modelos de marcos rígidos.	55
b.1) Revisión del modelo de marco rígido de la cabecera sur.	55
b.2) Revisión del modelo de marco rígido del marco tipo ejes 9-10.	83
b.3) Revisión del modelo de marco rígido de la cabecera norte.	89

CAPITULO V.- ESTUDIOS ADICIONALES

1. Estudios Geotécnicos.	97
2. Estudios Topográficos.	109
3. Estudios de Riesgo Sísmicos.	115

CAPITULO VI.- INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y PROPUESTAS DE SOLUCIÓN

1. Interpretación de Resultados.	120
2. Propuestas de Solución.	129
A) Nivelación de Zapatas.	131
B) Alternativas de Solución para Zapatas del Edificio.	134
1) Solución con Pilotes de Fricción.	135
a) Zapatas Rectangulares.	135
b) Zapata Trapecial.	138
2) Solución con Pilotes de Punta.	141

CAPITULO VI. CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

CONCLUSIONES.	143
RECOMENDACIONES.	146

ANEXO

BIBLIOGRAFÍA.

INTRODUCCIÓN.

En la actualidad, una de las prioridades que se deben tener en cualquier parte del mundo, es la conservación en buen estado de la infraestructura. Esto es, las obras que se encuentran en servicio de la sociedad deben contar con la seguridad necesaria para poder proteger a los individuos que intervienen en ellas y para seguir funcionando de tal manera que se proporcione un servicio que cumpla con las expectativas de calidad de vida de nuestro tiempo.

Sin embargo; es necesario dar prioridades para efectuar el mantenimiento y/o modificaciones que mejoren a las estructuras que forman parte de la infraestructura general, así pues, estas prioridades se basan principalmente en dos factores: la importancia económica que proporcionan y la cantidad de personas que dependen del servicio que estas presten.

La importancia económica se refiere a los problemas que la falla o suspensión de los servicios que se prestan afecten de manera directa tanto a la economía familiar como a la economía de todo un sector de la población e incluso de la economía nacional. Por ejemplo, la suspensión o la falla de los sistemas de comunicación, tiene una gran importancia debido a que sus afectaciones influyen directamente sobre todos los sectores de la población y por lo tanto afecta de manera muy considerable en la economía nacional.

El otro factor, se refiere principalmente a la cantidad de vidas humanas que se podrían ver afectadas si en algún determinado momento las estructuras que conforman una determinada obra llegan a fallar.

De esta manera, se puede mencionar que en la Ciudad de México, el Sistema de Transporte Colectivo posee una gran importancia debido a la gran cantidad de personas que transporta diariamente y que laboran dentro de sus instalaciones.

Por lo tanto es un factor económico que se debe considerar primordial pues cualquier afectación en el funcionamiento normal que el STC tiene, provocaría una gran problemática social y económica ya que las reparaciones que se realizarían en el caso de la falla de las estructuras que forman parte de sus instalaciones requieren de una inversión muy considerable de dinero y de tiempo que afecta tanto a la población usuaria de este servicio como a la nación.

Así como también debido a la sobrepoblación con la que cuenta la Ciudad de México y su zona conurbada, en el caso de presentarse alguna falla en sus instalaciones se podría llegar a perder una gran cantidad de vidas.

Este trabajo se enfoca principalmente al planteamiento de solución a una serie de problemas que se están presentando en el llamado conjunto Pantitlán; específicamente en lo que es el edificio terminal de la línea 9. Esta solución está basada en una serie de estudios previos (topográficos, geotécnicos, estructurales, y sísmicos) que primeramente nos llevan a conocer la causa que origina los problemas que se están presentando, y una vez identificada, poder dar una alternativa confiable para eliminarla o controlarla, y poder de esta manera asegurar el correcto funcionamiento estructural del edificio.

El planteamiento teórico tanto del análisis de los resultados obtenidos de los estudios previos así como de los criterios para la elaboración de los mismos están basados principalmente en el actual Reglamento de Construcción para el Distrito Federal y sus Normas Técnicas Complementarias, así como también algunos libros de texto para la determinación de algunas propiedades geométricas, criterios de revisión y de diseño. Estos libros se irán presentando conforme sea necesaria su mención o se pueden consultar en el apartado final de este trabajo.

Es, a mi parecer, muy importante mencionar que detrás de todos estos estudios teóricos para la obtención de los resultados que nos llevan al planteamiento de la solución, se encuentra un gran trabajo de recopilación de información de gabinete y de campo. La información de gabinete se obtuvo de los planos originales del proyecto de construcción de la estación Pantitlán y que fueron proporcionados por la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo (DGCOSTC).

El presente trabajo consta de siete capítulos en los cuales podremos apreciar de manera más detallada los siguientes aspectos:

En el primer capítulo menciono someramente la historia de lo que es el conjunto Pantitlán, así como de algunos aspectos importantes que se deben considerar para poder empezar a realizar un estudio; como lo son: la zona en donde se localiza, arreglo general y algunos aspectos que marca el Reglamento de Construcción para las reestructuraciones.

En el segundo capítulo hago la descripción de cada uno de los elementos y miembros que forman la estructura del edificio terminal de la línea 9, en cada uno de sus niveles. En este mismo capítulo menciono los problemas que se presentan en cada una de las estructuras mencionadas.

En el tercer capítulo muestro las diferentes condiciones de cargas consideradas para la realización del modelo del edificio en el programa de análisis estructural STAAD III. También describo las características y consideraciones principales del modelo realizado.

Como contenido del capítulo cuarto, tenemos la descripción del procedimiento seguido para el análisis de cada uno de los marcos idealizados y con ello poder realizar la revisión estructural de los elementos estructurales de importancia.

Posteriormente en el capítulo quinto se presentan los resultados de los estudios de topografía y de geotécnica que se realizaron para poder identificar realmente cual es la causa del problema.

En el capítulo sexto realizo y desarrollo el análisis de los resultados obtenidos en los capítulos anteriores para con ello plantear la propuesta de reestructuración.

Finalmente el trabajo concluye con un apartado en el que se da una conclusión del estudio realizado y de la solución propuesta así como algunas recomendaciones para poder llevar a la práctica dicha solución.

Existe también en este trabajo un anexo y una sección en la que se muestran algunos esquemas necesarios y referencias consideradas empleadas en el desarrollo del mismo.

México, D.F. julio de 2000
EL AUTOR

CAPITULO I:

GENERALIDADES.

1. ANTECEDENTES.

1.1 SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO

El crecimiento explosivo de la Ciudad de México exige soluciones eficientes en cuanto a servicios se refiere; por este motivo, el departamento del Distrito Federal, atendiendo el problema del transporte público y a través de la Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) actualmente la Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo (DGCOSTC.), tomó la decisión de prolongar la Línea 1 del Sistema de Transporte Colectivo "Metro" de la estación terminal Zaragoza hacia el oriente de la ciudad de México, una de las zonas de mayor crecimiento poblacional del Distrito Federal y del Estado de México teniendo como terminal la estación Pantitlán.

El llamado Conjunto Pantitlán del Sistema de Transporte Colectivo "Metro" se encuentra ubicado en la zona de Lago de la Ciudad de México, zona que se caracteriza por la presencia de suelos finos arcillosos de gran deformabilidad y poca resistencia al esfuerzo cortante. En el Conjunto Pantitlán concurren las Líneas del Metro 1, 5, 9 y A, con sus correspondientes edificios terminales, pasarelas y puentes peatonales.

1.2. TIPOS DE TRABAJOS SOLICITADOS

A solicitud de la DGCOSTC, la Facultad de Ingeniería de la Universidad Nacional Autónoma de México (FI-UNAM), a través de su División de Ingeniería Civil Topográfica y Geodésica (DICTyG), se ha ocupado de hacer un estudio del comportamiento que presenta el edificio de la Estación terminal de la Línea 9, el cual manifiesta una deformación diferencial, estando su zona sur en un nivel por arriba de su zona norte, así como de otras estructuras en el Conjunto Pantitlán.

Es de esta manera, por medio de la Facultad de Ingeniería, se toma este proyecto para la realización de este trabajo, con el fin de dar soluciones integrales dentro y fuera de la institución académica, es decir, la participación de alumnos y profesores en un proyecto de este tipo, permite el desarrollo profesional de los recién egresados de la carrera y su integración a la vida profesional y con ello asegurar a las instituciones externas (en este caso la DG COSTC) que los resultados obtenidos en los trabajos realizados son de una excelente calidad y confiables.

1.3 TRABAJOS DE GABINETE

Se iniciaron en una primera fase de actividades, las visitas técnicas al Conjunto Pantitlán que entre otros productos determinó el centro de los problemas con alrededor de 900 fotografías, la investigación del material técnico existente en la zona en estudio, obteniéndose en diversas fechas y de diversas fuentes, cerca de 1,000 planos, de los cuales en su mayoría son estructurales, otros de estudios topográficos y geodésicos, los cuales se clasificaron por: Línea del metro, tipo de estructura y numeración indicativa del elemento estructural, desde el punto de vista de planos, verificando la faltan de muchos de ellos, fue necesario para una mejor conceptualización de la solución al proyecto, hacer un levantamiento de algunas estructuras.

Respecto al edificio de la Línea 9, se planteó coordinadamente con Geotécnia el realizar algunas calas en cimentaciones en donde se tuvo la duda de su tipo, características y verificación del nivel freático y así como la existencia de lastre, además de la verificación de información de planos con las estructuras reales, ya que en varias ocasiones estas no coincidían con lo indicado en los planos.

Así también se realizaron para la etapa final, modelos en computadora del edificio de la Estación Pantitlán de la Línea 9.

1.4 TRABAJOS DE CAMPO.

Aún cuando se contaba con información en planos de algunas estructuras, se procedió a la verificación de medidas y cotas, con el objeto de hacer un estudio más preciso de las estructuras reales, lográndose realizar los planos llave del Conjunto Pantitlán, tanto de sus cimentaciones como de las estructuras existentes en planta así como cortes de la cimentación del Edificio de la Estación Pantitlán de la Línea 9.

Se ha tenido que verificar lo que se indican en los planos de cimentación, por lo que se hicieron algunas calas en las zapatas de cimentación de la estación Pantitlán, con objeto de conocer la existencia de agua en las celdas de cimentación o lastre y de ser así obtener su nivel.

2. ASPECTOS GENERALES.

En la Ciudad de México, como en muchas partes del mundo, es muy frecuente que se presenten problemas estructurales de considerables magnitudes en las obras ya terminadas o que se encuentran en uso; esto se debe a muchos y muy diversos factores, como pueden ser: un mal criterio de diseño; la falta de estudios previos tanto de la zona en donde se planea construir la obra, como del tipo de servicio para el que va a ser utilizada y la capacidad planteada a futuro; no considerar la existencia de otras estructuras ya existentes en las inmediaciones y de las que muy probablemente se vayan a construir; falta de supervisión durante la obra y la falta de mantenimiento durante el servicio de la misma; etc.

Estas malas consideraciones de diseño, construcción y mantenimiento nos llevan a tener problemas en el correcto funcionamiento de estas estructuras. Los principales tipos de problemas estructurales que se presentan en las obras son:

- Aparición de fracturas, fisuras o grietas en elementos estructurales;
- Deformaciones excesivas en los elementos estructurales.

En otras palabras los problemas estructurales que se presentan en los elementos estructurales son los que aparecen cuando se rebasan los estados límites de falla o de servicio ante las combinaciones de acciones más desfavorables que puedan presentarse durante su vida considerada o la combinación de acciones que corresponden a condiciones normales de operación respectivamente.

El *Reglamento de Construcción para el Distrito Federal* (RCDF), en los artículos 183 y 184 define los estados límites de falla y de servicio de la siguiente forma:

"Artículo 183. - Se considera como estado límite de falla cualquier situación que corresponda al agotamiento de la capacidad de carga de la estructura o de cualesquiera de sus componentes, incluyendo la cimentación, o al hecho de que ocurran daños irreversibles que afecten significativamente la resistencia ante nuevas aplicaciones de carga.

...¹

"Artículo 184. - Se considera como estado límite de servicio a la ocurrencia de desplazamientos, agrietamientos, vibraciones o daños que afecten el correcto

¹ Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Título Sexto. Capítulo III. D.O.F. México 1997.

funcionamiento de la edificación, pero que no perjudiquen su capacidad para soportar cargas.

...²

Debido a la presencia de estos problemas estructurales es necesario realizar en las obras afectadas una reestructuración y así poder garantizar la seguridad de las estructuras como de los equipos y personas que en ellas se encuentren.

La palabra “reestructuración” se refiere principalmente a la revisión de los elementos estructurales existente bajo la acción de las cargas actuantes actuales (carga muerta, viva y sismo viento, etc.), y basándose en los criterios del o de los reglamentos de diseño vigentes en el sitio dar un diagnóstico del estado actual de dichos elementos así como, si fuera necesario, las medidas para lograr que se satisfagan los parámetros establecidos por los reglamentos.

El RCDF en el artículo 234 establece para el proyecto de refuerzo estructural o de reestructuración de construcciones dañadas que:

“Artículo 234. - el proyecto de refuerzo estructural y las renovaciones de las instalaciones de una edificación,...., deberán cumplir con lo siguiente:

- I. Deberá proyectarse para que la edificación alcance cuando menos los límites de seguridad establecidos para las edificaciones nuevas en este Reglamento;
- II. Deberá basarse en una inspección detallada de los elementos estructurales y de las instalaciones, en las que se retiren los acabados y recubrimientos que puedan ocultar daños estructurales, y de las instalaciones;
- III. Contendrá las consideraciones hechas sobre la participación de la estructura existente y de refuerzo en la seguridad del conjunto, así como detalles de liga entre ambas, y las modificaciones de las instalaciones;
- IV. Se basará en el diagnóstico del estado de: la estructura y de las instalaciones dañadas, y en la eliminación de las causas de los daños que se hayan presentado;
- V. Deberá incluir una revisión detallada de la cimentación y de las instalaciones ante las condiciones que resulten de las modificaciones a la estructura.

....³

² Idem.

³ Idem. Capítulo IX

De esta manera, podemos decir que la reestructuración de una obra es uno de los aspectos más importantes en la ingeniería, ya que requiere la participación, no solo de los aspectos teóricos del comportamiento de los elementos que conforman la estructura, sino de la comprensión de los diversos fenómenos y factores que rodean a la estructura y que, por tanto, lleva a la participación de varias ramas de la ingeniería como son, el área Estructural, la Geotécnica, la Topografía, Sísmica, etc.

Mediante estas consideraciones que establecen los principales aspectos que se deben perseguir en una reestructuración nos basaremos para dar solución al problema que en el siguiente capítulo se mencionará con mayor profundidad y que en esta parte sólo diré que se trata de la apreciación de una serie de afectaciones en los elementos que forman parte del edificio terminal de la línea 9 en la estación Pantitlán (en adelante se mencionará únicamente como el edificio), y que van desde la aparición de grietas casi imperceptibles hasta la destrucción completa de muros de concreto y grandes deformaciones en la estructura general del edificio.

Comenzaremos mencionando que la estación Pantitlán pertenece a un complejo conjunto de estructuras conocido como *Conjunto Pantitlán*, el cual es uno de los principales puntos de comunicación del Sistema de Transporte Colectivo Metro, pues en este punto confluyen actualmente cuatro líneas de transporte; la línea 1 que corre de Observatorio a Pantitlán; la línea 5 que corre de Politécnico a Pantitlán; la línea 9 que va de Tacubaya a Pantitlán y la línea A que tiene como estaciones terminales Pantitlán y La Paz.

El edificio en estudio es la estación terminal de la línea 9 y parte de la línea A. Es una estructura de tres niveles (que denominaremos como andén de línea 9, vestíbulo de línea 9 y vestíbulo de línea A), formada a base de elementos prefabricados de concreto en su mayoría, con algunas áreas donde las estructuras son coladas in situ. Las partes norte y sur del edificio son conocidas como cabeceras norte y sur respectivamente y en su costado poniente se encuentra conectado a tres pasarelas elevadas que comunican con las líneas 1 y 5, así como con los paraderos.

Es necesario mencionar dentro de las estructuras que conforman el Conjunto Pantitlán, la existencia del cajón del Río Churubusco que pasa al lado poniente del edificio, así como de la avenida del mismo nombre y al sur de la estación la vialidad conocida como Eje 1 Norte.

Para poder comprender mejor la distribución de todas las estructuras que se encuentran en el sitio de estudio, nos referiremos al plano **TESIS-00-JCM-CAP.I-001-P** que lleva por nombre "**ARREGLO GENERAL**" (ver anexo 1).

Uno de los aspectos que mayor importancia debe considerarse en la realización de un proyecto es el conocimiento del tipo de suelo en el que se va a

realizar una obra o, en este caso en que se trata de una revisión estructural, donde ya se encuentra construida la obra.

Este punto es muy importante en la Ciudad de México, ya que debido al origen de su suelo, podemos encontrar zonas que poseen una capacidad de carga muy alta, hasta zonas en donde la capacidad de carga es tan pequeña que se podría considerar casi imposible realizar construcciones de grandes magnitudes.

En el Valle de México, el origen de sus suelos es de origen volcánico, como pueden ser los domos policénicos del cerro de Chapultepec y del cerro del Tepeyac; tezontles y cenizas del peñón de Marqués y las coladas recientes del pedregal de San Angel originadas por la erupción del Xitle; a esta zona se le conoce como *zona de lomas*.

Así también podemos mencionar que en las partes centrales de la cuenca del Valle de México los suelos son en su mayoría suelos arcillosos blandos, surgidos como consecuencia de los depósitos y cambios que con el tiempo fueron sufriendo los materiales aluviales provenientes de las cenizas volcánicas que caían en los lagos que poseía; a esta zona se le denomina *zona de lago*.

Esto da como origen a suelos arcillosos de alta compresibilidad sumamente blandos de grandes espesores. Así también, existe una zona en la que dichos depósitos de arcilla se intercalan con capas de suelos limosos y lentes de arena o grava, lo que hacen que el comportamiento del suelo no sea tan desfavorable como en la zona de lago. A esta zona se le conoce como *zona de transición* y se encuentra en forma de una franja que divide los suelos lacustres de las cierras que rodean al Valle y de los aparatos volcánicos.

Según el RCDF, en la clasificación hecha para el suelo de la Ciudad de México y su zona conurbada, en su publicación de 1999, menciona en el artículo 219 lo siguiente:

“Art. 219. - Para fines de este Título, el Distrito Federal se divide en tres zonas con las siguientes características generales:

Zona I. Lomas, formada por rocas o suelo generalmente firme que fueron depositados fuera del ambiente lacustre, pero en los que pueden existir, superficialmente o intercalados, depósitos arenosos en estado suelto o cohesivos relativamente blandos. (...)

Zona II. Transición, en la que los depósitos profundos se encuentran a 20 m de profundidad, o menos, y que está constituida predominantemente por estratos arenosos y limoarenosos intercalados con capas de arcilla lacustre; el espesor de estas es variable entre decenas de centímetros y pocos metros, y

Zona III. Lacustre, integrada por potentes depósitos de arcilla altamente compresible, separados por capas arenosas con contenidos diversos de limo o

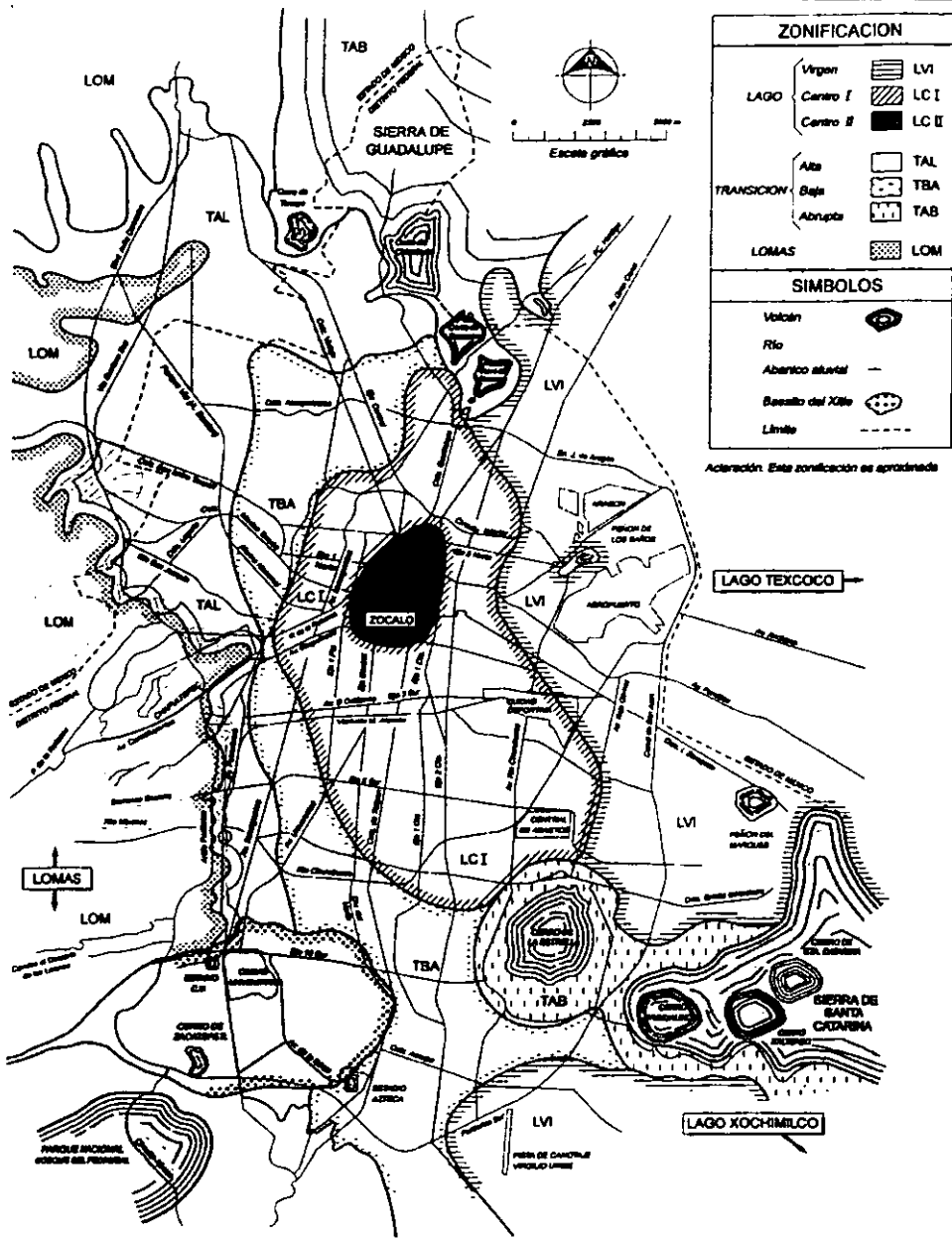
arcilla. Estas capas arenosas son de consistencia firme a muy dura y de espesor variable de centímetros a varios metros. Los depósitos lacustres suelen estar cubiertos superficialmente por suelos aluviales y rellenos artificiales; el espesor de este conjunto puede ser superior a 50 m;

.....⁴

De acuerdo con esta clasificación se han creado muchos y diversos esquemas en los que se muestra la zonificación antes mencionada; uno de ellos es el que se muestra a continuación, creado por la empresa TGC.

Como podemos notar, el Conjunto Pantitlán se encuentra localizado en la zona III, lo que ya de inicio nos lleva a pensar que muy probablemente se tengan problemas debido a que en este tipo de suelo se presentan con frecuencia cambios en sus propiedades mecánicas, tales como la disminución de la compresibilidad y aumento de la resistencia al esfuerzo, debido a la constante extracción de agua del subsuelo. Llevando como consecuencia a la aparición de hundimientos de considerables magnitudes.

⁴ Idem.



Zonificación geotécnica



CAPITULO II:

LEVANTAMIENTO DEL EDIFICIO TERMINAL DE LA LÍNEA 9.

1. DESCRIPCIÓN DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES.

En esta primera sección de este capítulo, nos enfocaremos a definir las propiedades geométricas de cada uno de los elementos estructurales que formen parte del edificio terminal de la línea 9.

Se trata de una estructura resuelta con marcos de concreto reforzado, diseñada en el mes de julio de 1985, para la terminal de la línea 9 y correspondencia con las Líneas "1", "5" y "A" del Sistema de Transporte Colectivo "METRO". La construcción fue realizada por la entonces "Comisión De Vialidad y Transporte Urbano, COVITUR" del Departamento del Distrito Federal, perteneciente al Gobierno de la Ciudad de México.

La estructura consta de 7 marcos rígidos localizados en 14 ejes Oriente Poniente (ejes del 1 al 14) y 2 marcos longitudinales orientados en dirección Norte Sur (ejes A y F) con los siguientes niveles: nivel Permanencias (P.B.), nivel Vestíbulo, nivel Andén, nivel Bajo Andén y nivel Azotea. El nivel Vestíbulo tiene correspondencia con las Líneas "1" y "5". El nivel Andén presenta 2 áreas, una de llegadas y otra de salidas a todo lo largo de la propia estación de la Línea 9 del METRO con 2 cabeceras, Norte y Sur, donde se localizan los locales técnicos. En el nivel Bajo Andén se localizan 3 zonas de vías o pistas de rodaje para los trenes de llegadas o de salidas de la estación y en el nivel Azotea se localiza la cubierta de la estación con un sistema de domos para entrada de luz natural hacia el nivel Andén.

La descripción de cada elemento se hará de la siguiente manera:

- ✓ Ubicación del elemento dentro del conjunto del edificio.
- ✓ Propiedades generales del elemento mencionado (material, f_c, f_y, etc.).
- ✓ Esquema del elemento estructural mencionado, en el que se indican las dimensiones que posee.

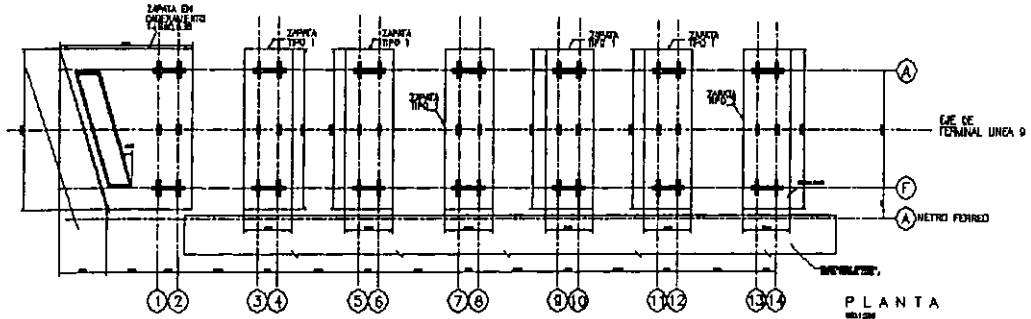
Comenzaremos a describir los elementos en forma ascendente, es decir, comenzaremos por la cimentación, pasando posteriormente al nivel vestíbulo de la

línea A, después al nivel vestíbulo de la línea 9, nivel andén de la línea 9 y terminando con el nivel techumbre del edificio.

1.1. CIMENTACIÓN.

El edificio consta de una cimentación a base de zapatas aisladas; estas zapatas pueden considerarse como un tipo de cimentación tipo mixto, es decir, cada zapata está constituida por un cajón de cimentación y un conjunto de pilotes de fricción. Estos cajones forman un conjunto de siete zapatas independientes, siendo seis de ellas de forma rectangular y una de forma trapecial.

Existen dos tipos de zapatas rectangulares, identificadas como cimentación tipo 1, que se localiza en los ejes 3-4, 5-6, 7-8, 9-10 y 11-12; y la cimentación tipo 2, ubicada en los ejes 13-14. La zapata trapecial es conocida como la cimentación de la cabecera sur o como cimentación en cadenamiento 1+360.636 como se muestra en la siguiente figura (para una mayor precisión de la ubicación de las zapatas, ver el plano TESIS-00-JCM-CAP.II-002-P).



A continuación se describen las características generales de cada uno de los tres tipos de cimentación que se han mencionado.

➤ CIMENTACIÓN TIPO 1

Esta cimentación utilizada en la mayor parte del edificio, (debido a las características de servicio y geométricas del edificio está constituida por una cajón de cimentación de 12 por 35 metros, perpendicular al eje de la estación y con una altura de 2.20 metros. Posee una losa tapa de 15 cm de espesor de concreto armado y una losa de fondo de 30 cm de espesor (ya incluidos estos espesores en los 2.2 m), también de concreto armado. Consta de 99 pilotes de fricción de 34 metros de longitud y de una sección de 30X30 cm. Un dato muy importante en esta cimentación es que no se encuentra lastrada.

Consta de una retícula de contratrabes de forma rectangular con dimensiones de:

- ♦ 40X220 cm, en todas las contratrabes paralelas al eje de la estación, con excepción de los ejes en donde descansan los muros columnas del edificio y que identificaremos con el nombre de CT-1;
- ♦ 60X220 cm, en las contratrabes extremas y centrales de la zapata, perpendiculares al eje de la estación y que nombraremos como CT-2
- ♦ 80X220 cm, en las contratrabes restante, y que nombraremos como CT-3.

Toda la cimentación (contratrabes, losas y pilotes) es de concreto armado; cuyo concreto tiene un $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y el acero de refuerzo un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

(Ver plano TESIS-00-JCM-CAP.II-002-P en el anexo).

➤ CIMENTACIÓN TIPO 2

Esta cimentación es utilizada en la parte norte del edificio debido a que por ser un extremo, sobre ella descansa un peso diferente. Esto se debe a que sirve de apoyo a una serie de trabes que provienen de un puente que es la continuación de las vías y que a diferencia de las trabes del edificio, tienen una dimensión mucho mayor. Está constituida, al igual que la cimentación tipo 1, por una cajón de cimentación de 12 por 35 metros, perpendicular al eje de la estación y con una altura de 2.20 metros. Posee una losa tapa de 15 cm de espesor de concreto armado y una losa de fondo de 30 cm de espesor (ya incluidos estos espesores en los 2.2 m), también de concreto armado. Consta de 99 pilotes de fricción de 34 metros de longitud y de una sección de 30X30 cm. Un dato muy importante en esta cimentación es que no se encuentra lastrada.

Consta de una retícula de contratrabes de forma rectangular con dimensiones de:

- 40X220 cm, en todas las contratrabes paralelas al eje de la estación, con excepción de los ejes en donde descansan los muros columnas del edificio y que identificaremos con el nombre de CT-4;
- 60X220 cm, en las contratrabes extremas y centrales de la zapata, perpendiculares al eje de la estación y que nombraremos como CT-5
- 80X220 cm, en las contratrabes restante, y que nombraremos como CT-6.

Toda la cimentación tipo 2 (contratrabes, losas y pilotes) es de concreto armado; cuyo concreto tiene un $f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$, y el acero de refuerzo un $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$.

(Ver plano TESIS-00-JCM-CAP.II-002-P en el anexo)

➤ CIMENTACIÓN TRAPEZIAL O EN CADENAMIENTO 1+360.636

Esta cimentación se encuentra en la parte sur del edificio y es mejor conocida como *zapata trapezoidal*. La forma que posee esta zapata, se debe principalmente a que sirve de apoyo al primer marco del edificio y al último apoyo del puente por donde llegan los trenes; y debido a que este último apoyo tiene una forma romboidal (restricción causada por el eje 1 norte) la zapata toma esta forma.

Al igual que los otros tipos de cimentación, se trata de una cimentación tipo mixto, constituida por cajones de cimentación y pilotes de fricción. El cajón de cimentación tiene un peralte de 2.2 m y posee una losa tapa de 15 cm de espesor y una losa de fondo de 30 cm de espesor (ambas espesores ya incluidas en los 2.2 m) de concreto armado. Las dimensiones de esta zapata son 35X22.12X37.03X34.2 m

Consta de 125 pilotes de fricción de 30X30 cm en su sección y 46 metros de longitud. Un dato muy importante a considerar es que en los cajones formados por las contratrabes en el lado norte y oriente de la zapata se encuentra lastrada con concreto.

Las dimensiones de las contratrabes de esta cimentación son las siguientes:

- ◆ 85X220 cm, en la contratrabes que sirven de apoyo al muro columna del edificio y al apoyo del puente.
- ◆ 40X220 cm, en las contratrabes restantes.

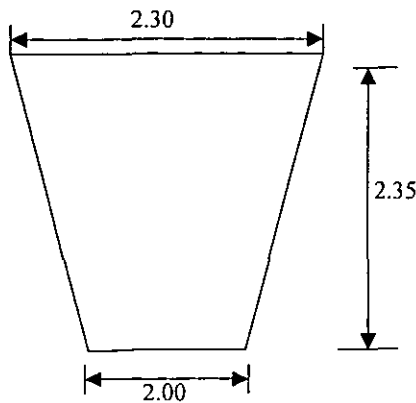
(Ver plano TESIS-00-JCM-CAP.II-002-P en el anexo)

1.2. NIVEL VESTIBULO DE LÍNEA "A".

Este es el primer nivel de la superestructura del edificio, también llamado nivel de permanencias, funciona como acceso a la estación de la Línea 9 y como correspondencia de las diferentes líneas que concurren al edificio con la línea "A". En él se encuentran localizadas algunas estructuras como son escaleras, taquillas, un muro de forma trapecial, barandales, etc. Sin embargo, para fines estructurales, hemos de considerar únicamente al muro trapecial que se localiza en cada uno de los ejes transversales al eje del edificio y al sistema de traveses que forman el sistema de techo de este nivel (o el sistema de piso del nivel vestíbulo de línea 9).

El muro trapecial (ver **esquema 1**) tiene un espesor de 90 cm, que en su base mayor mide 2.30m y en su base menor 2.00m. Está hecho de concreto armado con una resistencia igual al del resto del edificio ($f'c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$).

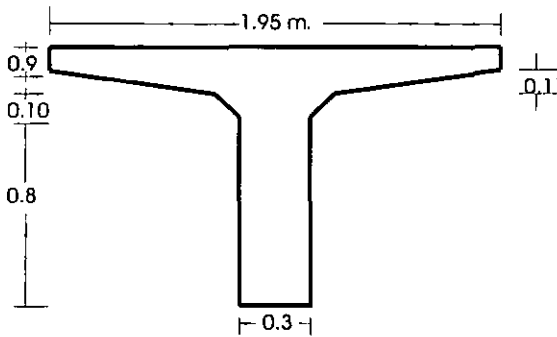
Este muro, como ya mencioné, se encuentra en los ejes transversales al eje del edificio, con excepción de los ejes 1, 2, 13 y 14, ya que en estos ejes correspondientes a las cabeceras del edificio, no se soporta el sistema de traveses que conforman el techo de este nivel.



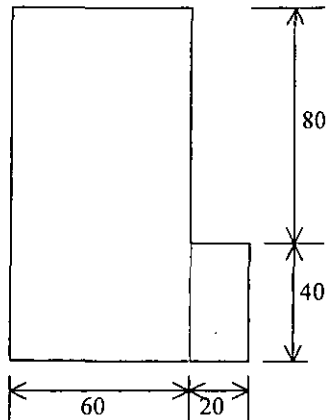
Esquema 1.

El sistema de techo de este nivel consta de un sistema de traveses prefabricadas tipo "T" y rectangulares de concreto armado (muy probablemente presforzadas) de 1.10 m de peralte, 0.30 m de espesor de alma y 1.95 m de ancho de patín superior (ver esquema 2). Estas vigas tienen una longitud de 20 metros, es decir, se localizan entre los muros columna del edificio. Se apoyan en sus extremos en unas traveses de forma "L" llamadas vigas portantes, también de concreto armado de 1.20 m de peralte y de 0.60 m de ancho con una ménsula de 0.20 m de ancho y 0.40 m de peralte (ver esquema 3). Estas vigas se localizan en cada uno de los ejes transversales del edificio.

Entre cada una de estas vigas portantes, se localiza otro sistema de traveses rectangulares, cuyas dimensiones son de 30X120 cm, y que tienen la finalidad de dar continuidad al sistema de techo.



Esquema 2. Trabe Tipo "T" de Tachumbre de Nivel Vestíbulo de Línea A.



Esquema 3. Viga Portante de Nivel Vestibulo de Línea A.

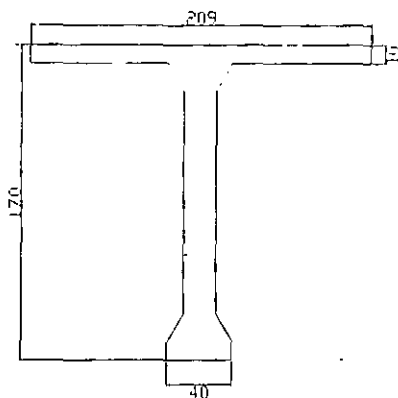
1.3. NIVEL VESTÍBULO DE LÍNEA 9.

En este nivel de edificio únicamente nos encontramos con estructuras que corresponden a brandales, escaleras, locales comerciales, taquillas en la parte norte y central del edificio así como algunos cuartos de control, de jefe de estación y baños. Como todas estas estructuras no influyen en el comportamiento estructural del edificio se considerará únicamente como peso en la estructura; por lo tanto, únicamente me concretaré a describir el sistema de traveses que conforman el techo de este nivel y que si aportan al comportamiento estructural del edificio.

El sistema de techo de este nivel esta formado a base de traveses prefabricadas tipo "T" de concreto armado. Es necesario distinguir dos tipos de traveses en este nivel, las que funcionan como traveses de apoyo y las que se les conoce con el nombre de traveses centrales. El tener estos dos tipos de traveses es con la finalidad de darle a la estructura la cualidad de tener estructuras independientes, es decir, como la unión de las traveses de apoyo con las traveses centrales es únicamente mediante un apoyo libre, podemos considerarla como una articulación y por consiguiente podemos aislar cada uno de los marcos para realizar su análisis.

➤ **Trabes Centrales (TC).**

Como ya dije, este sistema de trabes está formado a base de trabes prefabricadas tipo "T", de concreto armado ($f_c = 250 \text{ kg/cm}^2$ y $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$) colocadas de manera longitudinal al eje del edificio. Este tipo de trabes tiene la característica el poseer un peralte constante de 1.70 m y 0.40 m de espesor de alma y de 2.10 a 2.61 m de ancho de patín superior y se localiza entre los muros columna del edificio, apoyándose en las trabes de apoyo como podemos ver en el **esquema 4**.



Esquema 4.- Trabe Central.

➤ **Trabes de Apoyo (TA).**

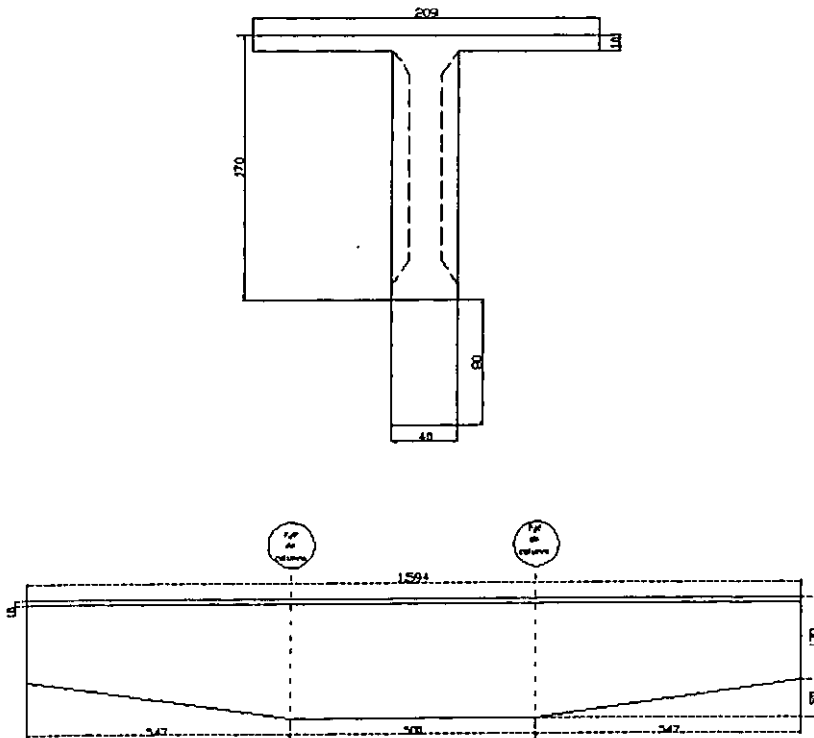
Estas trabes, como su nombre lo indican, sirven de apoyo a las trabes centrales y se localizan en cada uno de los muros columna del edificio, de manera longitudinal al eje de la estación. Son trabes prefabricadas de concreto armado, de las mismas propiedades (f_c y f_y) que las trabes centrales y de sección transversal tipo "T".

Consta de dos secciones; una de peralte constante que se localiza en la parte central del muro columna y otra que se encuentra hacia los extremos de los muros columna de peralte variable entre 1.70 m a 2.50 m, quedando como tramos

en voladizo. El tramo central de estas traves de apoyo consta de un peralte constante de 2.50 m (ver esquema 5).

Estas traves a su vez tienen una longitud de 15.70 m y "vuelan" 5.35 m a cada lado de los ejes número para recibir a las traves centrales ("TC") y se apoyan en unas estructuras llamadas cabezales, que son también unas traves de dimensiones muy considerables y que aparte de funcionar como apoyo de estas traves, sirven para darle rigidez a los muros columna y al edificio mismo, Durante el desarrollo del proyecto se considerará estas traves (cabezales) como parte del nivel andén.

La conexión entre traves de apoyo y traves centrales se da a través de ménsulas en las traves de apoyo, reforzado mediante un sistema de diafragmas con varillas de refuerzo y 9 torones de $\frac{1}{2}$ " de diámetro en los lechos superior e inferior de cada diafragma. Los apoyos de las traves centrales son: libre en uno de sus extremos y fijo en el otro extremo.



Esquema 5.- Trabe de Apoyo

1.4. NIVEL ANDÉN DE LÍNEA 9.

En este nivel, únicamente se encuentran algunas estructuras en las cabeceras del edificio y que corresponden a los cuartos de control de la línea, sanitarios, etc. Estructuralmente estos elementos no se consideran como elementos que puedan aportar al comportamiento estructural del edificio, solo se encuentran aparte de las estructuras mencionadas todo lo que se refiere a instalaciones de los trenes; esto es, los andenes, instalaciones eléctricas, rieles, balastos, etc., por lo que para el análisis estructural que se realizará en este nivel solo se colocará peso.

Sin embargo, como ya mencioné anteriormente, las traveses conocidas como cabezales son consideradas como parte estructural de este nivel. Estas traveses de concreto postensadas forman marcos rígidos con las columnas de apoyo del edificio.

Estas traveses son postensadas de sección 0.90X3.28 m de peralte y unen a las columnas entre los ejes "A" y "F". Existen dos tipos de traveses prefabricadas para este nivel; el primer tipo, identificado como cabezal 1, presenta 36 torones de ½" de diámetro en el lecho inferior y 72 torones de ½" de diámetro en el lecho superior con un $f_{pu} = 270 \text{ ksi} = 1900 \text{ kg/cm}^2$ (resistencia última a la tensión). El segundo tipo, denominado cabezal 2, tiene 60 torones de ½" de diámetro en el lecho inferior y 84 torones de ½" de diámetro en el lecho superior, también con un $f_{pu} = 270 \text{ ksi}$.

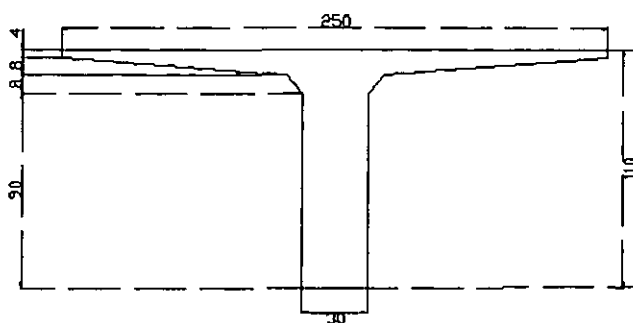
1.5. NIVEL TECHUMBRE DEL EDIFICIO.

Al igual que las estructuras mencionadas con anterioridad, la techumbre del edificio está formada mediante traveses prefabricadas de concreto armado de sección "T" y que se orientan de manera transversal al eje del edificio.

Estas traveses, tienen un arreglo en el que se colocaron un grupo de tres traveses consecutivas, posteriormente se colocó un domo de acrílico, enseguida una trabe más y finalmente otro domo de acrílico repitiendo este arreglo a lo largo de todo el edificio.

Las traveses "T" del nivel Azotea no forman marco rígido con las columnas ya que sus apoyos no son continuos a flexión en la dirección paralela a los ejes número. Las traveses "T" se apoyan sobre un sistema longitudinal consistente de traveses en doble voladizo soportadas por una columna, denominadas "TPC-17" y

“TPC-18” son de 2.00 m de peralte y de 0.60 a 0.70 m de ancho y tienen una longitud total de 15.0 m (por lo que “vuelan” 5.0 m a cada lado de los ejes número) y sirven de apoyo, a traves en tramo suspendido entre las anteriores en la dirección paralela a los ejes “A” y “F”. Las traves secundarias que forman la cubierta de la estación son prefabricadas, de concreto reforzado, de sección “T” de 1.10 m de peralte, 0.30 m de ancho de alma y de 2.50 m de ancho de patin superior (ver esquema 6).



Esquema 6.- Trave de Nivel Techumbre.

1.6 SISTEMAS DE PISO.

Los sistemas de piso de los diferentes niveles están conformados por las traves prefabricadas “T” junto con una capa de compresión de concreto reforzado. En la zona de vías de nivel andén existe una capa de material de relleno (Balasto) de 0.80 m de espesor, colocado sobre la capa de compresión del sistema de piso (Bajo Andén) y en las zonas adyacentes a las zonas de vías existe un sistema de 4 muros de concreto reforzado de 0.15 m. de espesor que se desplantan sobre las traves prefabricadas “T” del nivel Bajo Andén, elevándose 2.03 m. para formar al nivel andén mediante una losa de concreto reforzado de 0.15 m. de espesor. Este sistema de 4 muros de concreto reforzado existe del eje 2 al eje 13 y funciona como ductos para cables eléctricos.

En las zonas de Cabeceras Sur y Norte se eliminan dos muros centrales de concreto reforzado y se detecta un sistema de trabes de concreto reforzado de 0.30 x 0.50 m, separadas a cada 3.00 m. aproximadamente, que sirve de soporte para la losa de nivel andén de las cabeceras antes mencionadas. En dichas cabeceras, sobre la losa de nivel andén, existe un sistema de muros de tabique con castillos de concreto reforzado que conforman las áreas de locales técnicos, baños y oficinas de jefatura de estación; tales muros soportan un sistema de losa "TT" prefabricada de 0.40 m de peralte; 0.10 a 0.045 m de espesor el alma, de 0.0175 a 0.0225 m de espesor el patín superior con un ancho de patín de 1.60 a 1.80 m, este sistema de muros de la Cabecera Sur se llega a extender hasta 44.5 m hacia el sur a partir del eje 1.

1.7 COLUMNAS DE APOYO DEL EDIFICIO.

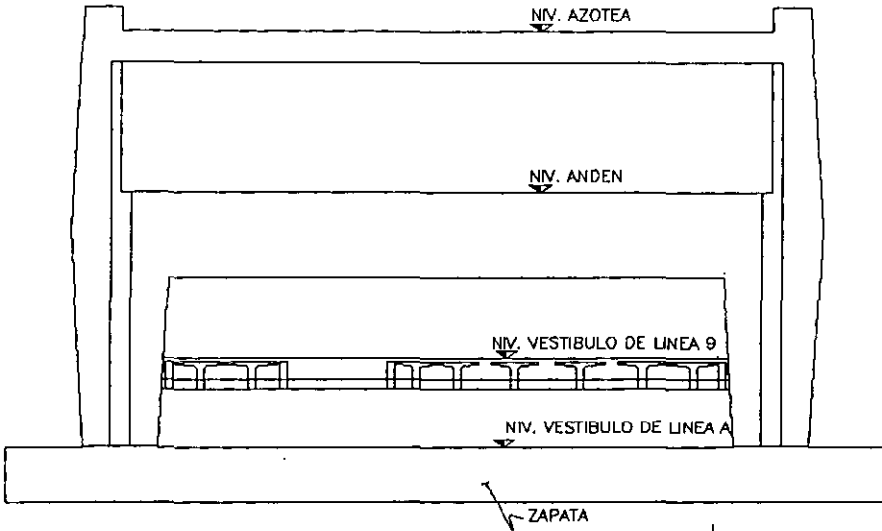
Cada marco rígido está constituido por 2 columnas (una en el eje "A" y otra en el eje "F") las cuales abarcan los tres niveles de losa en superestructura, cada una de ellas se integra por una sección compleja constituida por un muro longitudinal de 8.1 m de largo con 0.8 m de espesor, conteniendo una cantidad importante de acero de refuerzo longitudinal en los extremos, esta sección se halla complementada con dos secciones rectangulares perpendiculares a la primera con secciones de 0.90 x 3.0 m (a nivel vestíbulo y permanencias), de concreto reforzado paralelas a los ejes número y separadas entre sí 5 m. Estas columnas se encuentran sobre los ejes 1-2, 3-4, 5-6, 7-8, 9-10, 11-12 y 13-14 y están separadas 20.0 m entre los ejes 2-3, 4-5, 6-7, 8-9, 10-11 y 12-13 respectivamente teniéndose una longitud total entre los ejes 1 y 14 de 155.0 m. Transversalmente se tiene una separación entre los muros que unen a las columnas (ejes A y F) de 25.68 m; adicionalmente al centro de la estación se halla una columna entre el nivel de cimentación y el nivel de vestíbulo cuya sección es de 0.70 x 2.0 m.

En la dirección longitudinal la dimensión de las columnas se mantiene constante de 8.1 m. En la dirección transversal de la estación, la sección de las columnas es variable de nivel Permanencias a nivel Andén llegando a tener una sección máxima de 3.90 m, reduciendo su sección del nivel Andén al nivel Azotea a 1.50 m, el muro longitudinal se reduce a 0.40 m en este último nivel.

1.8 Alturas de entrepiso.

Las alturas de entrepiso son de 3.60 m de nivel Permanencias a nivel Vestíbulo, de 6.60 m de nivel Vestíbulo a nivel Andén y de 6.40 m de nivel Andén a nivel Azotea.

Todos estos datos, que describen los elementos que conforman el edificio nos proporcionan la información necesaria para la creación de los marco que conforman el mismo; a continuación se muestra un esquema en el que se puede observar como queda configurado un marco del edificio con esta información.



Corte transversal del Edificio

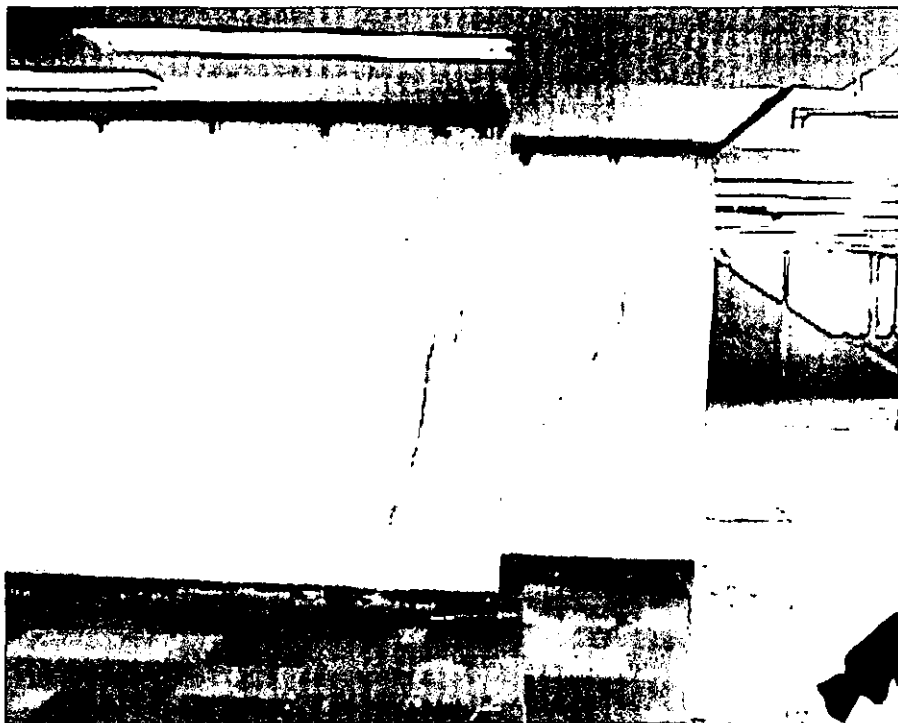
2. IDENTIFICACIÓN DE DAÑOS ESTRUCTURALES.

En general daños estructurales llamaremos a todas aquellas fracturas, fisuras y deformaciones que sufran los elementos estructurales que conforman el cuerpo del edificio. Esto es con la finalidad de poder identificar de manera rápida y aproximada el lugar en donde se están presentando la mayoría de los problemas y así mismo poder tener una primera aproximación del tipo de problemas que se están suscitando.

De igual forma en que fuimos describiendo las estructuras que forman el edificio (de manera ascendente) describiré los daños estructurales. Cabe mencionar que los posibles daños estructurales que se presenten la cimentación no se describirán, ya que, aunque se realizaron algunas calas e inspecciones en los registros de las zapatas (solo en algunas), no fue posible apreciar algún daño estructural por la dificultad que se presenta para poder llegar a estos lugares.

En esta sección nos auxiliaremos de algunas fotografías para poder ilustrar de manera más clara los daños que se han presentado en el edificio.

Comenzaremos mencionado los daños locales que se presentan el nivel vestíbulo de la línea "A" y que consisten principalmente en la aparición de fracturas o grietas diagonales de magnitudes considerables en los muros de las taquillas que se localizan en la cabecera sur del edificio en este nivel.



GRIETAS EN MUROS DE TAQUILLAS EN NIVEL VESTIBULO DE LÍNEA "A". EN CABECERA SUR.



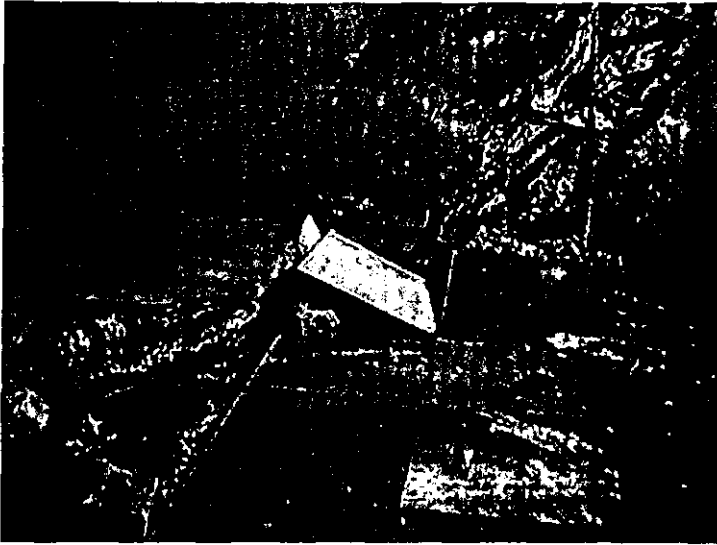
**GRIETAS EN MURO DE TAQUILLAS EN NIVEL VESTIBULO DE LÍNEA
"A". EN CABECERA SUR**

Como es sabido, la aparición de fisuras o grietas diagonales en una estructura se debe a la aparición de una fuerza cortante producto de una tensión diagonal. Es importante también hacer notar que la estructura de la grieta nos da una idea de la dirección en la que la fuerza que la originó se localiza, y por tanto un lugar probable para considerar en el estudio de la identificación del problema.

En este mismo nivel y en la misma zona (cabecera sur), pero en el costado poniente, se localiza un muro de contención que divide al edificio con el eje 1 norte y que prácticamente en este sitio se encuentra destruido.

De igual forma en esta zona del edificio, se localiza un desnivel muy considerable en el piso (aproximadamente de unos 30 cm) y que a provocado la ruptura del mismo.

Estos dos daños, se deben principalmente a los hundimientos diferenciales que se presentan en esta zona del edificio y que al tener una deformación considerable produce la ruptura del muro y del piso.

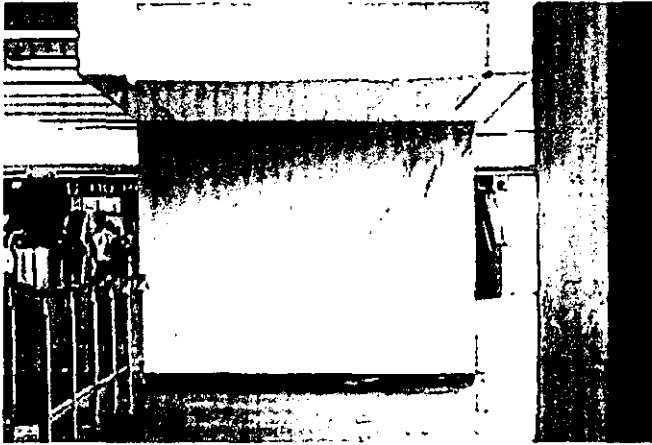


VISTA GENERAL DE MURO DE CONTENCIÓN, ENTRE CABECERA SUR DE LÍNEA 9 Y EJE 1 NORTE, EN ZONA INTERIOR A LA ESTACIÓN.



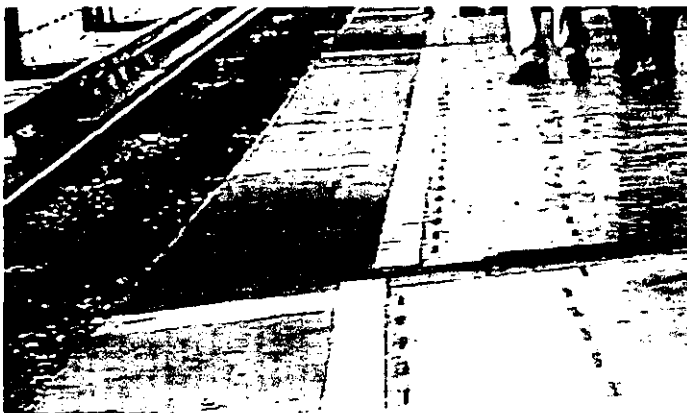
FRACTURA DE PISO EN ZONA DE MURO DE CONTENCIÓN DE LA CABECERA SUR EN EL INTERIOR DE LA LÍNEA 9.

Pasando al nivel vestíbulo de línea 9, nos encontramos con una serie de estructuras, principalmente en las escaleras, en las que de igual manera se encuentra la presencia de grietas y que nos reafirma aún más la creencia de que el problema se localiza en la parte sur del edificio.

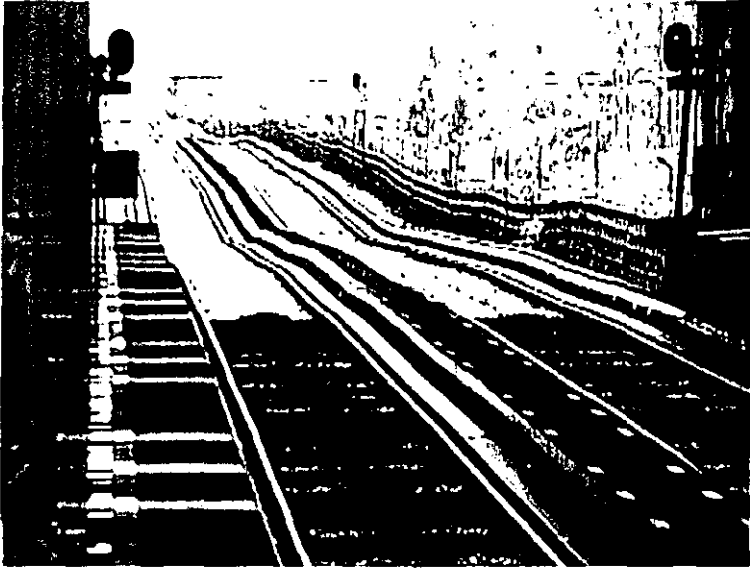


GRIETAS EN MURO DE ESCALERA EN NIVEL VESTIBULO DE LÍNEA 9.

En el andén de línea 9 podemos ver principalmente y de manera muy notoria una protuberancia en las estructuras que se localizan en esta misma zona del edificio dando la apariencia de una joroba. Esta deformación que se aprecia de manera muy clara en la siguiente fotografía, provoca que las estructuras de menor importancia estructural, como son los muros de los cuartos de mando se agrieten.

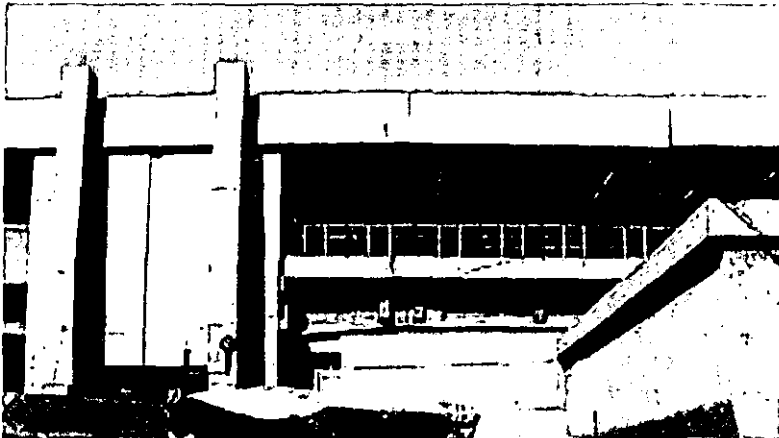


DEFORMACIÓN DEL PISO DEL NIVEL ANDÉN DE LÍNEA 9



DEFORMACIÓN EN VIAS DE NIVEL ANDEN DE LÍNEA 9 EN CABECERA SUR (JOROBA)

En el nivel techumbre solo parecen algunos elementos deformados y que han tenido que ser reforzados.



DEFORMACIÓN DE LOS ELEMENTOS QUE CONFORMAN LA TECHUMBRE DEL EDIFICIO DE LA LÍNEA 9.

Como se puede notar, los daños estructurales que se presentan siguen un mismo patrón de causa, y este es que se deben principalmente a las deformaciones debidas a los hundimientos diferenciales que esta sufriendo el edificio. Esta conclusión se puede fundamentar en la razón de que visiblemente los desniveles entre secciones del edificio son muy considerables. Por ejemplo, la mayor deformación que se puede apreciar se localiza en la cabecera sur del edificio y consiste en que la zapata en la que está cimentada no se hunde a la misma velocidad que el resto de las demás zapatas; dando el efecto de que esta estuviera emergiendo en comparación con las otras.

Resumiendo los daños estructurales que se localizaron en el Conjunto Pantitlán tenemos:

a) Columnas.

En la inspección visual realizada a las columnas de la Estación Pantitlán se pudo apreciar que no existen grietas o fisuras en las mismas que indiquen alguna posible falla por cortante ó flexión. Así mismo, no se detectaron deflexiones horizontales importantes que rebasaran el límite de servicio (deflexión horizontal igual a la altura de entepiso entre 250).

b) Trabes.

Se inspeccionaron visualmente las trabes portantes y secundarias del nivel AZOTEA, encontrándose que las trabes portantes que cubren el tramo suspendido (entre los tramos que trabajan en doble voladizo), tienen fisuras en la parte inferior al punto donde se apoyan las trabes secundarias, presentándose una fisura a cada lado de estas, describiendo una trayectoria a 45 grados respecto a la horizontal. Estas fisuras deben tener su origen en el trabajo deficiente ó prematuro de las ménsulas de apoyo para las trabes secundarias. Dado que de estas trabes no se tiene certeza respecto del armado que contienen, ni se hallan vestigios de testigos u otro sistema de seguimiento presente para dichas fisuras, se opta por inyectarlas, con objeto de observar su comportamiento en etapas posteriores, reconstituyendo adicionalmente su sección neta.

Las trabes de los tramos en doble voladizo y de los tramos suspendidos, así como las trabes cabezal (portantes) que forman el marco con las columnas de los ejes "A" y "F" del nivel de ANDÉN, no presentan fisuras ó daños que evidencien un comportamiento inadecuado.

Las trabes cabezal (portantes) del nivel VESTÍBULO no presentan fisuras ó daños que den testimonio de alguna deficiencia en su capacidad. Las trabes secundarias del mismo nivel, presentan fisuramientos en la cara inclinada inferior próxima al apoyo.

En este caso existen testigos de yeso sin daños, cuyas fechas se aproximan a la fecha de construcción del edificio, por lo que se reconoce que no ha habido un crecimiento de ellas, y por consiguiente se considera que el origen de estas fisuras, no obedece a una deficiencia en la resistencia de la misma, sino a una posible deficiencia local en el armado de la cara inclinada, o bien a un proceso prematuro de aplicación de carga.

En la misma inspección no se detectaron deformaciones verticales importantes que rebasaran el límite de servicio (flecha vertical, incluyendo los efectos a largo plazo, igual al claro entre 240, mas 0.50 cm).

c) Sistemas de piso.

Los sistemas de piso no presentan, en general, grietas o fisuras importantes, salvo en la zona de la cabecera Sur entre los ejes 2 y 3 del nivel andén donde existe un desnivel vertical entre sistemas de piso de aproximadamente 20 cm.

d) Cimentación.

En la inspección visual realizada a la cimentación de la Estación se observó un asentamiento uniforme en los cajones de cimentación de los ejes 3-4, 5-6, 7-8, 9-10, 11-12 y 13-14. En la cimentación de la Cabecera Sur (ejes 1-2) se detectó un diferencial de asentamientos sumamente importante, con respecto a los cajones de cimentación interiores (ejes 1 al 14) de tal suerte que la cimentación de la zona de Cabecera Sur ha emergido respecto al nivel del suelo circundante, lo cual demuestra claramente que se ha rebasado el estado límite de servicio en la cimentación de esta zona.

La emersión de la cimentación de la Cabecera Sur ha ocasionado que exista un defasamiento del sistema de piso del nivel andén mencionado en el inciso 4.c ya que, en esta zona, existe una escalera mecánica y una fija que en el extremo sur se apoyan en el eje 2 del nivel vestíbulo, y en el extremo norte se apoyan en el eje 3 de nivel andén, esta geometría provoca que la estructura de estas escaleras estén trabajando como puntal, levantando al sistema de piso del andén.

CAPITULO III:

MODELACIÓN.

1. DESCRIPCIÓN DEL MODELO DEL EDIFICIO

Uno de los primeros pasos para el análisis de una obra es la determinación de la estructuración; este paso consiste en la determinación de los elementos estructurales fundamentales como son las columnas, trabes y losas, dando origen a la creación de marcos rígidos.

En este caso este proceso de determinación de la estructuración ya fue realizado en el capítulo pasado, basándose principalmente en los planos estructurales, arquitectónicos proporcionados por el Sistema de Transporte Colectivo Metro y la DGCOSTC (Dirección General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte) y en levantamientos hechos en campo para completar la información faltante.

Con esta información, se llegó a la decisión de modelar al edificio mediante elementos finitos tridimensional, con ayuda del programa de computadora STAAD III, considerando las propiedades mecánicas de todos y cada uno de sus elementos, esto es, se hace la representación de los marcos del edificio mediante barras y placas a las cuales se les asigna las dimensiones y propiedades de los elementos estructurales del edificio. Este tipo de modelación se escogió ya que la geometría del edificio (debido a la arquitectura) no es sencilla y si se requiere la obtención de resultados más exactos en tres dimensiones.

La creación de modelos a base de elementos finitos consiste en la colocación de nudos en los cuales concurren barras y que sirven igualmente de base para la colocación de placas que dan como resultado una malla con la geometría y propiedades de la estructura a modelarse.

Para obtener un grado de precisión aceptable en el cálculo de placas, es necesario discretizar la malla. En caso de que una malla muy "grosera" sea utilizada, el error se puede convertir en inaceptable y peligroso, ya que el resultado que arrojaría no sería confiable.

La discretización, o formación de una malla con elementos finitos, de una parte de la estructura que se pretende analizar es una de las etapas más importantes de los elementos finitos, ya que la condicionan, el grado de exactitud de la solución a obtener y el costo computacional de la misma.

Para ello es necesario que la discretización de las mallas se realice mediante elementos finitos de la misma forma. Es este caso también se debe considerar los datos geométricos que configuran la estructura y el comportamiento que poseen las propiedades de comportamiento del material a emplear en la misma.

Con base en estas consideraciones y tomando los datos del capítulo anterior podemos definir tres modelos independientes con los que se puede realizar el estudio de todo el edificio. Esta decisión de solo estudiar tres marcos y no el conjunto de ellos conformando todo el edificio terminal de la línea 9 se explica mediante las siguientes consideraciones:

- Las zapatas que conforman la cimentación del edificio son independientes una de otra.
- La unión entre las traveses de apoyo y las traveses centrales se realiza mediante un perno, con lo que se puede considerar este punto como una articulación. Principalmente por este motivo es que se pueden separar los marcos en tres tipos.
- Solo se encuentran tres tipos de marcos con características diferentes; el marco de la cabecera sur que posee características geométricas y de cargas específicas, el marco de la cabecera norte que al igual que el de la cabecera sur posee sus características propias y el restante de marcos dentro del edificio que siguen un mismo patrón geométrico y de cargas y que da lugar a la creación de un marco tipo.

A continuación se describirán cada uno de los marcos y se mostrará el modelo que se utilizó en el análisis de la estructura.

1.1.- MODELO DE ANÁLISIS PARA LA CABECERA SUR

Como ya hemos mencionado, en este sitio del edificio es donde se presenta la mayor cantidad de problemas estructurales, debido a que aparentemente la zapata de este marco no se está hundiendo a la misma velocidad que el resto de las zapatas del edificio.

Si bien, desde las características geométricas diferentes en la cimentación hasta las instalaciones correspondientes a los cuartos de mando de los trenes sobre la estructura nos llevan a la configuración de un modelo diferente a los demás marcos que se encuentran en el edificio.

Con estas consideraciones el modelo queda conformado como se indica a continuación. Mostrándose primeramente el conjunto de mallas que le dan al modelo la geometría adecuada y posteriormente se observa el modelo ya en elemento finito, es decir, con las placas que representan los elementos estructurales con sus correspondientes propiedades.

El modelo correspondiente a la zona de la **Cabecera Sur** incluye a las columnas de los ejes 1 y 2 (de nivel permanencias a nivel azotea), así como la columna a base de muros en sección cajón, localizada debajo de los locales técnicos. A nivel vestíbulo las traveses y diafragmas que unen a las columnas de los ejes 1 y 2 se idealizaron como placas sobre los ejes A y F. A nivel Andén se modelaron las traveses cabezal, también con placas, que unen a las columnas formando marcos rígidos sobre los ejes 1 y 2; Transversalmente se modelaron también las traveses portantes "TA" que reciben en volado a las traveses centrales "TC". Así mismo, en el nivel azotea se modeló a las traveses que unen a las columnas en los ejes 1 y 2 pero sin formar marco rígido, debido a que están simplemente apoyadas en este nivel.

A nivel permanencias se modeló el sistema de cimentación (contratraveses, losa fondo y losa tapa), también con elementos placa de 2.20 m. de peralte; Los pilotes de fricción se modelaron como resortes con rigidez axial = EA/L ; Con este modelo se obtuvieron los esfuerzos actuantes en cada elemento.

1.2 MODELO DE ANÁLISIS PARA LA CABECERA NORTE.

En este modelo, la característica principal para su consideración como un marco diferente a los demás marcos del edificio radica en las cargas a las que está sometido. Esto se debe a que en este punto, las vigas de apoyo del puente de salida de los trenes son de diferente dimensión a las vigas del edificio en el mismo nivel.

También se puede ver que la variación de cargas en un extremo de las vigas de apoyo de este marco es diferente, pues no tiene la misma carga viva, ya que en el extremo norte, no se encuentra andén y por lo tanto la carga que se emplea en ese punto, en relación con la carga viva, no es igual que el resto de los marcos. Así mismo, en los niveles intermedios (nivel vestíbulo de línea "A" y nivel vestíbulo de línea 9) se encuentran estructuras como son las taquillas y las traveses que conforman el sistema de piso del nivel vestíbulo ya no llega hasta este marco.

Fuera de esta característica, el marco se modeló de manera similar al de la cabecera sur.

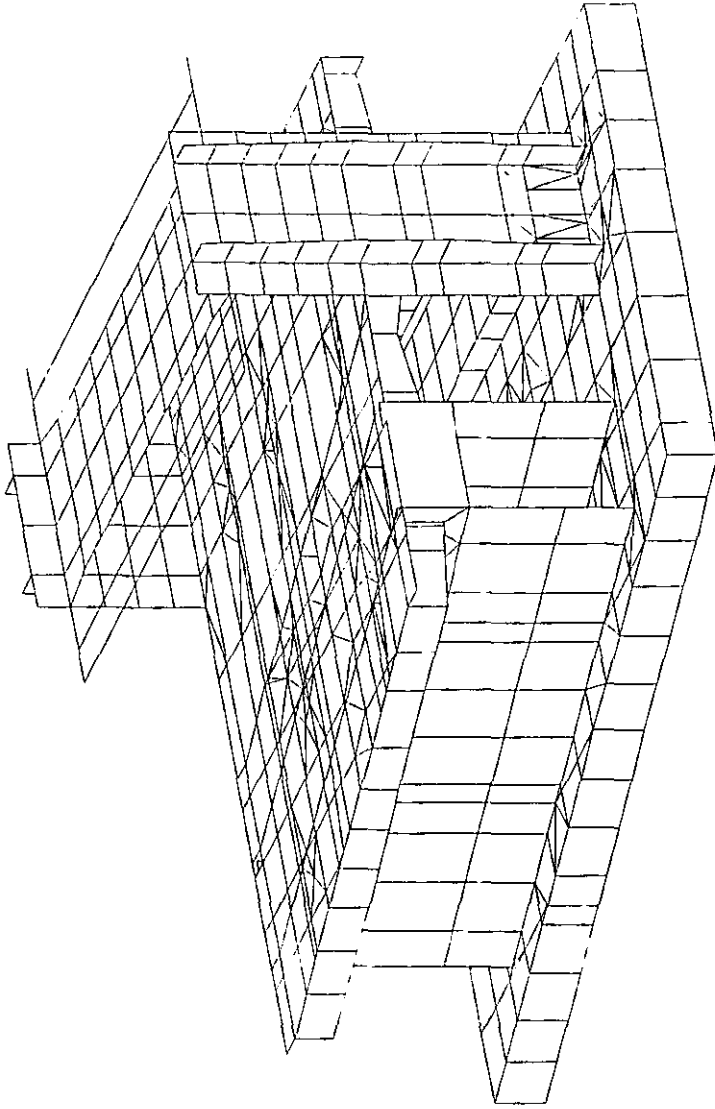
1.3 MODELO DE ANÁLISIS DEL MARCO TIPO.

Este modelo denominado "*marco tipo*" es representativo de todos los marcos que se encuentran en el interior del edificio y tienen como característica principal ser simétricos geoméricamente, así como en sus cargas actuantes.

Al igual que el modelo del marco tridimensional del la *cabecera sur* y de la *cabecera norte*, este modelo se formó a base de una serie de mallas de puntos que dan origen a la creación de placas a las que se les proporciona las características geométricas y propiedades de materiales que los elementos estructurales poseen.

El Marco Tipo, representado por los ejes 9-10, al igual que el modelo de la Cabecera Sur, se idealizaron las columnas y trabes del nivel permanencias a nivel azotea, mediante placas. El cajón de cimentación (losa tapa, losa de fondo y contratrabes) también se idealizó mediante placas a las cuales se aplicaron las propiedades mecánicas y de rigidez respectivas de cada elemento; como son: espesores de placa, módulo de elasticidad, módulo de cortante, módulo de poisson, etc.

MINI.ELEM



STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE

NJ = 1232

NM = 49

NE = 1881

NS = 125

NL = 14

XMAX = 34.6

YMAX = 19.8

ZMAX = 34.6

J=1232, M=49, E=1881

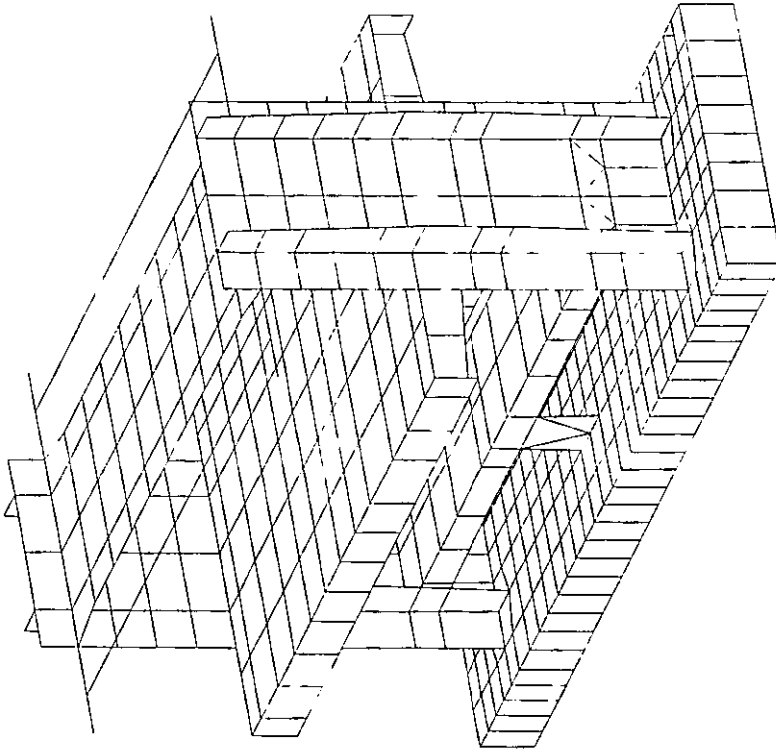
UNIT MET MTD

STAD POST - PLOT (REV: 21.1W)

DATE: FEB 6. 1991

TITLE: M003 CABECERA SUR ESTACION PANTITLAN ME

HN ELEM



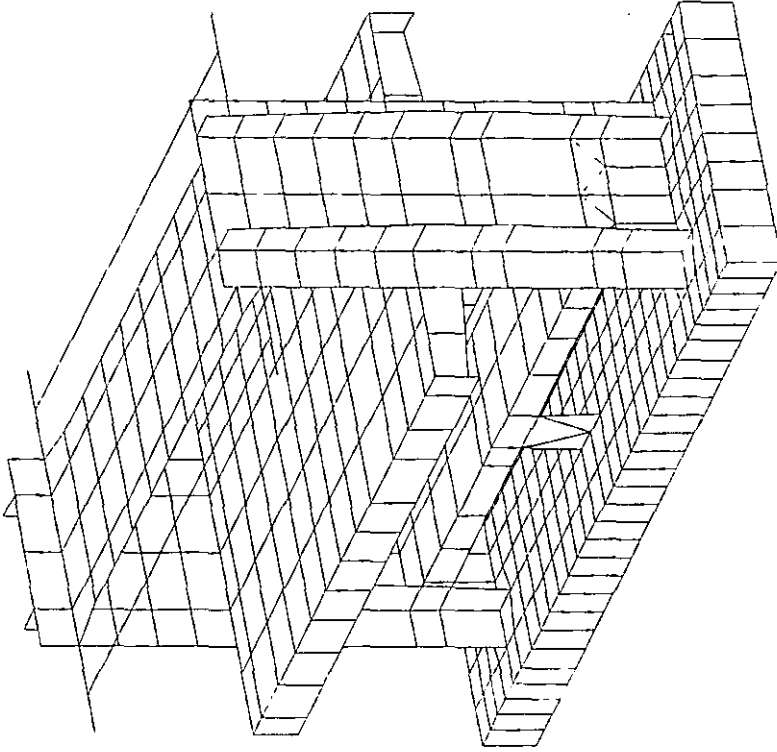
STRUCTURE DATA

TYPE = SPACE
NJ = 982
NM = 48
NE = 1186
NS = 95
NL = 8
XMAX = 15.9
YMAX = 19.6
ZMAX = 34.6

J=982,N=48,LE=1186

UNIT REF. NTO

STANDARD PLOT (REV: 21.1M) DATE: FEB 5, 2001
TITLE: CABECERA NORTE



STRUCTURE DATA
 TYPE = SPACE
 NJ = 982
 NM = 48
 NE = 1186
 NS = 95
 NL = 3
 XMAX = 15.9
 YMAX = 19.6
 ZMAX = 34.6

J=982,M=18,E=1186

UNIT MET MTO

S T A D P O S T - P L O T (REV: 21.11.11)

DATE: FEB 6, 2001

TI LE: MARCO TIPO

Para cada uno de los modelos de elemento finito se realizó un análisis sísmico-dinámico del tipo modal-espectral con el cual se obtuvieron los diferentes estados de esfuerzo, así como desplazamientos, para su revisión conforme al Reglamento de Construcciones vigente.

Así también, se desarrollaron cuatro modelos analíticos de Marcos Rígidos, de la Estación Pantitlán con ayuda del programa de computadora STAAD III, considerando las propiedades mecánicas de todos y cada uno de sus miembros.

Para cada uno de los modelos de Marco Rígido se realizó un análisis sísmico-estático con el cual se obtuvieron los diferentes elementos mecánicos, así como sus desplazamientos, para su revisión conforme al R.C.D.F. vigente.

El primer modelo de Marco Rígido representa a las columnas de la Cabecera Sur (ejes 1 y 2) con traveses a nivel Permanencias, Vestíbulo, Andén y Azotea.

A nivel permanencias se idealizó el cajón de cimentación con traveses cuyas propiedades mecánicas representan a las contratrabes, losa tapa y losa de fondo en conjunto. Las propiedades de las columnas de los ejes "A" y "F" corresponden a la unión de dos columnas de 0.90 x 3.00 m orientadas de poniente a oriente y separadas 5.00 m. centro a centro, con tramos de muro, de 1.10 m. de longitud por 0.80 m. de espesor, perpendiculares a las columnas y sin muro intermedio que las uniese, con el fin de representar a los huecos de paso entre columnas que existen a nivel Permanencias y nivel Vestíbulo.

Se idealizaron dos traveses a nivel Vestíbulo de sección "L" de 0.60 m. de ancho y 1.20 m. de peralte con ménsulas de 0.20 m. de ancho y 0.40 m. de peralte que sirven de soporte a las traveses secundarias.

Las traveses de nivel Andén, designadas como cabezal 1 y cabezal 2, son traveses de concreto presforzado de 0.90 m de ancho por 3.28 m. de peralte; estas traveses (nivel Vestíbulo y Andén) están ligadas en forma continua con las columnas para dar el efecto de marco rígido.

Las traveses de nivel Azotea son prefabricadas de sección "T" de 0.30 m. de espesor de alma, 1.10 m. de altura y 2.5 m. de ancho de patín y se encuentran simplemente apoyadas en las columnas de los ejes 1 y 2.

A nivel Cimentación se consideraron las contratrabes y losas de fondo y tapa en conjunto en la rigidez de la trabe de este nivel.

Los pilotes se consideraron actuando como soportes deformables con rigidez igual a EA / L ; Donde $L = 10.00$ m

El segundo modelo corresponde al Marco Tipo que representa a los ejes 9-10 y se idealizó de forma similar al modelo de la Cabecera Sur, salvo que entre

sus columnas se consideró la existencia de un muro de 0.80 m de espesor que las une. Las cargas actuantes en el marco tipo son las correspondientes a 10.00 m de longitud a cada lado de los ejes número, más las actuantes entre columnas (separadas 5.00 m.).

El tercer modelo de marcos rígidos representa a la zona de Cabecera Norte (ejes 13-14) y se idealizó en forma similar que el modelo de la Cabecera Sur.

El cuarto modelo corresponde a un marco tipo construido hasta el nivel de andén, fue empleado para analizar los efectos del postensado aplicado a las trabes cabezal del nivel de vestíbulo, se analizó de esta manera para simular las condiciones más próximas a la realidad debido a que fue en esa etapa constructiva cuando se aplicó el tensado de los cables.

2. ANÁLISIS DE CARGAS ACTUANTES.

Como paso seguido a la determinación de la estructuración y creación de los modelos correspondientes a la estructura y para poder continuar con el proceso de análisis, se procede a la determinación de las cargas actuantes en ella; con la finalidad de observar el comportamiento de la estructura al estar sometido a diferentes estados de carga.

Esta determinación de cargas consta de dos etapas: El análisis de la estructura bajo la acción de cargas estáticas y el análisis de la estructura por cargas dinámicas, esto es, bajo la acción de sismo o de viento. Este último tipo de cargas se le denominan accidentales ya que no se encuentran permanentemente actuando sobre la estructura, sino sólo de manera eventual.

Las cargas estáticas, están constituidas por dos grupos: las cargas muertas y las cargas vivas.

Según el RCDF en su artículo 196, menciona con relación a las cargas muertas:

“Artículo 196. – Se considerarán como cargas muertas los pesos de todos los elementos constructivos, de los acabados y de todos los elementos que ocupan una posición permanente y tienen un peso que no cambia sustancialmente con el tiempo.

Para la evaluación de las cargas muertas se emplearán las dimensiones especificadas de los elementos constructivos y los pesos unitarios de los materiales. Para estos últimos se utilizarán valores mínimos probables cuando sea más desfavorable para la estabilidad de la estructura considerar una carga muerta

menor, como en el caso de volteo, flotación, lastres, y succión producida por el viento. En otros casos se emplearán valores máximos probables.”¹

Y con relación a las cargas vivas se menciona en el artículo 198 lo siguiente:

“Artículo 198. – Se consideran cargas vivas las fuerzas que se producen por el uso y ocupación de las edificaciones y que no tienen carácter permanente. A menos que se justifiquen racionalmente otros valores, estas cargas se tomarán iguales a las especificadas en el artículo 199.

...”²

Es decir, son todas aquellas cargas ocasionadas por las personas, muebles, etc., estas pueden cambiar de posición y en algún momento pueden dejar de actuar sobre la estructura. Sin embargo, no por este motivo se consideran como cargas dinámicas, ya que su permanencia es muy grande en comparación con la de las cargas dinámicas o accidentales, por lo que el RCDF para fines prácticos las considera como cargas estáticas y proporciona valores específicos.

Por lo general el estudio de una estructura debe realizarse considerando las cargas muertas y las cargas vivas por separado, esto con la finalidad de poder modelar con mayor precisión la situación más desfavorable para los elementos en estudio. Esta separación de cargas puede o no hacerse dependiendo de la intensidad de la carga viva en comparación con la carga muerta; es decir, si la carga viva es considerable en relación con la carga muerta es conveniente tomarlas por separado, pero si la carga viva es de dimensiones pequeñas en relación con la carga muerta se pueden considerar cargando a las estructuras de forma simultánea sin que esto produzca grandes errores.

En lo que corresponde a las cargas accidentales, como ya se mencionó principalmente se deben a fenómenos cuya duración y eventualidad no son muy grandes, como pueden ser el viento, sismos, explosiones, granizo, etc.

En este caso, como la estructura que estamos analizando se encuentra en una zona sísmica y cuyo terreno de cimentación es poco favorable para contarrestarlos, estas acciones suelen ser de mayor intensidad que las antes mencionadas, por lo que su consideración en los análisis en la Ciudad de México es de gran importancia.

Después de haber mencionado el criterio para la determinación de las cargas que actúan en una estructura, se describirán a continuación las cargas

¹ Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Título Sexto. Capítulo IV. D.O.F. México 1997.

² Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Título Sexto. Capítulo V. D.O.F. México 1997.

consideradas en nuestro caso por nivel y para cada uno de los modelos realizados.

2.1. Cargas Muertas.

La consideración de la carga muerta en cada nivel se realizó tomando en cuenta todas y cada una de las propiedades geométricas de cada elemento y de las propiedades de los materiales que conforma la estructura del edificio, así como también se tomó en cuenta los acabados e instalaciones. Se mencionan algunos conceptos de los cuales no se hace alusión en la descripción del edificio (como son los plafones, instalaciones, sonotubos, etc.) ya que estos no son de importancia para la determinación de los modelos de análisis, pero que sin embargo deben considerarse para el peso que actúa en la estructura.

Debido a que el modelo de análisis está echo a base de elemento finito, las cargas se expresarán, en su mayoría, como fuerzas uniformemente distribuidas en un área. Solo las cargas que sean puntuales, como por ejemplo las columnas y las distribuidas de manera lineal, como son los muros y precolados, se expresarán de manera puntual o lineal.

Los valores obtenidos en cada nivel se muestran en la **tabla 1**, en donde se describen de manera detallada el peso independiente de cada concepto considerado.

TABLA 1. - CARGA MUERTA.

CONCEPTO	CARGA
Nivel: Cimentación	
Losa tapa	$w=0.360 [t/m^2]$
Losa de fondo	$w=0.720 [t/m^2]$
Lastre	$w=3.50 [t/m^2]$
Nivel: Vestíbulo.	
Trabes tramo suspendido	$w=0.620 [t/m^2]$
Trabes portantes (TP)	$w=0.722 [t/m]$
Diafragmas (entre trabes portantes)	$w=0.756 [t/m]$
Losas	$w=0.432 [t/m^2]$
Piso terminado	$w=0.120 [t/m^2]$
Instalaciones	$w=0.020 [t.m^2]$
Sonotubo	$w=0.020 [t/m^2]$
Sobre carga de RCDF (0.04+0.04)	$w=0.080 [t/m^2]$
Peso de columnas	$w=300.98 t$

Nivel: Andén	
Peso de columnas	W=358.1 [t]
Falso plafón	w=0.020 [t/m ²]
Instalaciones	w=0.020 [t/m ²]
Trabes "T" (en tramo suspendido) (TS)	w=1.024 [t/m ²]
Trabes rectangulares (en tramo suspendido) (TS)	w=1.024 [t/m ²]
Trabes en doble voladizo (dv) (T-A)	w1=1.244 [t/m ²] w2=1.134 [t/m ²]
Trabes portantes principales (entre columnas)	w=7.34 [t/m]
Losa maciza sobre las trabes (dv) y (TS) de 9 cm	w=0.220 [t/m ²]
Firme sobre trabes (dv) y (TS) de 2 cm	w=0.048 [t/m ²]
Muros de bajo andén (2X15 +2(20))(1.9-0.1-0.15)2.4 (ancho de 6.8m)	w=2.772 [t/m ²]
Losa adicional de bajo andén (25-9)2400	w=0.384 [t/m ²]
Losa de andén peatal (15 cm)	w=0.360 [t/m ²]
Piso terminado andén peatal (5 cm)	w=0.120 [t/m ²]
Balastro	w=1.420 [t/m ²]
Andador (muretes, rejillas e instalaciones) (2 líneas)	w=0.533 [t/ml]
Cables bajo andén	w=0.74 [t/ml] y w=0.59 [t/ml] (por andén)
Carga por pista	w=0.65 [t/ml] y w=1.30 [t/ml/2 vías]
Sobrecarga del reglamento	w=0.040 [t/m ²]
Diafragmas transversales (30X1.58)2.4	w=1.138 [t/m ²]
Precolados 30X95(2.4) estación	w=0.684 [t/m ²]
Muros cabecera sur	w=1.050 [t/m ²]
Precolados salida de estación	w=0.774 [t/m ²]
Cubierta cabecera sur TT y rellenos	w=0.615 [t/m ²]
Nivel: Azotca	
Peso de piezas "T" secundarias	w=0.422 [t/m ²]
Peso de relleno	w=0.160 [t/m ²]
Enladrillado y entortado	w=0.070 [t/m ²]
Trabes de borde (portantes)	w=2.130 [t/m]
Trabes portantes (sobre columna)	w=2.130 [t/m]
Instalaciones	w=0.030 [t/m ²]
Peso de columnas	W=115.37 [t]
Capa de compresión	w=0.120 [t/m ²]
Peso de domo + pretilas para domo	w=0.260 [t/m ²]
Sobre carga según reglamento	w=0.044 [t/m ²]
Trabe extrema de cubierta.	w=1.920 [t/m ²]

2.2 Cargas Vivas.

Como ya se mencionó anteriormente, las cargas vivas son las consideradas por el uso y ocupación de las edificaciones, sin embargo, estas cargas no incluyen el peso de muros divisorios de mampostería o de otros materiales, ni el de muebles, equipos u objetos de peso fuera de lo común.

Para la cuantificación de estas cargas, el R.C.D.F. en su artículo 199 establece los aspectos a tomarse para la consideración de dichas carga en el diseño o revisión estructural. Dicho artículo menciona lo siguiente:

“Artículo 199. - Para la aplicación de las cargas vivas unitarias se deberán tomar en consideración las siguientes disposiciones:

1. La carga viva máxima W_m se empleará para diseño estructural por fuerzas gravitacionales y para calcular asentamientos inmediatos en suelos, así como en el diseño de los cimientos ante cargas gravitacionales;
2. La carga instantánea W_a se deberá usar para diseño sísmico y por viento y cuando se revisen distribuciones de carga más desfavorables que la uniformemente repartida sobre toda el área;
3. La carga media W se deberá emplear en el cálculo de asentamientos diferidos y para el cálculo de flechas diferidas;
4. Cuando el efecto de la carga viva sea favorable para la estabilidad de la estructura, como en el caso de problemas de flotación, volteo y de succión por vientos, su intensidad se considerará nula sobre toda el área, a menos que pueda justificarse otro valor acorde con la definición del artículo 187 de este Reglamento; ...”³

En nuestro caso, las cargas vivas que se consideraron, a excepción de la carga viva en el nivel techumbre, no son los que el Reglamento indica, puesto que dado el tipo de estructura de la que se está tratando, nos lleva a la consideración de valores de carga mucho mayores; así como también de algunos conceptos que el reglamento no considera y que por su magnitud son de gran importancia en el análisis de la estructura.

A continuación se mencionan los valores considerados tanto de carga viva máxima (W_m) como de carga viva instantánea (W_a):

³ Idem. Capítulo V

TABLA 2. CARGA VIVA.	
Nivel: Azotea.	
Carga viva máxima.	$W_m = 0.100 \text{ [t/m}^2\text{]}$
Carga viva instantánea *.	$W_a = 0.100 \text{ [t/m}^2\text{]}$
Nivel: Andén.	
Carga viva de tren con 30% de impacto	$W = 4.80 \text{ [t/ml/tren]}$
Carga viva de andén peatonal.	$W = 0.500 \text{ [t/m}^2\text{]}$
Carga viva máxima en cubierta.	$W_m = 0.100 \text{ [t/m}^2\text{]}$
Carga viva Cabecera Sur y Norte local técnico.	$W = 0.800 \text{ [t/m}^2\text{]}$
Carga viva Cabecera Sur y Norte sub-estación.	$W = 0.800 \text{ [t/m}^2\text{]}$
Carga viva Cabecera Sur baños.	$W = 0.250 \text{ [t/m}^2\text{]}$
Nivel: Vestíbulo	
Carga viva máxima.	$W_m = 0.500 \text{ [t/m}^2\text{]}$
Carga viva instantánea *	$W_a = 0.500 \text{ [t/m}^2\text{]}$

**Dado el bajo porcentaje que representa la carga viva en este edificio, la evaluación del efecto del sismo y las acciones sobre la cimentación y suelo, fueron realizadas con la carga viva máxima.*

2.3. Acciones Sísmicas.

Dado que la estación Pantitlán al igual que todas las edificaciones de la Ciudad de México se encuentran en una zona sísmica, es necesario hacer tomar en cuenta las acciones que estos fenómenos ocasionan sobre las estructuras. En este apartado únicamente se mencionarán algunos datos que se necesitaron para poder evaluar dichas acciones, ya que más adelante y de manera más detallada se analizará este fenómeno en particular para el problema que en este estudio estamos tratando.

Se consideró el efecto del sismo sobre la estructura siguiendo los lineamientos del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal en su última edición y sus Normas Técnicas Complementarias correspondientes, siendo sus características las siguientes:

➤ *Clasificación de la edificación.*

En base al Reglamento de Construcción del Distrito Federal, el edificio terminal de la línea 9 del metro cae dentro del **grupo "A"**, ya que, su falla estructural podría causar la pérdida de un número elevado de vidas o pérdidas económicas altas; así como también la falla en su funcionamiento provocaría una emergencia urbana.

➤ *Zona sísmica.*

La zona sísmica se refiere principalmente al tipo de terreno en el que se ha construido la edificación y por lo que en nuestro caso, el Edificio se construyó en lo que se conoce como la zona de lago y que para el R.C.D.F. corresponde a la **zona III**.

➤ *Coefficiente sísmico.*

El coeficiente sísmico (*c*), es el cociente de la fuerza cortante horizontal que debe considerarse que actúa en la base de edificación por efecto del sismo, entre el peso de ésta sobre dicho nivel. Este coeficiente será igual, en el caso de la zona III, a 0.4; pero si se trata de una estructura del grupo A, este valor se incrementará en un 50%. Por lo tanto,

$$c = 1.5 (0.4) = 0.6$$

➤ *Factor de comportamiento sísmico.*

Este factor se emplea para reducir los desplazamientos calculados en algún método de análisis sísmico y está en función de las características estructurales y del terreno. En el caso del edificio terminal de la línea 9, se adoptará un factor de comportamiento sísmico (*Q*) igual a 2, ya que el edificio, o mejor dicho los marcos que conforman el edificio, están formados a base de columnas de concreto reforzado que le dan la resistencia a fuerzas laterales, además de que se cuenta con un sistema de trabes prefabricadas y presforzadas que suministran resistencia a los marcos.

Resumiendo estos puntos considerados tenemos:

Clasificación de la edificación	Grupo "A"
Zona sísmica	Zona III
Coefficiente sísmico	$c = 1.5(0.4) = 0.6$
Factor de comportamiento sísmico	Q = 2

2.4. Factores de Carga y Reducción de la Resistencia para Elementos de Concreto.

Según lo establecido por el R.C.D.F. en su Título sexto capítulo III, referente al diseño estructural, se establece que la seguridad de una estructura deberá verificarse para el efecto combinado de todas las acciones que tengan una

probabilidad no despreciable de ocurrir simultáneamente; por lo que considera dos categorías de combinaciones posibles.

I.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes y acciones variables, se considerarán todas las acciones permanentes que actúen sobre la estructura y las distintas acciones variables, de las cuales se tomará la más desfavorable con su intensidad máxima y el resto con su intensidad instantánea, o bien todas ellas con su intensidad media cuando se trate de evaluar efectos a largo plazo.

II.- Para las combinaciones que incluyan acciones permanentes, variables y accidentales, se considerarán todas las acciones permanentes, las acciones variables con sus valores instantáneos y únicamente una acción accidental en cada combinación.

El Reglamento, especifica que se revisarán para cada una de las combinaciones de acciones especificadas anteriormente la resistencia de diseño y que esta sea mayor o igual al efecto de las acciones que intervengan en la combinación de carga en estudio multiplicado por un factor de carga.

Este factor de carga es también especificado por el reglamento en su artículo 194 y menciona que para el caso I de combinaciones de acciones se aplicará un factor de carga de 1.4; y que cuando se trate de una edificación del grupo "A" (como en nuestro caso), el factor de carga será igual a 1.5, y para acciones de carga consideradas del tipo II, el factor de carga será igual a 1.1.

De manera similar, el Reglamento indica en sus Normas Técnicas Complementarias de Concreto, que la resistencia de los elementos debe afectarse por un factor de reducción (F.R.), cuyos factores son los siguientes. Para flexión será 0.9, y 0.8 para cortante y torsión, en flexocompresión se tomará igual 0.8 cuando el núcleo esté confinado por un zuncho y la falla sea por tensión, cuando la falla sea por compresión F.R será igual a 0.7.

Resumiendo los factores de carga y de resistencia considerados en este estudio tenemos lo siguiente:

a)	Carga gravitacional	F.C. = 1.5
b)	Carga gravitacional más sismo	F.C. = 1.1
c)	Flexión	F.R. = 0.9
d)	Cortante y torsión	F.R. = 0.8

1.5.1 Compuestos Hidrocarbonados del petróleo.

Serie parafínica (C_nH_{2n+2})

Es considerada como la más importante serie dentro del grupo de hidrocarburos saturados o parafínicos. Es también llamada serie de hidrocarburos saturados porque contienen todos los hidrógenos posibles. Está serie es caracterizada por su gran estabilidad y porque los átomos de carbón son arreglados en cadenas abiertas unidos por un solo enlace con otro carbono, esto es, una valencia de cada átomo de carbono es usada para formar el enlace químico entre los átomos adyacentes en la cadena. Los nombres de cada miembro de esta serie terminan en *ano*, es decir, metano, etano, propano etc. y pueden ser lineales o ramificados. Los miembros inferiores de esta serie se han identificado en la mayoría del petróleo crudo, al igual que los miembros superiores. La figura 1.1 muestra algunos compuestos representativos de esta serie.

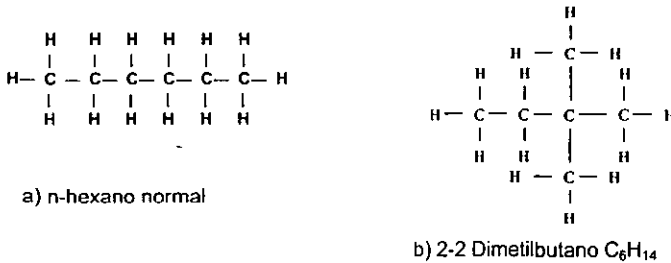


Figura 1.1 Estructuras representativas de la serie parafínica: a) Parafina lineal, b) Iso-parafina

Serie olefínica o etilénica (C_nH_{2n})

Esta serie es caracterizada por un doble enlace en la molécula, donde dos valencias de cada átomo de carbón son utilizadas para formar el doble enlace, sin embargo, la valencia del carbón sigue siendo 4. El nombre de estos hidrocarburos termina en *eno*, tales como, eteno (etileno), propeno, buteno, etc. Las olefinas de bajo punto de ebullición no están presentes probablemente en el petróleo crudo, pero se encuentran en los productos procedentes de cracking. La figura 1.2 muestra una estructura típica de esta serie.

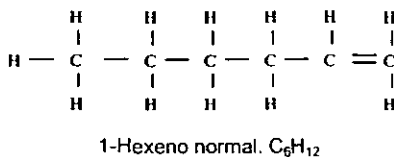


Figura 1.2 Formula estructural de la serie olefínica.

Serie diolefinica (C_nH_{2n-2})

Es similar a la serie olefinica con la excepción de que contiene dos átomos menos de hidrógeno o bien existen dos dobles enlaces en cada molécula, lo que hacen que la serie sea químicamente muy activa. Las diolefinas y las gomas derivadas de ellas, se encuentran en la gasolina procedente del cracking sin tratar. La figura 1.3 muestra la estructura de un compuesto de la serie diolefinica.

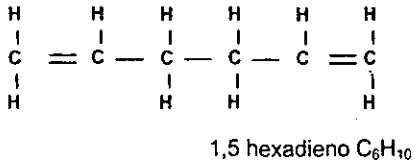


Figura 1.3 Representación de la estructura de un compuesto de la serie diolefinica.

Serie cíclica (C_nH_{2n-2} , C_nH_{2n-4} , C_nH_{2n-8})

Las serie de los compuestos cíclicos no son bastante conocidas, sin embargo, la bibliografía indica que estas series predominan en los aceites de mayor punto de ebullición, como, aceites lubricantes y gasóleo.

Serie acetilénica (C_nH_{2n-2})

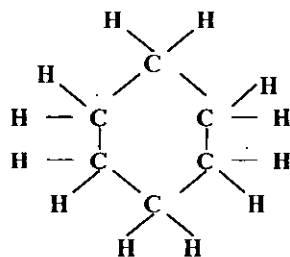
Los compuestos de esta serie tienen un triple enlace. El primer compuesto de esta serie es el comúnmente llamado acetileno. Aunque generalmente el nombre de estos compuestos termina en *ino*, lo que en lugar de acetileno sería etino. La fórmula de la serie acetilénica es la misma que para las diolefinas.

Las series olefinica, diolefinica, cíclica y del acetileno forman el grupo de los llamados compuestos insaturados, llamados así, por su capacidad para adicionar átomos de hidrógeno bajo condiciones adecuadas.

Serie nafténica (C_nH_{2n})

La serie nafténica tiene la misma fórmula que la serie olefinica, pero sus propiedades son diferentes. Los naftenos son compuestos cíclicos o en anillos. Antiguamente los naftenos eran llamados metilenos por ejemplo tetrametileno, pentametileno y hexametileno, los nombres que ahora se prefieren son ciclobutano, ciclopentano y ciclohexano o sea que la conforman los alcanos cíclicos. Los naftenos son compuestos saturados y muy estables, también

llamados asfaltos base porque contienen un residuo de una mezcla compleja de asfalto. Estos compuestos han sido encontrados en casi todos los petróleos crudos. El ciclohexano es un compuesto perteneciente a esta serie fig. 1.4.

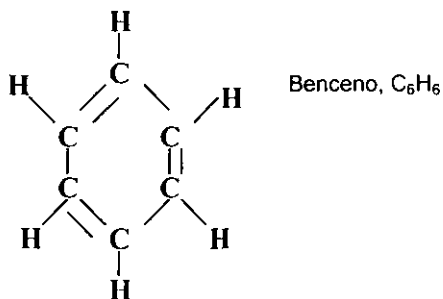


Ciclohexano, C_6H_{12}

Figura 1.4 Muestra de una estructura de la serie nafténica.

Serie aromática (C_nH_n)

La serie aromática frecuentemente llamada la serie del benceno. El hecho de que este anillo contenga tres enlaces dobles sugiere que esta serie debería ser demasiado activa, sin embargo, esto no es así y aunque ellos no son tan estables como las parafinas, tampoco son tan reactivos como las olefinas. Estos hidrocarburos son importantes pero generalmente ocupan un volumen menor al 10% del total de crudo de petróleo. De hecho el petróleo es uno de los más importantes orígenes de estos compuestos (Emil 1979).



Benceno, C_6H_6

Figura 1.5 El benceno es la estructura más representativa en la serie aromática.

En función de la naturaleza parafínica o aromática del petróleo en tabla 1.1 se dan las características generales determinantes para el uso eficiente del petróleo.

Con respecto a la composición de los distintos tipos de petróleo, se pueden hacer las siguientes observaciones:

Los hidrocarburos y sus derivados contenidos en el petróleo crudo son muy numerosos, desde el metano hasta los asfaltenos (moléculas que contienen 1,000 o más átomos de carbón).

- Los hidrocarburos pertenecen a las siguientes clases: parafinas normales isoparafinas, naftenos ó aromáticos.
- Todos los tipos de petróleo contienen en gran medida las mismas clases de hidrocarburos.
- El cociente cuantitativo entre las clases de hidrocarburos, varía en límites muy amplios de un tipo de petróleo a otro, dependiendo del yacimiento.
- En cada clase, los hidrocarburos individuales se encuentran en proporciones que son del mismo orden de magnitud para distintos tipos de petróleo.

Tabla 1.1 Características generales determinantes del petróleo crudo

Características	Tipo del petróleo crudo	
	Parafínico	Asfáltico
Densidad	baja	Alta
Cifra octánica de la gasolina	Baja (-)	Alta (+)
Contenido en azufre de los productos destilados	Bajo (+)	Alto (-)
Cifra octánica del diesel	Alta (+)	Baja (-)
Punto de congelación del aceite	Alto (-)	Bajo (+)
Índice de viscosidad del aceite	Alto (+)	Bajo (-)

[El signo (+) indica ventaja y el signo (-) desventaja].

1.5.2 Compuestos no hidrocarburoados del petróleo

Compuestos con oxígeno

Ácidos orgánicos en el petróleo crudo. La mayor parte de los compuestos ácidos del petróleo crudo son conocidos como ácidos nafténicos, debido a que la mayoría de ellos tienen estructura cíclica y pueden considerarse derivados de los hidrocarburos nafténicos. No obstante también se encuentran ácidos aromáticos y acíclicos.

1. *Ácidos nafténicos:* Son aquellos con estructura cíclica simplificada conteniendo un grupo carboxílico con función ácida. Los que se encuentran en las fracciones superiores no pueden destilarse ya que a altas temperaturas sufren descomposición térmica.
2. *Ácidos con estructura acíclica:* son conocidos como ácidos grasos y su porcentaje en el petróleo crudo es reducido con respecto al de los nafténicos, lo que pone en dificultad tanto su identificación como su separación encontrándose la mayor parte de ellos en las gasolinas, Kerosinas y productos de craqueo en donde se ha identificado el ácido fórmico y sus homólogos con moléculas hasta con 20 átomos de carbono.
3. *Ácidos aromáticos:* Estudios recientes han puesto en evidencia la presencia de ácidos aromáticos en el petróleo crudo. Su estructura es compleja, presentando tanto ciclos nafténicos como aromáticos y cadenas laterales en la misma molécula.

Fenoles. Estos productos son más frecuentes en los destilados obtenidos por craqueo, lo que hace pensar que su formación se debe principalmente a la descomposición térmica de resinas de alto peso molecular.

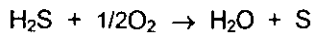
Compuestos de azufre

Todos los petróleos crudos contienen azufre en cantidad variable de acuerdo a su origen. Su importancia se debe a los problemas que produce tanto en el procesamiento del crudo como por los gases de escape de los motores de combustión. Los compuestos con azufre provienen del material orgánico inicial pero también resultan del proceso de contacto del petróleo crudo con compuestos inorgánicos conteniendo azufre en los yacimientos.

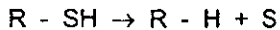
De los compuestos de azufre presentes en el petróleo crudo sólo se conocen los que destilan hasta 300°C. En las fracciones de más alto grado de destilación así

como, en el residuo se encuentran en moléculas resinosas y asfálticas de composición molecular poco conocidas. Las formas en que se encuentran son:

- a. *Azufre elemental*: Este tipo de azufre no se encuentra en el petróleo crudo ni en los productos destilados, cuando se llega a encontrar se cree que es debido a la oxidación del ácido sulfhídrico con el oxígeno del aire de acuerdo a la siguiente reacción:



o de la descomposición térmica de los mercaptanos.



Debido a estas reacciones el azufre elemental se encuentra en el fondo de los tanques de almacenamiento y en los equipos empleados en el proceso de craqueo.

- b. *Acido sulfhídrico*: es un producto común de los gases de sonda y llega a representar a veces hasta el 10 % del volumen de estos gases. También resulta de los procesos de descomposición térmica de los mercaptanos.
- c. *Mercaptanos*. Se encuentran en los gases de sonda y se producen en los procesos de craqueo y en la destilación primaria cuando la carga es un petróleo crudo sulfurado.
- d. *Sulfuros acíclicos*. Tienen la fórmula general ($\text{R}_1 - \text{S} - \text{R}_2$): En donde R_1 y R_2 son radicales acíclicos. Este tipo de compuestos son los que más abundan en el petróleo crudo.
- e. *Sulfuros cíclicos*. Son poco frecuentes y han sido identificados en algunos petróleos crudos sulfurados de Canadá, México, California e Irán.
- f. *Disulfuros*. Se encuentran en los destilados a presión atmosférica y en los productos de craqueo principalmente en la kerosina.

Compuestos con nitrógeno

El nitrógeno del petróleo crudo proviene de las proteínas de los animales que en proceso de bituminización pasaron a formar compuestos más simples y estables.

Compuestos de naturaleza asfáltica

Además de los compuestos mencionados, el petróleo crudo y sus derivados contienen una gama de combinaciones de naturaleza compleja formada por grandes moléculas que contienen además del carbono e hidrogeno también oxígeno, azufre y nitrógeno. Este tipo de moléculas constituye a las resinas y los asfaltenos y a los compuestos asfálticos. Las resinas se distribuyen en todas las fracciones del petróleo, desde las Kerosinas hasta el residuo de la destilación primaria y su proporción en cada fracción crece a medida que aumenta su punto de ebullición. Los compuestos asfálticos aparecen en los residuos de la destilación primaria y secundaria, raras veces en los productos destilados; éstos solamente se detectan en estas fracciones como contaminantes por problemas de inundación en los platos de las torres de destilación por el mal manejo en los parámetros de presión y temperatura en el proceso.

1.6 PROPIEDADES QUÍMICAS DE LOS HIDROCARBUROS

1.6.1 Parafinas

Las parafinas son caracterizadas por su inercia química, ellas no reaccionan con ácido sulfúrico ó nítrico concentrado, sin embargo, cuando se prenden en presencia de aire u oxígeno, ellas se queman liberando grandes cantidades de energía, bajo condiciones apropiadas esta combustión es explosiva, sin embargo, la reacción con oxígeno ocurre a elevadas temperaturas. Además reaccionan lentamente con el cloro a la luz solar y en presencia de un catalizador con cloro y bromo. Las reacciones se efectúan generalmente por la sustitución de un hidrógeno por un grupo químico ó un elemento.

Los primeros miembros de esta serie son gases a condiciones estándar, los compuestos desde C_5H_{12} hasta $C_{17}H_{36}$ son líquidos y los de $C_{18}H_{38}$ en adelante son sólidos.

1.6.2 Olefinas

Los hidrocarburos de esta serie pueden unirse directamente con otros elementos, tales como cloro, bromo, ácido sulfúrico, ácido clorhídrico, sin desplazar un átomo de hidrógeno. Estos hidrocarburos son extraídos del petróleo, disueltos en ácido sulfúrico. Bajo condiciones apropiadas ellos reaccionan con hidrógeno, rompiendo el doble enlace, formando el correspondiente parafínico.

1.6.3 Diolefinas

Las diolefinas tienden a polimerizarse ó combinarse con otras moléculas no saturadas, formando compuestos gomosos de alto peso molecular. Cuando se polimerizan, se extraen del petróleo con ácido sulfúrico.

1.6.4 Parafinas cíclicas o Naftenos

Casi todos los hidrocarburos presentes en los aceites lubricantes son saturados, pero algunos investigadores manifiestan que alrededor del 20% de un aceite lubricante es soluble en anhídrido sulfuroso. Indudablemente este 20% consta en gran parte de hidrocarburos no saturados.

Las propiedades físicas y químicas de estos compuestos son muy similares a las parafinas. Son hidrocarburos muy estables y a diferencia de las olefinas no son tan solubles en ácido sulfúrico.

1.6.5 Aromáticos

Estos hidrocarburos son particularmente susceptibles a la oxidación con formación de ácidos orgánicos. Los compuestos aromáticos pueden formar productos tanto de adición como de sustitución, dependiendo de las condiciones de reacción. Los hidrocarburos aromáticos son líquidos ó sólidos bajo condiciones estándar de temperatura y presión. Muchos de los miembros de esta serie son caracterizados por su fragancia; de ahí el nombre de compuestos aromáticos

1.7 PROPIEDADES FISICAS DEL PETRÓLEO

El petróleo es una mezcla muy compleja y excepto para los componentes de bajo punto de ebullición, el refinador no efectúa ningún intento de análisis para los componentes puros contenidos en el crudo de petróleo. Sobre el crudo se realizan pruebas analíticas relativamente sencillas y los resultados de las mismas se utilizan junto con correlaciones empíricas para la evaluación del crudo de petróleo como materia prima de la refinería en particular.

1.7.1 Densidad, °API (AMERICAN PETROLEUM INSTITUTE)

El petróleo tiene una densidad de 0.8 - 0.9 g/cm³, pero los límites para la densidad están comprendidos entre 0.7 g/cm³ (Sumatra) y 1 g/cm³ (Venezuela).

Normalmente la densidad de los aceites de petróleo se expresa en términos de densidad API mejor que en términos de peso específico; se relaciona con el peso específico de tal manera que un incremento de la densidad API corresponde a un descenso en el peso específico. Las unidades de densidad API son °API y pueden ser calculados a partir del peso específico mediante la siguiente ecuación:

$$^{\circ}API = \frac{(141.5)}{\text{peso.especifico}} - 131.5$$

Ambos el peso específico y la densidad API se refieren al peso por unidad de volumen a 60 °F. El peso específico de los crudos de petróleo pueden variar desde menos de 10 °API a más de 50 °API.

1.7.2 Punto de fluidez

El punto de fluidez es un indicador aproximado de la parafinidad y aromaticidad relativa del crudo. El punto de fluidez más bajo corresponde a un mínimo contenido en parafinas y a un máximo contenido de aromáticos.

1.7.3 Factor de caracterización o índice de correlación

Existen varias correlaciones entre el rendimiento, la parafinidad y la aromaticidad del crudo de petróleo, pero las más ampliamente utilizados son el UOP o "factor de caracterización Watson" (K_w) y el "índice de correlación" del U.S. Bureau of Mines (siglas inglesas CI).

$$K_w = (T_B)^{1/3} / G$$

$$CI = (87\ 552 / T_B) + 473.7G - 456.8$$

Donde

T_B = punto de ebullición medio, °R

G = peso específico a 60 °F

El factor de caracterización Watson está comprendido entre menos de 10 para compuestos altamente aromáticos hasta casi 15 para compuestos altamente parafínicos. Los crudos de petróleo presentan un intervalo más estrecho para K_w y varían de 10.5 para crudos altamente nafténicos hasta 12.9 para crudos de base parafínica.

Por otro lado el índice de correlación (CI), es útil en la evaluación de las fracciones individuales procedentes el crudo de petróleo. La escala del CI se basa en las parafinas de cadena final que poseen un valor de 0, y el benceno que posee un

valor de 100. Los valores de IC no son cuantitativos pero un valor más bajo de CI hace más alta la concentración de hidrocarburos parafínicos en la fracción, y cuanto mayor sea el valor del CI mayores son las concentraciones de naftenos y aromáticos

1.7.4 Intervalo de destilación

El intervalo de ebullición del crudo proporciona una indicación de los distintos productos presentes. El tipo más útil de destilación se conoce como una destilación de punto de ebullición verdadero (PEV, siglas inglesa TBP) y generalmente se refiere a una destilación realizada en un equipo que logra un grado de fraccionamiento razonable. No existe ningún ensayo específico utilizado para una destilación PEV, aunque los destilados Hempel del U: S: Bureau of mines y las ASTM D-285 son los ensayos más comúnmente utilizados. Ninguno de los dos especifica el número de platos o la razón de reflujo utilizada y, como consecuencia, hay una tendencia hacia el uso de los resultados de una destilación 15:5 más que una PEV. La destilación 15:5 se lleva a cabo utilizando 15 platos teóricos a una razón de reflujo de 5:1.

1.7.5 Residuo de carbón

El residuo de carbón se determina por destilación de un coque residual en ausencia de aire. El residuo de carbón se relaciona aproximadamente con el contenido asfáltico del crudo y con la fracción de aceite lubricante que puede recuperarse. En la mayoría de los casos cuanto menor es el contenido de carbón más valiosa es el crudo.

1.7.6 Contenido en sales

Si el contenido en sales del crudo, cuando se expresa como NaCl, es mayor que 10 lb/1 000 bl., generalmente es necesario desalar el crudo antes de su procesado. Si no se elimina la sal, pueden generarse problemas serios de corrosión.

1.7.7 Contenido en azufre

El contenido en azufre y la densidad API son las dos propiedades que tienen mayor influencia en el valor comercial del crudo de petróleo. El contenido en azufre se expresa como tanto por ciento en peso de azufre y varía desde menos de un 0.1 % hasta más de un 5%. Los crudos con un contenido mayor al 0.5 % de

azufre requieren generalmente un procesado más extenso, que los que poseen un contenido de azufre inferior.

1.7.8 Contenido de nitrógeno

Un contenido alto en nitrógeno es indeseable ya que los compuestos orgánicos nitrogenados son causa de serios envenenamientos en los catalizadores utilizados en el proceso. Los crudos que contienen nitrógeno en cantidades superiores al 0.25% en peso requieren procesados especiales para eliminar el nitrógeno.

1.7.9 Contenido en metales

El contenido en metales en el crudo de petróleo puede variar desde pequeñas partes por millón hasta más de 1 000 ppm y en contrapartida a sus concentraciones relativamente bajas, son de considerable importancia. Cantidades diminutas de algunos de estos metales (níquel, vanadio y cobre) pueden afectar seriamente las actividades de los catalizadores en los mantos procesadores y dar lugar al envenenamiento de los mismos y a productos de valor inferior. Las concentraciones de vanadio superiores a las 2 ppm en los combustóleos pueden dar lugar a corrosión seria en las partes mecánicas de los equipos de refino como son: los álabes de la turbina y al deterioro del recubrimiento de hornos refractarios (*James, 1986*).

1.8 CLASIFICACIÓN DEL PETROLEO DESDE EL PUNTO DE VISTA TERMODINAMICO

El tipo de fluido es el factor decisivo para seleccionar:

- ◆ El tipo y tamaño de equipo de explotación en la superficie.
- ◆ La técnica de predicción de reserva de aceite y gas.
- ◆ El plan de agotamiento.
- ◆ Selección del método para incrementar la recuperación
- ◆ El método de muestreo.
- ◆ La localización dentro del diagrama de fases, de las condiciones de presión y temperatura para la explotación

Los diferentes tipos de fluidos que se han identificado son:

- ◆ Aceite negro.
- ◆ Aceite volátil.
- ◆ Gas retrógrado.
- ◆ Gas húmedo.
- ◆ Gas seco.

Las propiedades que se determinan para conocer el tipo de fluido son:

- ◆ La relación gas-aceite inicial producida.
- ◆ La gravedad específica del líquido almacenado.
- ◆ El color del líquido almacenado.

La relación gas-aceite es el factor más importante en la determinación del tipo de fluido. El color solamente no es un buen indicador del tipo de fluido, sin embargo junto con la gravedad específica del líquido junto con el color son útiles en la confirmación del tipo de fluido indicada por la relación gas-aceite.

1.8.1 Aceite negro

El aceite negro consiste de una gran variedad de especies químicas incluyendo grandes moléculas, pesadas y no volátiles.

La relación gas-aceite de un aceite negro es de 2000 scf/STB, (STB de stock-tank barrel) ó menos. Esta relación se incrementa durante el tiempo de producción ya que la presión del depósito tiende a caer por debajo de la presión del punto de burbuja del aceite. La gravedad de este tipo de aceite es de alrededor de 45 °API. El aceite generalmente es muy oscuro indicando la presencia de hidrocarburos pesados; algunas veces el color es un poco verdoso o café.

El aceite negro observa un factor de volumen de 2.0 res bbl/STB o menos. El factor de volumen es definido como la cantidad de líquido a en barriles condiciones del depósito requeridos para llenar un tanque de almacenamiento de crudo en la superficie. El contenido de insolubles en heptano determinado en el laboratorio es superior al 20% mol, lo que indica una gran cantidad de hidrocarburos pesados en el aceite.

El diagrama de fases del aceite negro es mostrado en la figura 1.6. Las líneas dentro de la fase líquida representan un volumen de líquido constante, medido como el porcentaje total del volumen. Estas líneas son llamadas líneas a volumen constante ó línea de calidad, y son espaciadas uniformemente dentro de la sobrefase.

La línea 123 indica la, reducción de presión a temperatura constante, que ocurre en el yacimiento durante la producción. Cuando la presión del deposito cae en cualquier lugar de la línea 12, se dice que el aceite es insaturado. La palabra insaturado se usa en el sentido de que el aceite puede disolver más gas, si más gas estuviese presente. Si la presión del yacimiento esta en el punto 2 el aceite esta en el punto de burbuja y se dice que esta saturado y contienen tanto gas disuelto como puede retener.

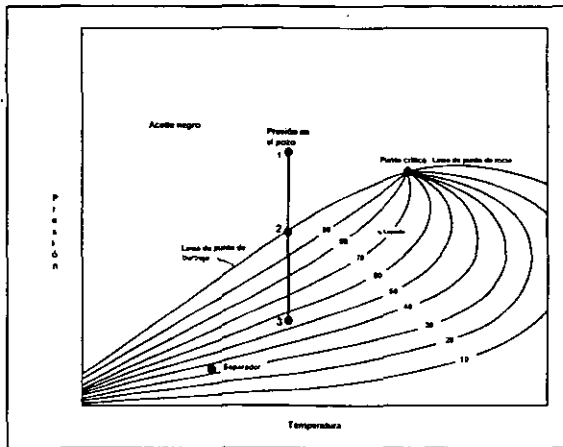


Figura 1.6 Diagrama de fases de un aceite negro.

1.8.2 Aceite volátil

El aceite volátil contiene relativamente poca cantidad de pesados y más intermedios (definidos desde etano hasta hexano), que el aceite negro.

El aceite volátil es identificado con una relación inicial de gas-aceite producido de 2000 a 3300 scf/STB; la relación incrementa al igual que en aceite negro cuando la presión del depósito cae por debajo de la presión del punto de burbuja del aceite. La gravedad generalmente se encuentra entre el 40° API ó más y esta incrementa bajo las mismas condiciones que se incrementa la relación gas-aceite. El color de este tipo de aceite es café-anaranjado y algunas veces verde.

El diagrama de fase de un aceite volátil (figura 1.7) indica un comportamiento diferente al de un aceite negro. El intervalo de temperaturas cubierto por la sobrefase y la temperatura crítica es mucho más bajo que para un aceite negro, de hecho es muy cercano a la temperatura del pozo. Las líneas de la fase no son espaciadas uniformemente y siguen una dirección en forma ascendente hacia el punto de burbuja.

La línea vertical 123 muestra el camino tomado por el aceite durante el tiempo de producción a temperatura constante y a presión reducida. Una pequeña reducción

de presión por abajo del punto de burbuja (punto 2) causa la liberación de una gran cantidad de gas en el pozo.

Un aceite volátil en el pozo puede llegar a contener hasta un 50 % en volumen de gas a tan solo pocos cientos de psi por debajo de la presión del punto de burbuja. Además el por ciento en volumen de líquido que llega a las condiciones del separador es muy bajo. De aquí el nombre de aceite volátil.

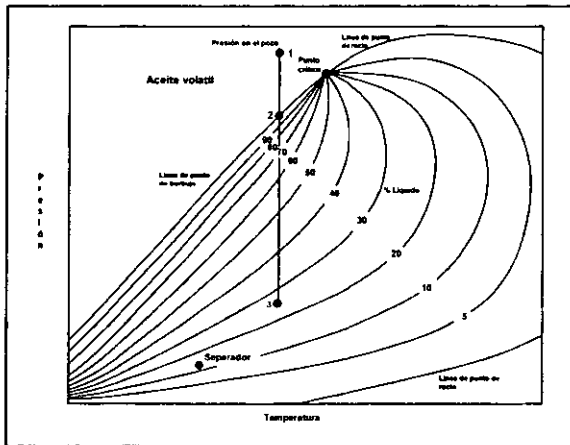


Figura 1.7 Diagrama de fases de un aceite volátil.

1.8.3 Gases retrógrados

En este caso el fluido que se encuentra en el depósito es totalmente gas, conforme se inicia la producción se produce una condensación retrógrada. De ahí que el nombre de gas retrógrado es correcto.

La relación gas-aceite para el gas retrógrado es muy alta, ésta se encuentra en un intervalo de 3,300 hasta 150 000 scf/STB, aunque cuando existe una relación gas-aceite con un valor mayor de 50 000 scf/STB la cantidad de líquido formado es muy pequeña; y el fluido del depósito puede ser tratado como un gas húmedo. Cuando se determina una relación gas-aceite entre 3300 y 5000 scf/STB se considera como un gas retrógrado muy rico, y una cantidad suficiente de líquido es condensada para llenar hasta un 35 % o más del volumen del pozo. El líquido formado del gas se le conoce como un líquido retrógrada y normalmente no puede ser producido de la manera convencional.

La gravedad del líquido almacenado esta entre 40 y 60°API e incrementa cuando la presión del depósito está por debajo de la presión del punto de rocío del gas. Este líquido presenta colores muy ligeros que pueden ser café, anaranjado, verdoso o blanco agua. El comportamiento retrógrado ocurre a condiciones del

depósito para gases con una composición de C_{7+} menor al 1%, la cual se considera despreciable.

El diagrama de fases de un gas retrógrado es todavía más pequeño que el de los aceites. (Figura 1.8). Su punto crítico está más hacia abajo y a la izquierda de la sobrefase. Esto es debido a que un gas retrógrado contiene menos hidrocarburos pesados que un aceite. El diagrama de fases de un gas retrógrado tiene una temperatura crítica menor a la del pozo. Inicialmente un gas retrógrado en el pozo es totalmente gas, y conforme la presión se reduce, se forma líquido libre del gas en el pozo; este líquido normalmente no fluye y no puede ser producido.

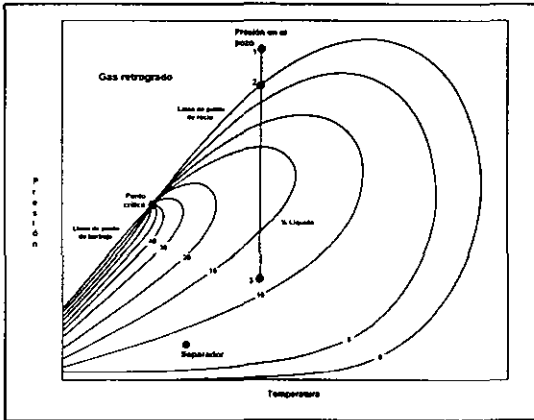


Figura 1.8 Diagrama de fases de un gas retrógrado.

1.8.4 Gases húmedos

El gas húmedo existe en el pozo debido a la reducción de presión por lo que dentro del pozo prácticamente no se forma líquido. Sin embargo, en las condiciones de presión y temperatura del separador se forman pequeñas trazas de líquido sobre su superficie.

Los gases húmedos verdaderamente tienen una alta relación gas-aceite, que permanece constante mientras exista gas húmedo dentro del depósito. No obstante para propósitos de explotación si la relación gas/aceite es mayor a 50 000 scf/STB se puede considerar como si fuera un gas húmedo.

El diagrama de fases de una mezcla de hidrocarburos conteniendo moléculas pequeñas cae por debajo de la temperatura de pozo (figura 1.9) por lo que se considera como un gas húmedo, esto es, dentro del pozo existe solo gas, aun reduciendo la presión al máximo. Sin embargo las condiciones del separador indican que algo de líquido se forma en la superficie.

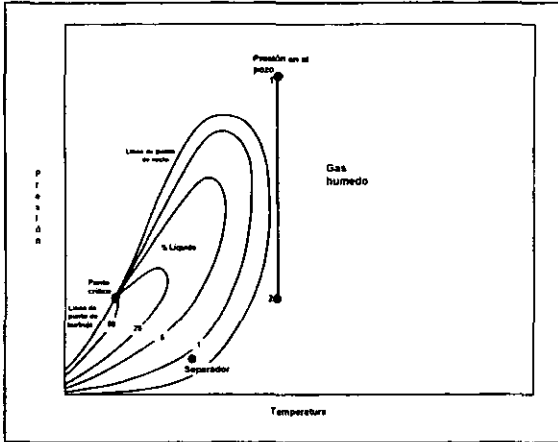


Figura 1.9 Diagrama de fases de un gas húmedo.

1.8.5 Gases secos.

El gas seco contiene principalmente metano y algunos otros hidrocarburos. La palabra seco indica que no contiene cantidad suficiente de moléculas pesadas para formar líquido.

La figura 1.10 muestra que la mezcla de hidrocarburos es solamente gas dentro del pozo, al igual que a las condiciones del separador en la superficie, esto significa que nada de líquido se forma en la superficie. Un pozo de gas seco frecuentemente es llamado pozo de gas, esto lleva a una confusión debido a que algunas veces un pozo de gas húmedo es también llamado pozo de gas.

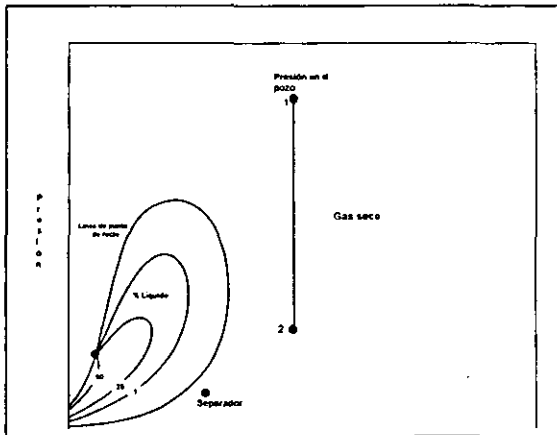


Figura 1.10: Diagrama de fases de un gas seco.

1.9 USOS DEL PETRÓLEO

Reportes sobre el uso y la producción de petróleo han sido encontrados en librerías de Mesopotamia, de hace 4000 años A. C., escritos sobre las pirámides de Egipto en caracteres jeroglíficos, en libros chinos y en libros encontrados en reportes aztecas antes de los conquistadores.

Otra evidencia del uso del petróleo fue encontrada por arqueólogos en minas, templos y tumbas de pueblos antiguos. Además fue utilizado para la construcción de casa hechas de ladrillos de marga y asfalto. Una de las grandes construcciones fue la torre de Babel que también fue hecha del mismo material. Los egipcios utilizaron el petróleo para conservar sus momias en polisulfuros.

Actualmente y sin duda alguna el petróleo seguirá siendo la fuente más importante de la energía en todo el mundo. Los procesos para producir energía eléctrica a partir de procesos nucleares han avanzado de una manera un poco lenta, por lo que aun existe un gran mercado para el petróleo. El petróleo puede ser llevado a grandes distancias en buques-tanques y almacenado donde sea necesario de una manera fácil y a un mínimo precio. Los hidrocarburos del petróleo son de una importancia invaluable para producir materiales nuevos como: plásticos, solventes, resinas y pinturas.

La importancia de los hidrocarburos para la iluminación data de hace miles de años, desde que se construyó la primera lámpara de petróleo. Posteriormente en Mesopotamia y otros países productores de petróleo usaron los hidrocarburos para la iluminación de casas y calles. No obstante esta importancia ha dejado de ser significativa desde el invento de la energía eléctrica.

Originalmente los hidrocarburos fueron utilizados para construir armas de fuego capaces de destruir barcos y fue conocido en la antigüedad como "Fuego griego". Hoy en día los hidrocarburos son el origen de grandes conflictos entre las grandes potencias mundiales. Algunos tipos de compuestos del petróleo como sulfuros, son antisépticos que matan bacterias. En muchas farmacias modernas algunos remedios están hechos de polisulfuros capaces de curar enfermedades de la piel, quemaduras, inflamaciones, sarna entre otras. Estos antisépticos fueron conocidos originalmente por sacerdotes de Egipto. En la época de los faraones los utilizaban para embalsamar los cuerpos de sus reyes.

Hoy en día la industria farmacéutica vive muy bien sin el petróleo y sus productos, aunque un gran número de medicamentos y líquidos farmacéuticos son aun producidos del petróleo. En general el primero de todos los empaques de los productos farmacéuticos viene del petróleo, la mayoría de tubos y botellas consisten de material plástico hecho del petróleo o gas natural, además de

algunas cremas medicinales ó cosméticas donde las parafinas se usan como base de estos productos. Una de las ramas más modernas en la industria del petróleo es la producción de alimentos para los pollos y animales porcinos a partir de aceite o gas natural.

CAPITULO IV.

ANÁLISIS Y REVISIÓN ESTRUCTURAL.

1. ANÁLISIS ESTRUCTURAL

Como ya mencioné anteriormente, uno de los pasos más importantes en la creación de un modelo de la estructura en estudio, susceptible de un *tratamiento matemático* relativamente sencillo.

Este paso consiste en adoptar una cantidad de idealizaciones y simplificaciones con la intención de reducir la complejidad del problema, así como de retener las características primarias importantes del comportamiento. Algunas de las idealizaciones, tratan directamente con descripciones geométricas de la estructura real; otras tratan acerca del comportamiento material. También es necesario idealizar la forma en que los miembros individuales de una estructura están conectados entre sí y como están sujetos entre sí los elementos de la frontera a los soportes del sistema. Una vez que se han hecho estas idealizaciones, tanto a nivel de estructura como de elementos, se aplican a los modelos los procedimientos de análisis para obtener las fuerzas y desplazamientos deseados.¹

En este trabajo, como se realizaron dos tipos de modelos para el análisis de la estructura del edificio, es necesario emplear dos procedimientos para su análisis y, aunque estos procedimientos son realizados por el programa computacional, es conveniente describir brevemente cada uno de ellos.

Los modelos computacionales de *marco rígido*, se analizan mediante el procedimiento llamado "*rigideces simplificado*"; el cual consiste en idealizar la estructura a base de líneas a las que se les asignan las propiedades de los elementos individuales correspondientes, y que posteriormente se lleva a cabo un procedimiento matemático matricial, tomando en cuenta la topología, las fuerzas actuantes y los apoyos de la estructura.

El análisis mediante *elemento finito*, está considerado como una extensión del análisis estructural matricial, aunque su campo de aplicación es muy amplio y se aplica a problemas de casi todas las áreas de la ingeniería. El elemento finito

¹ Jeffrey P. Laible. *Análisis Estructural*, Mc. Graw Hill 1995. México. 1995. Pp. 8

tiene su origen en la industria aeronáutica, donde los diseñadores tenían bastantes dificultades para diseñar la membrana delgada del fuselaje y de las alas de un avión a propulsión.

Cuando se estudia un sistema estructural o un problema de mecánica de sólidos, lo que se está buscando principalmente es encontrar los desplazamientos de dicha estructura y por tanto los esfuerzos internos; por consiguiente, este procedimiento de análisis nos sirve para determinar los desplazamientos de los nodos de la estructura y de las fuerzas internas de las placas que forman los elementos finitos.

Es importante mencionar que se trata de un método el cual nos proporciona un conocimiento más detallado de los resultados, ya que al discretizar cada uno de los elementos se obtiene un mayor detalle de los resultados puesto que también considera la geometría de la estructura, las propiedades de los materiales que la componen, los apoyos y las fuerzas actuantes.

Con respecto a las fuerzas que actúan en un elemento, estas son denominadas fuerzas de cuerpo (peso o fuerzas de inercias debidas a la aceleración), mientras que las que se aplican sobre la superficie se llaman fuerzas de superficie. Un esfuerzo superficial aplicado que solamente actúa sobre la frontera de un cuerpo, como la presión hidrostática sobre un objeto sumergido, la presión interna en un tanque de presión o los esfuerzos de corte y esfuerzos normales sobre el borde de una placa, se describen como fuerzas de tracción. Estas fuerzas de tracción, representan los esfuerzos superficiales.²

Con estas fuerzas y aplicando la teoría de placas se pueden obtener los elementos mecánicos que actúan en los elementos modelados a base de elemento finito.

2. ANÁLISIS SÍSMICO.

Existen diversos procedimientos para evaluar las sollicitaciones que el sismo de diseño introduce en la estructura. Los métodos aceptados por las normas tienen diferentes grados de refinamiento y se subdividen en dos grupos: los del tipo estático y los dinámicos.

Los programas de computo realizan el análisis sísmico tridimensional estático o dinámico de estructuras a base de barras, placas, cascarones y otros tipos de elementos, con lo cual es posible de modelar de manera muy detallada la estructura y obtener una estimación muy aproximada de su respuesta. A continuación se describirá a cada uno de los procedimientos de análisis sísmico de manera general según se menciona en el libro del Dr. Roberto Meli.

² idem. Pp. 835

a) método de análisis estático.

Los métodos de este tipo se basan generalmente en la determinación de la fuerza lateral total (cortante en la base) a partir de la fuerza de inercia que se induce en un sistema equivalente de un grado de libertad, para después distribuir esta cortante en fuerzas concentradas a diferentes alturas de la estructura, obtenidas suponiendo que ésta va a vibrar esencialmente en su primer modo natural. El reglamento acepta este método en estructuras de altura no mayor de 60 m.

Una versión más elemental del método estático la constituye el llamado *método simplificado*, el cual es aplicable a estructuras en que la rigidez y resistencia a cargas laterales son proporcionadas por muros y en el que las torsiones no son importante. La fuerza cortante total se determina en este procedimiento sin necesidad de calcular el periodo ni el factor de reducción por ductilidad.

b) método de análisis dinámico

En el método de análisis dinámico se realiza una idealización de las estructuras a base de masas y resortes; si se emplean métodos automatizados de análisis, la modelación puede ser muy refinada, de lo contrario debe recurrirse a un modelo muy simplista.

El método más empleado en la práctica es el modal, o más propiamente, el análisis modal con técnicas de espectro de respuesta. El RCDF (Reglamento del Distrito Federal) especifica este método, aceptando que se analice en forma independiente la vibración de traslación en dos direcciones ortogonales sin tomaren cuenta los efectos de torsión. Estos deben determinarse independientemente con el procedimiento indicado para el método estático y después superponerse.

Se determinan los tres primeros modos de traslación, y todos aquellos adicionales que tengan un periodo mayor que 0.4 seg. Para calcular la participación de cada modo natural en las fuerzas laterales que actúan sobre la estructura, se considera la aceleración correspondiente al espectro de diseño reducido por ductilidad y para el periodo de particular del modo en cuestión.

3. REVISIÓN ESTRUCTURAL

a) Revisión de modelos de elemento finito

Los esfuerzos actuantes en los elementos placas de los modelos de elemento finito se obtuvieron con las siguientes expresiones:

$$\sigma_y = F_y + \frac{M_y}{S} \quad (t/m^2)$$

$$\sigma_x = F_x + \frac{M_x}{S} \quad (t/m^2)$$

$$\tau_{xy} = F_{xy} + \frac{M_{xy}}{S} \quad (t/m^2)$$

$$S_{max} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} + \tau_{max} \quad (t/m^2)$$

$$\tau_{max} = \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2} \quad (t/m^2)$$

$$\text{Angle} = \frac{1}{2} \tan^{-1} \left(\frac{2\tau_{xy}}{\sigma_x - \sigma_y} \right) \quad (^\circ)$$

$$\sigma_{1,2} = \frac{\sigma_x + \sigma_y}{2} \pm \sqrt{\frac{(\sigma_x - \sigma_y)^2}{4} + \tau_{xy}^2}$$

Donde:

$Q_x, Q_y =$	Fuerzas Cortantes (t/m^2) ($t/$ longitud/ espesor)
$F_x, F_y, F_z =$	Fuerzas de membrana (t/m^2) ($t/$ longitud/ espesor)
$M_x, M_y, M_z =$	Momentos flexionantes ($t \times m/ m$)
$Smáx, Smin =$	Esfuerzos principales (t/m^2) (Esfuerzos normales máx. y min.)
$Tmáx. =$	Esfuerzos de cortante máximos (t/m^2)
Angle =	Angulo de orientación del plano principal (Grados)

a.1) Revisión del modelo de elemento finito de la cabecera sur

Del análisis de elemento finito de la zona de Cabecera Sur se obtuvieron los siguientes resultados:

- Desplazamientos máximos debidos a Sismo en dirección x (dirección norte - sur)

Desp. Máx. = 2.9 cm

$$(\text{Desp. Máx})(Q) = (2.9)(2) = 5.8 \text{ cm}$$

Si del nivel de permanencias al nivel Azotea se tiene una altura $H = 16.60 \text{ m}$

Por lo cual el desplazamiento máximo representa $0.003 H$; y siguiendo el criterio marcado por el Reglamento en su artículo 211, se tiene que este desplazamiento es menor a $0.006 H$, lo cual indica que la rigidez de la estructura de la zona de Cabecera Sur cumple por desplazamientos debidos a Sismo actuando en la dirección Norte - Sur.

- Desplazamientos máximos debidos a Sismo en la dirección z (dirección oriente - poniente)

Desp. Máx. = 1.4 cm

$$(\text{Desp. Máx})(Q) = (1.4)(2) = 2.8 \text{ cm}$$

A nivel Azotea $H = + 16.60 \text{ m}$

Que representa $0.0017 H < 0.006 H$, e indica que la rigidez de la estructura de la zona de Cabecera Sur cumple por desplazamientos debidos a Sismo actuando en la dirección Oriente - Poniente.

➤ **Esfuerzos principales máximos (Esfuerzos normales)**

$$S_{max} = -36.1 \text{ kg/cm}^2$$

(En columna de nivel Permanencias, combinación de carga = CM+ CV + TREN – Sx - 0.30 Sz)

$$S_{min} = -197.3 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos son el resultado obtenido del análisis del programa de computadora STAADIII.

Siendo el esfuerzo de compresión permisible establecido en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para Distrito Federal (NTRCDF) el siguiente:

$$T_{comp} = 0.85 f'c \quad \text{si } f'c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{comp} = (1.05 - f'c/1250) f'c \quad \text{si } f'c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Para el edificio en sus Columnas y Trabes se tiene una

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow f'c = 0.8 f'c = 0.8 (350) = 280 \text{ kg/cm}^2 > 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{comp} = (1.05 - 280/1250) 280 = 231.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore T_{comp} > S_{min} = -197.3 \text{ kg/cm}^2$$

Haciendo una relación de esfuerzos actuantes entre esfuerzos permisibles

$$\frac{S_{min}}{T_{comp}} \left(\frac{1.1}{0} \right) = \frac{197.3}{231.28} \left(\frac{1.1}{0} \right) = 0.938$$

Lo cual indica que, para la combinación de carga más desfavorable, la estructura estaría trabajando al 94% de su capacidad a esfuerzos normales que son producto de la combinación de esfuerzos de flexión, esfuerzos de membrana y de cortante. Esto nos indica que la estructura en su combinación de carga más desfavorable, trabajará satisfactoriamente.

➤ **Formas Modales (Modos de vibrar de la estructura)**

Del análisis modal espectral del modelo de elemento finito de la zona de Cabecera Sur se tienen los siguientes resultados obtenidos de la corrida del programa de análisis STAADIII:

# MODO	PERIODO "T" (seg.)
1	0.516
2	0.373
3	0.230
4	0.201
5	0.145
6	0.111

Considerando que el terreno tiene un periodo $T_s = 4$ seg. En la zona de desplante de la estructura (según fig. A4.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo) se puede observar que la estructura de la zona Cabecera Sur presenta periodos o formas de vibrar muy pequeños y alejados del periodo del terreno lo cual indica que su rigidez es alta y que no representaría problemas de resonancia al encontrarse sus periodos alejados del periodo del terreno.

a.2) Revisión del modelo de elemento finito del marco tipo ejes 9-10

Del análisis de elemento finito de la zona del Marco Tipo se obtuvieron los siguientes resultados:

- Desplazamientos máximos debidos a Sismo en dirección x (dirección norte - sur)

Desp. Máx. = 3.9 cm

$$(\text{Desp. Máx.})(Q) = (3.9)(2) = 7.8 \text{ cm}$$

Estos esfuerzos son el resultado obtenido del análisis del programa de computadora STAADIII.

A nivel Azotea H= + 16.60 m

El cual representa $0.0047 H < 0.006 H$, lo cual indica que la rigidez de la estructura de la zona de Marco tipo cumple por desplazamientos debidos a Sismo actuando en la dirección Norte - Sur.

- Desplazamientos máximos debidos a Sismo en la dirección z (dirección oriente - poniente)

Desp. Máx. = 2.0 cm

$$(\text{Desp. Máx})(Q) = (2.0)(2) = 4.0 \text{ cm}$$

A nivel Azotea H = + 16.60 m

Que representa $0.0024 H < 0.006 H$, e indica que la rigidez de la estructura de la zona de Marco Tipo cumple por desplazamientos debidos a Sismo actuando en la dirección Oriente - Poniente.

➤ **Esfuerzos principales máximos (Esfuerzos normales)**

$$S_{\text{max}} = 103.36 \text{ kg/cm}^2$$

(En columna de nivel Permanencias, combinación de carga = CM+ CV + TREN – Sx - 0.30 Sz)

$$S_{\text{min}} = 93.36 \text{ kg/cm}^2$$

Estos esfuerzos son resultado del análisis computacional que se hizo del modelo.

Siendo el esfuerzo de compresión permisible establecido en las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para Distrito Federal (NTCRCDF) el siguiente:

$$T_{\text{comp}} = 0.85 f'c \quad \text{si } f'c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$T_{\text{comp}} = (1.05 - f'c/ 1250) f'c \quad \text{si } f'c > 250 \text{ kg/cm}^2$$

Para las columnas y trabes de este marco se tiene:

$$f'c = 350 \text{ kg/cm}^2$$

$$f'c = 0.8 f'c = 0.8 (350) = 280 \text{ kg/cm}^2 > 250 \text{ kg/cm}^2$$

$$\Rightarrow T_{comp} = 231.28 \text{ kg/cm}^2$$

$$\therefore T_{com} > S_{min} = 93.36 \text{ kg/cm}^2$$

Haciendo una relación de esfuerzos actuantes entre esfuerzos permisibles

$$\frac{S_{min}}{T_{comp}} (1.1) = \frac{93.36}{231.28} (1.1) = 0.44$$

Lo cual indica que, para la combinación de carga más desfavorable, la estructura estaría trabajando al 44% de su capacidad a esfuerzos normales que son producto de la combinación de esfuerzos de flexión, esfuerzos de membrana y de cortante; por lo que al igual que el marco de la cabecera sur su funcionamiento bajo la condición más desfavorable sería satisfactoria.

➤ **Formas Modales (Modos de vibrar de la estructura)**

Del análisis modal espectral del modelo de elemento finito de la zona de Marco Tipo se tienen los siguientes resultados obtenidos de la corrida del programa de análisis STAADIII:

# MODO	PERIODO "T" (seg)
1	0.55
2	0.36
3	0.28
4	0.20
5	0.16
6	0.15

Considerando que el terreno tiene un periodo $T_s = 4$ seg. En la zona de desplante de la estructura (según fig. A4.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo) se puede observar que la estructura de la zona de Marco Tipo presenta periodos o formas de vibrar muy pequeños y alejados del periodo del terreno lo cual indica que su rigidez es alta y que no representaría problemas de resonancia al encontrarse sus periodos alejados del periodo del terreno.

a.3) Revisión del modelo de elemento finito de la cabecera norte

Del análisis de elemento finito de la zona del Cabecera Norte se obtuvieron los siguientes resultados:

- Desplazamientos máximos debidos a Sismo en dirección x (dirección norte - sur)

Desp. Máx. = 1.3 cm

$$(\text{Desp. Máx})(Q) = (1.3)(2) = 2.6 \text{ cm}$$

Estos esfuerzos son el resultado obtenido del análisis del programa de computadora STAADIII.

A nivel Azotea H = + 16.60 m

El cual representa $0.0016 H < 0.006 H$, lo cual indica que la rigidez de la estructura de la zona de Cabecera Norte cumple por desplazamientos debidos a Sismo actuando en la dirección Norte - Sur.

- Desplazamientos máximos debidos a Sismo en la dirección z (dirección oriente - poniente)

Desp. Máx. = 2.7 cm

$$(\text{Desp. Máx})(Q) = (2.7)(2) = 5.4 \text{ cm}$$

Estos esfuerzos son el resultado obtenido del análisis del programa de computadora STAADIII.

A nivel Azotea H = + 16.60 m

Que representa $0.0033 H < 0.006 H$, e indica que la rigidez de la estructura de la zona de Cabecera Norte cumple por desplazamientos debidos a Sismo actuando en la dirección Oriente - Poniente.

➤ **Formas Modales (Modos de vibrar de la estructura)**

Del análisis modal espectral del modelo de elemento finito de la zona de Cabecera Norte se tienen los siguientes resultados obtenidos de la corrida del programa de análisis STAADIII:

# MODO	PERIODO "T" (seg)
1	0.477
2	0.345
3	0.276
4	0.238
5	0.221
6	0.145

Considerando que el terreno tiene un periodo $T_s = 4$ seg. En la zona de desplante de la estructura (según fig. A4.1 de las Normas Técnicas Complementarias para Diseño por Sismo) se puede observar que la estructura de la zona de Cabecera Norte presenta periodos o formas de vibrar muy pequeños y alejados del periodo del terreno lo cual indica que su rigidez es alta y que no representaría problemas de resonancia al encontrarse sus periodos alejados del periodo del terreno.

b) Revisión de modelos de marcos rígidos

b.1) Revisión del modelo de marcos rígidos de la cabecera sur.

De la revisión efectuada a los distintos elementos que conforman a la estructura de la zona de Cabecera Sur se tienen los siguientes resultados

➤ **Columnas de sección 0.90 x 3.00 m. a nivel Permanencias**

Flexo-compresión Biaxial

De los datos obtenidos en el programa de análisis STAADIII, tenemos:

$$P= 2459 \text{ t.}$$

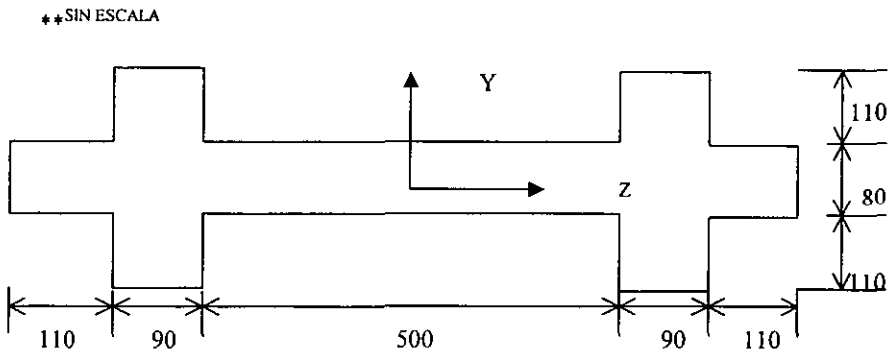
$$M_y= 2201 \text{ t.m}$$

$$M_z= 4822 \text{ t.m}$$

$$V_y= 929 \text{ t.}$$

$$V_z= 209 \text{ t.}$$

En la combinación de carga más desfavorable (CM+CV+TREN-Sx-0.3Sz), y considerando los ejes de la columna de la siguiente manera:



por lo tanto para esta combinación de carga tenemos lo siguiente:

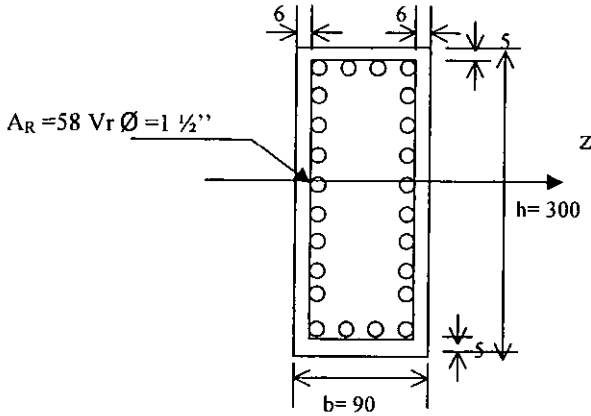
$$P_u= [(2459/2)+(2201/5)]*1.1= 1837 \text{ t.}$$

$$M_z= 4822(1.1)/2 = 2652 \text{ t.m}$$

$$V_y= 929(1.1)/2 = 511 \text{ t.}$$

$$V_z= 696(1.1)/2 = 383 \text{ t}$$

Tomando la columna de 90X300:



**SIN ESCALA

Por lo tanto utilizando los diagramas de interacción para una $d/h=0.95$

$$K = \frac{P_u}{F_R b h f'_c}$$

$$R = \frac{M_u}{F_R b h^2 f'_c}$$

$$K = (1837000)/(0.8 \cdot 90 \cdot 300 \cdot 238) = 0.357$$

$$R = (265200000)/(0.8 \cdot 90 \cdot 300^2 \cdot 238) = 0.172$$

$$\Rightarrow q = 0.2$$

Como:

$$q = \frac{A_s f_y}{b h f'_c}$$

$$\Rightarrow A_s = \frac{0.2 b h f'_c}{f_y}$$

$$\therefore A_s = 306 \text{ cm}^2$$

Empleando varillas de 1 ½" $A_s = 11.4 \text{ cm}^2$, obtenemos el número de varillas requeridas para este caso.

$$\# \text{ Varillas requeridas } 306/11.4 = 26.84$$

∴

$$\# \text{ Varillas } \emptyset = 1\frac{1}{2}" \quad \text{Requeridas} = 27 \quad (A_{s\text{req}} = 27 \times 11.4 = 307.8 \text{ cm}^2)$$

$$\# \text{ Varillas } \emptyset = 1\frac{1}{2}" \quad \text{Existentes} = 58 \quad (A_{s\text{exist}} = 58 \times 11.4 = 661.2 \text{ cm}^2)$$

$$\frac{A_{s\text{req}}}{A_{s\text{exist}}} = \frac{307.8}{661.2} = 0.47$$

Lo cual indica que las columnas de la zona de Cabecera Sur estarían trabajando al 47% de su capacidad a flexocompresión biaxial bajo la combinación de carga más desfavorable (CM+CV+TREN+Sx-0.30Sz) 1.1

- Cortante

Evaluando el porcentaje d acero:

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

$$\therefore P = (58 \cdot 11.4) / (90 \cdot 300) = 0.0244 > 0.01$$

$$\Rightarrow V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c}$$

$$V_{cR} = 0.5(0.8)(90)(300)(280)^{1/2}$$

$$V_{cR} = 180.719 \text{ t.}$$

$H = 300 > 70 \text{ cm}$ y $h/b = 300/90 = 3.3 < 6$, reducimos la fuerza cortante V_{cR} en un 30% según lo indica el NTC para concreto en su apartado 2.1.5 sección a).

$$\therefore V_{cR} = 180.719 \cdot 0.7 = 126.5 \text{ t.}$$

Considerando 6 ramas de estribos cerrados $\emptyset = 1\frac{1}{2}" @ 15 \text{ cm}$ en la dirección transversal de la columna (dato obtenido de planos estructurales proporcionados por la DGCOSTC).

$$A_v = 6 \cdot 2 \cdot 1.27 = 15.2 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \phi + \cos \phi)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{0.8 \cdot 15.24 \cdot 4200 \cdot 84 \cdot 1}{383000 - 126500} \leq \frac{0.8 \cdot 15.24 \cdot 4200}{3.5 \cdot 300} = 48.77 \text{ cm}$$

$$S = 16.77 \text{ cm} < 48.77 \text{ cm}$$

$\therefore S = 16.77 \text{ cm} > S_{exist} = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ los estribos existentes en la columna de la Cabecera Sur son adecuados en esta dirección.

Considerando 3 ramas de estribos cerrados $\emptyset = \frac{1}{2}'' @ 15 \text{ cm}$ en la dirección longitudinal de la columna (dato obtenido de planos estructurales proporcionados por la DGCOSTC)

$$A_v = 3 \cdot 2 \cdot 1.27 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \phi + \cos \phi)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{0.8 \cdot 7.62 \cdot 4200 \cdot 295 \cdot 1}{511000 - 126500} \leq \frac{0.8 \cdot 7.62 \cdot 4200}{3.5 \cdot 90} = 81.28 \text{ cm}$$

$$S = 19.64 \text{ cm} < 81.28 \text{ cm}$$

$\therefore S = 19.64 \text{ cm} > S_{exist} = 15 \text{ cm} \Rightarrow$ los estribos existentes en la columna de la Cabecera Sur son adecuados en esta dirección.

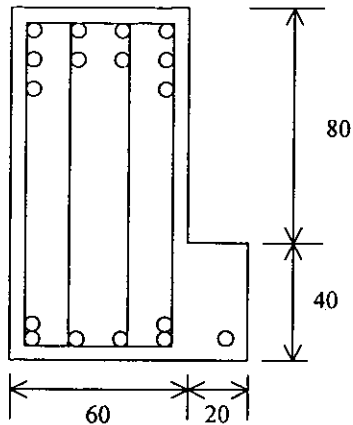
➤ **Trabes Nivel vestíbulo**

- *Cálculo de la resistencia a flexión.*

Armado de trabe:

Lecho inferior: 6 varillas #12 + 1 varilla # 8

Lecho superior: 11 varillas #12



** SIN ESCALA

• Para Momento Positivo.

$$A_s = 6 \cdot 11.4 + 5.07 = 73.47 \text{ cm}^2$$

$$p = \frac{A_s}{bd}$$

En este caso consideraremos a bd como el área de la sección, ya que debido al armado de la sección y por la geometría de la misma no se comete un gran error y es mucho más sencillo el cálculo.

$$p = 73.47/8000 = 0.0092$$

$$q = \frac{pf_y}{f_c}$$

$$\therefore q = 0.0092 \cdot 4200/238 = 0.162$$

Obteniendo el momento resistente de la trabe de nivel vestíbulo.

$$\Rightarrow M_R = F_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot d [1 - 0.5q]$$

$$M_R = (0.9)(873.47)(4200)(118)[1 - 0.5(0.162)]$$

$$M_R = 301.16 \text{ t.m}$$

Como contamos con dos traves de este tipo en el nivel vestibulo

$$M_R = (301.16)(2) = 602.32 \text{ t}$$

El momento último que se obtuvo del análisis de la computadora es igual a:

$$M_u = M_n \cdot F_c$$

$$M_u = (167.72)(1.5) = 251.58 \text{ t.m (por carga vertical)}$$

Haciendo una relación de momentos

$$M_u / M_R = (251.58) / (602.32) = 0.42 < 1$$

∴ La sección resulta sobrada a flexión en un 58%

- *Para Momento Negativo.*

Siguiendo el procedimiento anterior, tenemos los siguientes resultados.

$$A_s = (11.4)(11) = 125.4 \text{ cm}^2$$

$$\rho = (125.4) / (800) = 0.0157 \Rightarrow q = [(0.0157)(420)] / (238) = 0.28$$

$$M_R = (0.9)(125.4)(4200)(118)[1 - 0.5(0.28)]$$

$$M_R = 481.03 \text{ t.m}$$

Por dos traves de este nivel:

$$M_R = (481.03)(2) = 962.06 \text{ t.m}$$

Obteniendo el momento último:

$$M_u = (353.29)(1.5) = 529.94 \text{ t.m}$$

$$\therefore M_u / M_R = (529.92) / (962.06) = 0.55 < 1$$

∴ La sección resulta sobrada a flexión en un 45%

- Cortante.

$h = 120 \text{ cm} > 70 \text{ cm}$; $h/b = 120/60 = 2 < 6$ $\therefore V_{CR}$ debe reducirse en un 30%.

$$\rho = \frac{A_s}{bd}$$

$$\rho = [(17)(11.4)]/[60 \cdot 120 + 20 \cdot 40] = 0.024 > 1$$

RCDF. \Rightarrow se utiliza la formula 2.18 de las NTC para concreto del

$$V_{CR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f'_c}$$

$$V_{CR} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 60 \cdot 120 \cdot (280)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 48191.62 \text{ kg} = 48.19 \text{ t}$$

$$V_{CR} = 48.19 (0.7) = 33.733 \text{ t}$$

De análisis de computadora obtenemos que el cortante actuante es el siguiente

$$V_{act} = 161.03 \text{ t}$$

$$\therefore V_u = V_{CR} \cdot F_c$$

$$V_u = (161.03)(1.5) = 241.55 \text{ t} = 241545 \text{ kg}$$

Revisando la separación de estribos tenemos que las NTC para concreto del RCDF indican lo siguiente:

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \phi + \cos \phi)}{V_u - V_{CR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$\therefore S = \frac{0.8 \cdot 15.24 \cdot 4200 \cdot 115 \cdot 1}{241545 - 33733} \leq \frac{0.8 \cdot 15.24 \cdot 4200}{3.5 \cdot 60} = 243.84 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow S = 28.33 \text{ cm} < 243.84 \text{ cm.}$$

Considerando 6 estribos cerrados $\emptyset = \frac{1}{2}$ " separados a cada 20 cm.

$S_{req} = 28.38$ cm. (Separación de estribos de $\emptyset = \frac{1}{2}$ " requerida)

$\therefore S_{exist.} = 20$ cm < S_{req} .

Lo cual indica que los estribos existentes en traveses de nivel vestíbulo son adecuados.

$$V_{rest} = (F_r A_v f_y d) / S$$

$$V = 147.2$$
 t.

Como tenemos dos vigas en este nivel

$$\therefore V_{rest\ TOTAL} = 2(33.73 + 147.2) = 361.86$$
 t

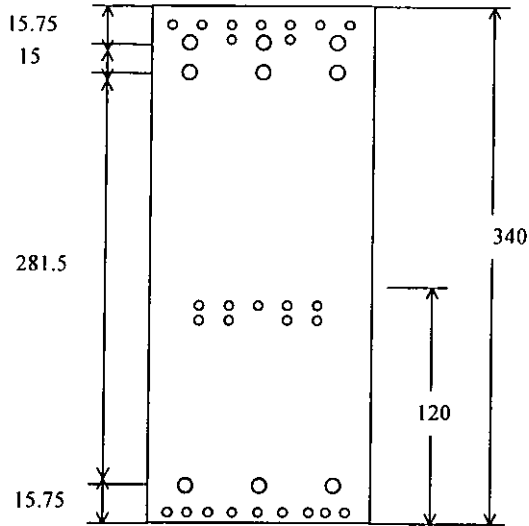
$$\therefore V_U / V_R = 241.55 / 361.86 = 0.69$$

Lo cual indica que las traveses están sobradas 30% para cortante

➤ **Trabes de Nivel Andén**

Cabezal Eje-1

El armado de este cabezal se muestra a continuación.



- Varilla del #10 ($\varnothing 11/4''$)
- Torón con 12 cables de $\varnothing 1/2''$

** SIN ESCALA.

Obtención del momento resistente sin considerar el presfuerzo.

$$A_{S_{superior}} = 9 \text{ vars. } \#10 = 9(7.92) = 71.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{inf}} = 9 \cdot 7.92 = 71.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{inf}} = 9 \cdot 7.92 = 71.28 \text{ cm}^2$$

⊕ Para momento negativo.

$$\bar{Y} = \frac{7 \cdot 7.92 \cdot 6 + 2 \cdot 7.92 \cdot 14}{71.28} = 7.78 \text{ cm}$$

$$d(M-) = 340 - 7.78 = 332.22 \text{ cm}$$

$$p = A_s / bd = (71.28) / (90 \cdot 332.22) = 0.00238$$

$$q = \rho f_y / f'_c = (0.00238 \cdot 4200) / 231.28 = 0.04322$$

$$M_{R(-)} = 0.9 \cdot 71.28 \cdot 4200 \cdot 332.22 \cdot (1 - 0.5[0.04322])$$

$$M_{R(-)} = 875.78 \text{ t.m}$$

⊕ Para momento positivo.

$$\bar{Y} = \frac{5 \cdot 7.92 \cdot 10 + 4 \cdot 7.92 \cdot 14}{71.28} = 11.78 \text{ cm}$$

$$\bar{Y} = \frac{71.28(120 - 11.78) + 71.28 \cdot 6}{2 \cdot 71.28} = 57.11 \text{ cm}$$

$$d(M+) = 340 - 57.11 = 282.89 \text{ cm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}, \quad p = 0.0056 ; \quad q = \frac{\rho f_y}{f'_c} \quad q = 0.1017$$

$$\therefore M_R = F_R A_s f_y d [1 - 0.5q]$$

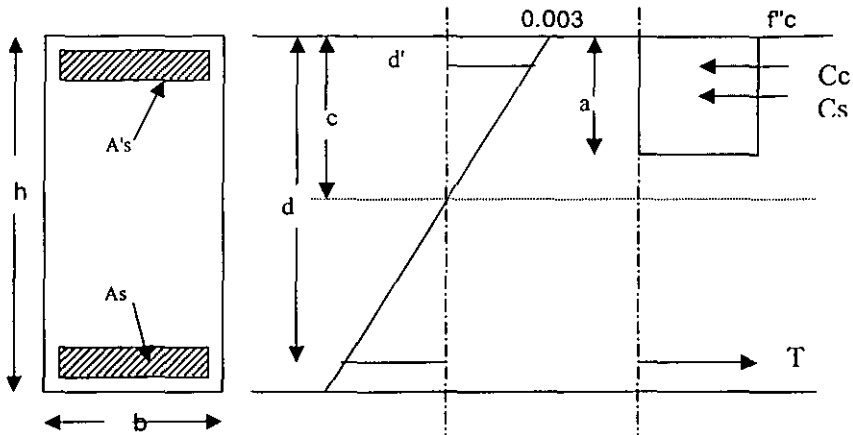
$$M_{R(+)} = 0.9 \cdot 142.5 \cdot 4200 \cdot 282.89 \cdot (1 - 0.5[0.1017])$$

$$M_{R(+)} = 1446.3 \text{ t.m}$$

Obtención del momento resistente debido al presfuerzo.

⚡ Para Momento positivo

Utilizando un criterio similar al de una trabe doblemente armada, tenemos el siguiente diagrama .



Considerando este diagrama y después de realizar varios tanteos, se obtienen los siguientes resultados:

Suponiendo el eje neutro $c=58.23 \text{ cm} \Rightarrow a=0.8c = 46.58 \text{ cm}$

$$C_c = a \cdot f'_c \cdot b = (46.58)(231.28)(90) = 969.65 \text{ t.}$$

Si;

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\epsilon'_s}{c - d'}$$

$$\epsilon'_s = \left(\frac{0.003}{c} \right) (c - d') \qquad f'_s = \epsilon'_s \cdot E$$

$$\therefore \varepsilon'_s = 0.001802 \quad f_s = 3784.54405$$

$$C_s = A_s \cdot f_s = 346.06 \text{ t.}$$

$$C_T = 1315.734 \text{ t.}$$

Por otra parte

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + \varepsilon_s}{d}$$

$$\varepsilon_s = \left(\frac{0.003}{c} \right) d - 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.001370$$

$$f_s = E \varepsilon_s$$

$$f_s = 28781.14$$

$$T = A_s f_s = 1315.874 \text{ t.}$$

Por lo que existe equilibrio interno y por lo tanto el momento resistente positivo de esta sección es:

$$M_R = 0.9 \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

$$\therefore M_R = 3563.90 \text{ t.m}$$

⊕ Para Momento Negativo.

Siguiendo el mismo procedimiento para obtener el momento resistente negativo, tenemos los siguientes resultados.

Suponiendo el eje neutro en $c = 83.15 \text{ cm} \Rightarrow a = 66.52 \text{ cm}$

$$C_c = a \cdot f'_c \cdot b = (66.52)(231.28)(90) = 1384.62 \text{ t.}$$

Si;

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\mathcal{E}'_s}{c - d'}$$

$$\mathcal{E}'_s = \left(\frac{0.003}{c} \right) (c - d')$$

$$f'_s = \mathcal{E}'_s \cdot E$$

$$\therefore \mathcal{E}'_s = 0.0024317$$

$$f'_s = 5106.675$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s = 233.477 \text{ t}$$

$$C_T = 1618.10 \text{ t.}$$

Por otra parte

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + \mathcal{E}_s}{d}$$

$$\mathcal{E}_s = \left(\frac{0.003}{c} \right) d - 0.003$$

$$\mathcal{E}_s = 0.008428$$

$$f_s = E \mathcal{E}_s$$

$$f_s = 17699.098$$

$$T = A_s f_s = 1618.41 \text{ t.}$$

Por lo que existe equilibrio interno y por lo tanto el momento resistente positivo de esta sección es:

$$M_R = 0.9 \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

$$\therefore M_R = 4165.4 \text{ t.m}$$

Revisión por carga vertical.

⊕ Para Momento Positivo.

$$M_{n(+)} = 1480.5 \text{ t.m}$$

$$M_{u(+)} = 1480.5 (1.5) = 2220.8 \text{ t.m}$$

$$M_{R(+)} = 3563.90 \text{ t.m} \quad (\text{debido al presfuerzo})$$

Aplicando pérdidas del presfuerzo correspondientes a un 20% de la resistencia de diseño.

$$M_{R(+)} = 3563.90(0.8) = 2851.12 \text{ t.m}$$

$$M_{R(+)} = 1446.30 \text{ t.m.} \quad (\text{debido al refuerzo})$$

$$\therefore M_{R(+)} \text{ total} = 4297.42 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_u / M_R = 0.517 < 1$$

∴ La sección del cabezal del eje 1 se considera adecuada a flexión positiva.

ϕ Para Momento Negativo (sismo).

$$M_{n(-)} = 3361.25 \text{ t.m}$$

$$M_{u(-)} = 3361.25 (1.1) = 3697.37 \text{ t.m}$$

$$M_{R(-)} = 4165.40 \text{ t.m} \quad (\text{debido al presfuerzo})$$

Aplicando pérdidas del presfuerzo correspondientes a un 20% de la resistencia de diseño.

$$M_{R(-)} = 4165.40 (0.8) = 3332.32 \text{ t.m}$$

$$M_{R(-)} = 875.78 \text{ t.m.} \quad (\text{debido al refuerzo})$$

$$\therefore M_{R(-) \text{ total}} = 4208.10 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_u / M_R = 0.878 < 1$$

∴ La sección del cabezal del eje 1 se considera adecuada a flexión negativa.

- **Cortante (Cabezal Eje 1)**

$$M_{R(-)} = 3332.32 \text{ t.m} \quad \text{sin varillas}$$

$$M_{R(-)} = 4208.10 \text{ t.m} \quad \text{con varillas.}$$

Obteniendo el índice de presfuerzo.

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}}$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente.

$$I_p = \frac{3332.32}{4208.10} = 0.782$$

$\therefore I_p < 0.9$ por lo que la sección se considera como parcialmente presforzada.

Obteniendo el peralte efectivo considerando torones no adheridos.

$$d = \frac{A_{sp} f_{sp} d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp} f_{sp} + A_s f_y}$$

donde d_s es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión, y f_{sp} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo, A_{sp} , cuando se alcanza la resistencia del elemento. Por lo tanto:

$$d = \frac{72 * 1.27 * 19000 * (340 - 23.25) + 9 * 7.92 * 4200 * (340 - 7.78)}{72 * 1.27 * 19000 + 9 * 7.92 * 4200}$$

$$d = 319 \text{ cm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \Rightarrow p = \frac{27 * 7.92 + 108 * 1.27}{90 * 319} = 0.012 > 0.01$$

$$\therefore V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c^*}$$

$$V_{cR} = 0.5 * 0.8 * 90 * 319 * \sqrt{280}$$

$$V_{cR} = 192.16 \text{ t}$$

$$V_n = 470.5 \text{ t}$$

$$V_u = 470.5 (1.5) = 705.75 \text{ t.}$$

Considerando 3 estribos cerrados $\emptyset = \frac{1}{2}$ " separados a cada 15 cm.

$$A_v = 3 * 2 * 1.27 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \phi + \cos \phi)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5 b}$$

$$S = \frac{0.8 * 7.62 * 307 * 4200 * 1}{705750 - 192160} \leq \frac{0.8 * 7.62 * 4200}{3.5 * 90} = 81.28 \text{ cm}$$

$$\therefore S_{req} = 15.89 \text{ cm}$$

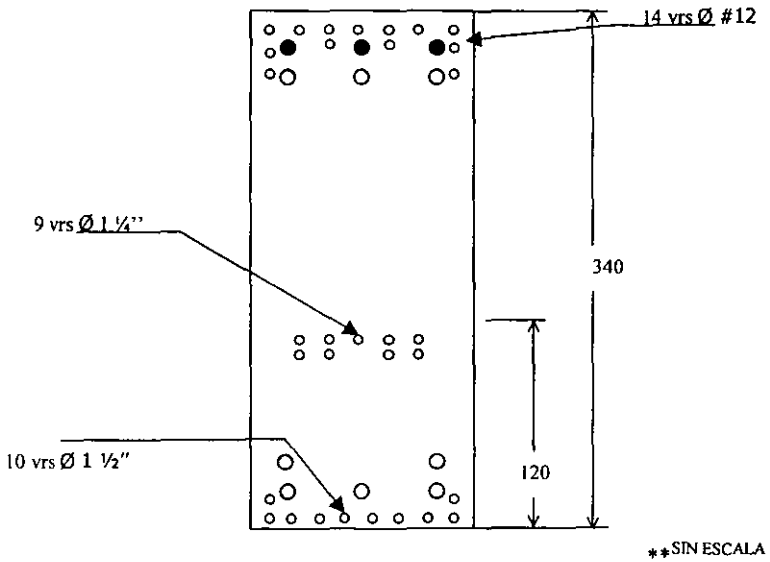
Sreq = 16 cm. (Separación de estribos de $\varnothing = \frac{1}{2}$ " requerida)

$$S_{exist.} = 15 \text{ cm} = S_{req.}$$

Por lo tanto podemos decir que los estribos existentes en el cabezal de eje 1 son adecuados para resistir la fuerza cortante máxima actuante.

Cabezal Eje 2

Procediendo de la misma manera que en el caso anterior, obtenemos los siguientes resultados.



- Cable con 12 torones de $\varnothing 1/2$ "
- Cable con 16 torones de $\varnothing 1/2$ "

Siguiendo el mismo procedimiento que en el caso anterior, tenemos:

Obtención del momento resistente sin considerar el presfuerzo.

$$A_{S_{\text{superior}}} = 14 \text{ vars. } \#12 = 14(11.4) = 159.6 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{inf}}} = 9 \cdot 7.92 = 71.28 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{inf}}} = 10 \cdot 11.4 = 114 \text{ cm}^2$$

$$A_{S_{\text{inf. tot.}}} = 185.28 \text{ cm}^2$$

⊕ Para momento negativo.

$$\bar{y} = \frac{8 \cdot 11.4 \cdot 6.25 + 4 \cdot 11.4 \cdot 15.75 + 2 \cdot 11.4 \cdot 25.25}{159.6} = 11.68 \text{ cm}$$

$$d(M_{-}) = 340 - 11.68 = 328.32 \text{ cm}$$

$$\rho = A_s / bd = (159.6) / (90 \cdot 328.32) = 0.005401$$

$$q = \rho f_y / f'_c = (0.005401 \cdot 4200) / 231.28 = 0.0098$$

$$\therefore M_R = F_R A_s f_y d [1 - 0.5q]$$

$$M_{R(-)} = 0.9 \cdot 159.6 \cdot 4200 \cdot 328.32 \cdot (1 - 0.5[0.0098])$$

$$M_{R(-)} = 1883.57 \text{ t.m}$$

⊕ Para momento positivo.

$$\bar{y} = \frac{71.28 \cdot 107.23 + 114 \cdot 8.25}{114 + 71.28} = 46.33 \text{ cm}$$

$$d(M_{+}) = 340 - 46.33 = 293.67 \text{ cm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd}, \quad p = 0.00701 ; \quad q = \frac{pf_y}{f_c} \quad q = 0.1273$$

$$\therefore M_R = F_R A_s f_y d [1 - 0.5q]$$

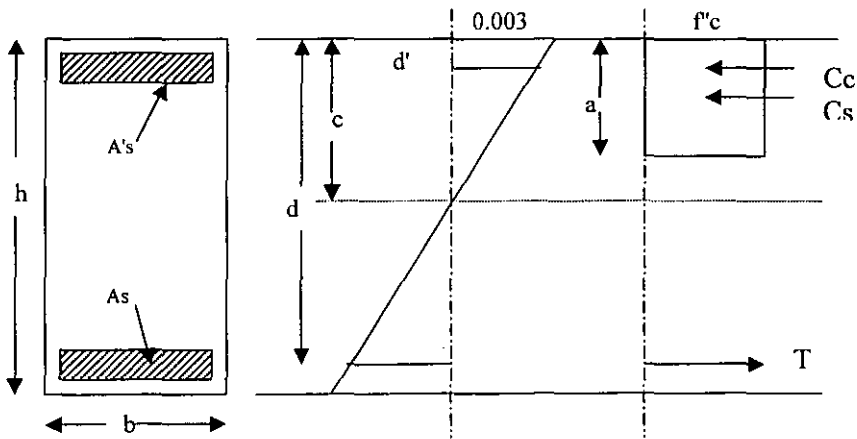
$$M_{R(-)} = 0.9 \cdot 185.28 \cdot 4200 \cdot 293.67 \cdot (1 - 0.5[0.1273])$$

$$M_{R(-)} = 1952.83 \text{ t.m}$$

Obtención del momento resistente debido al presfuerzo.

⊕ Para Momento positivo

Utilizando un criterio similar al de una trabe doblemente armada, tenemos el siguiente diagrama .



Considerando este diagrama y después de realizar varios tanteos, se obtienen los siguientes resultados:

$$\text{Suponiendo el eje neutro } c = 71.9 \text{ cm} \Rightarrow a = 0.8c = 57.52 \text{ cm}$$

$$C_c = a \cdot f' \cdot c \cdot b = (57.52)(231.28)(90) = 1197.29 \text{ t.}$$

Si;

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\mathcal{E}'_s}{c - d'}$$

$$\mathcal{E}'_s = \left(\frac{0.003}{c} \right) (c - d') \qquad f'_s = \mathcal{E}'_s \cdot E$$

$$\therefore \mathcal{E}'_s = 0.0019047 \qquad f'_s = 3999.93$$

$$C_s = A's \cdot f'_s = 426.71 \text{ t.}$$

$$C_T = 1624.0 \text{ t.}$$

Por otra parte

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + \mathcal{E}_s}{d}$$

$$\mathcal{E}_s = \left(\frac{0.003}{c} \right) d - 0.003$$

$$\mathcal{E}_s = 0.0101537$$

$$f_s = E \mathcal{E}_s$$

$$f_s = 21322.74$$

$$T = A_s f_s = 1625.8 \text{ t.}$$

Por lo que existe equilibrio interno y por lo tanto el momento resistente positivo de esta sección es:

$$M_R = 0.9 \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

$$\therefore M_R = 4196.98 \text{ t.m}$$

⊕ Para Momento Negativo.

Siguiendo el mismo procedimiento para obtener el momento resistente negativo, tenemos los siguientes resultados.

Suponiendo el eje neutro en $c = 86.13 \text{ cm} \Rightarrow a = 68.9 \text{ cm}$

$$C_c = a \cdot f' \cdot c \cdot b = (68.9)(231.28)(90) = 1434.5 \text{ t.}$$

Si;

$$\frac{0.003}{c} = \frac{\mathcal{E}'_s}{c - d'}$$

$$\mathcal{E}'_s = \left(\frac{0.003}{c} \right) (c - d')$$

$$f'_s = \mathcal{E}'_s \cdot E$$

$$\therefore \mathcal{E}'_s = 0.0021379$$

$$f'_s = 4489.655$$

$$C_s = A'_s \cdot f'_s = 342.11 \text{ t}$$

$$C_T = 1776.36 \text{ t.}$$

Por otra parte

$$\frac{0.003}{c} = \frac{0.003 + \mathcal{E}_s}{d}$$

$$\mathcal{E}_s = \left(\frac{0.003}{c} \right) d - 0.003$$

$$\varepsilon_s = 0.007928$$

$$f_s = E \varepsilon_s$$

$$f_s = 16649.32$$

$$T = A_s f_s = 1776.15 \text{ t.}$$

Por lo que existe equilibrio interno y por lo tanto el momento resistente positivo de esta sección es:

$$M_R = 0.9 \left[C_c \left(d - \frac{a}{2} \right) + C_s (d - d') \right]$$

$$\therefore M_R = 4495.08 \text{ t.m}$$

Revisión por carga vertical.

✦ Para Momento Positivo.

$$M_{n(+)} = 1984.66 \text{ t.m}$$

$$M_{u(+)} = 1984.66 (1.5) = 2276.99 \text{ t.m}$$

$$M_{R(+)} = 4196.98 \text{ t.m} \quad (\text{debido al presfuerzo})$$

Aplicando pérdidas del presfuerzo.

$$M_{R(+)} = 4196.98(0.8) = 3357.58 \text{ t.m}$$

$$M_{R(+)} = 1952.83 \text{ t.m} \quad (\text{debido al refuerzo})$$

$$\therefore M_{R(+)} \text{ total} = 5310.41 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_u / M_R = 0.428 < 1$$

∴ La sección del cabezal del eje 2 se considera adecuada a flexión positiva.

⊕ Para Momento Negativo (sismo).

$$M_{n(-)} = 4505.75 \text{ t.m}$$

$$M_{u(-)} = 4505.75 (1.1) = 4956.32 \text{ t.m}$$

$$M_{R(-)} = 4495.08 \text{ t.m} \quad (\text{debido al presfuerzo})$$

Aplicando pérdidas del presfuerzo.

$$M_{R(-)} = 4495.09 (0.8) = 3820.82 \text{ t.m}$$

$$M_{R(-)} = 1883.57 \text{ t.m.} \quad (\text{debido al refuerzo})$$

$$\therefore M_{R(-) \text{ total}} = 5704.39 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_u / M_R = 0.868 < 1$$

∴ La sección del cabezal del eje 2 se considera adecuada a flexión negativa.

• **Cortante (Cabezal Eje 2)**

$$M_{R(-)} = 3820.82 \text{ t.} \dots \dots \dots \text{sin varillas}$$

$$M_{R(-)} = 5704.39 \text{ t} \quad \text{con varillas.}$$

Obteniendo el índice de presfuerzo.

$$I_p = \frac{M_{Rp}}{M_{Rr} + M_{Rp}}$$

donde M_{Rp} y M_{Rr} son los momentos resistentes suministrados por el acero presforzado y por el acero sin presforzar, respectivamente.

$$I_p = \frac{3820.82}{5704.39} = 0.7$$

$\therefore I_p < 0.9$ por lo que la sección se considera como parcialmente presforzada.

Obteniendo el peralte efectivo considerando torones no adheridos.

$$d = \frac{A_{sp}f_{sp}d_p + A_s f_y d_s}{A_{sp}f_{sp} + A_s f_y}$$

donde d_s es la distancia entre la fibra extrema a compresión y el centroide del acero ordinario a tensión, y f_{sp} es el esfuerzo en el acero de presfuerzo, A_{sp} , cuando se alcanza la resistencia del elemento. Por lo tanto:

$$d = \frac{84 * 1.27 * 19000 * (340 - 26.25) + 14 * 11.4 * 4200 * (340 - 11.7)}{84 * 1.27 * 19000 + 14 * 11.4 * 4200}$$

$$d = 317.37 \text{ cm}$$

$$p = \frac{A_s}{bd} \Rightarrow p = \frac{24 * 11.4 + 9 * 7.92 + 144 * 1.27}{90 * 317.37} = 0.018 > 0.01$$

$$\therefore V_{cR} = 0.5 F_R b d \cdot \sqrt{f_c'}$$

$$V_{cR} = 0.5 * 0.8 * 90 * 317.37 \cdot \sqrt{280}$$

$$V_{cR} = 191.18 \text{ t}$$

$$V_n = 420.473 \text{ t}$$

$$V_u = 420.473(1.5) = 630.71 \text{ t.}$$

Considerando 3 estribos cerrados $\emptyset = \frac{1}{2}$ " separados a cada 15 cm.

$$A_v = 3 * 2 * 1.27 = 7.62 \text{ cm}^2$$

$$S = \frac{F_R A_v f_y d (\sin \phi + \cos \phi)}{V_u - V_{cR}} \leq \frac{F_R A_v f_y}{3.5b}$$

$$S = \frac{0.8 * 7.62 * 317.37 * 4200 * 1}{630710 - 191182} \leq \frac{0.8 * 7.62 * 4200}{3.5 * 90} = 81.28 \text{ cm}$$

$$\therefore S_{req} = 18.5 \text{ cm}$$

$S_{req} = 18.5 \text{ cm}$. (Separación de estribos de $\varnothing = 1/2''$ requerida)

$$S_{exist.} = 15 \text{ cm} < S_{req}$$

Por lo tanto podemos decir que los estribos existentes en el cabezal del eje 2 son adecuados para resistir la fuerza cortante máxima actuante.

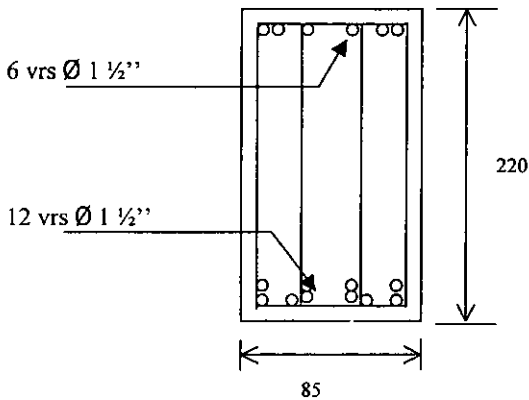
➤ Cimentación (Zona Cabecera Sur)

Para la contra trabe más desfavorable se tienen los siguientes resultados:

$$M_z = 1025 \text{ t.m}$$

$$M_{uz} = 1025(1.1) = 1127 \text{ t.m}$$

$$V_{uz} = 315.2(1.1) = 89.3 \text{ t.}$$



$$A_s = 11.4 (12) = 136.8 \text{ cm}^2$$

$$\rho = 136.8 / (85 * 215) = 0.0074856$$

$$\Rightarrow q = (0.0074856 * 4200) / 170 = 0.8149$$

$$M_R = F_R \cdot A_s \cdot f_y \cdot d [1 - 0.5q]$$

$$M_R = 0.9 \cdot 136.8 \cdot 4200 \cdot 215 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.1849)$$

$$M_R = 1009 \text{ t.m}$$

$$M_u/M_R = 1.12 \Rightarrow 12\% \text{ escasa en flexión.}$$

∴ Se puede considerar que esta sección es apropiada pues la diferencia entre los momentos no es muy importante, y sobre todo considerando los factores empleados y que se trata de la condición de carga más desfavorable y por lo tanto pueden considerarse que están en un orden aceptable.

$$V_{cR} = 0.5 F_R b d \sqrt{f_c}$$

$$V_{cR} = 0.5 \cdot 0.8 \cdot 85 \cdot 215 \cdot (200)^{1/2}$$

$$V_{cR} = 103.4 \text{ t}$$

$$V_u/V_{cR} = 89.3/103.4 = 0.8636$$

∴ La sección trabaja correctamente a cortante.

La revisión de la separación de refuerzo transversal de la sección no se realizó, ya que no se tiene información del armado en este aspecto. Sin embargo, mediante las inspecciones visuales realizadas, se puede observar que las contra trabes no presentan problemas que indiquen que el elemento no pueda soportar la condición de carga más desfavorable.

➤ **Desplazamientos laterales (Sismo en dirección Oriente - Poniente)**

Revisando el desplazamiento de las columnas de los ejes 1 y 2.

Desp. Máx. = 5.3 cm (resultado del programa de análisis STAADIII)

$$(\text{Desp. Máx.})(Q) = (5.3)(2) = 10.6 \text{ cm}$$

Según el RCDF

A nivel Azotea H = + 16.60 m

Que representa $0.0064 H \approx 0.006 H$, lo cual se considera adecuado en el artículo 209 del RCDF.

➤ **Desplazamientos laterales (Sismo en dirección Norte - Sur)**

Desp. Máx. = 0.6 cm

$$(\text{Desp. Máx})(Q) = (0.6)(2) = 1.2 \text{ cm}$$

Según el RCDF

A nivel Azotea $H = + 16.60 \text{ m}$

Que representa $0.001 H < 0.006 H$, lo cual se considera adecuado en el artículo 209 del RCDF.

➤ **Desplazamientos verticales de trabes (Nivel Andén)**

Desp. Máx. = 4.8 cm (Donde $L = 25.68 \text{ m}$) (obtenido del programa STAADIII)

En el artículo 184 del RCDF se establece que el desplazamiento vertical máximo al centro de una trabe incluyendo efectos a largo plazo es igual a

$$\text{Desp Máx} = L/240 + 0.5$$

Por lo tanto el desplazamiento vertical máximo permitido es de

$$\text{Desp Máx} = 2568/240 + 0.5 = 11.2 \text{ cm}$$

∴ Se considera adecuado

➤ **Desplazamientos verticales de trabes (Nivel Vestíbulo)**

Desp. Máx. = 1.1 cm (Donde $L = 25.68 / 2 = 12.84 \text{ m}$)
(Obtenido del programa STAADIII)

En el artículo 184 del RCDF se establece que el desplazamiento vertical máximo al centro de una trabe incluyendo efectos a largo plazo es igual a

$$\text{Desp M}á\text{x} = L/240 + 0.5$$

Por lo tanto el desplazamiento vertical máximo permitido es de

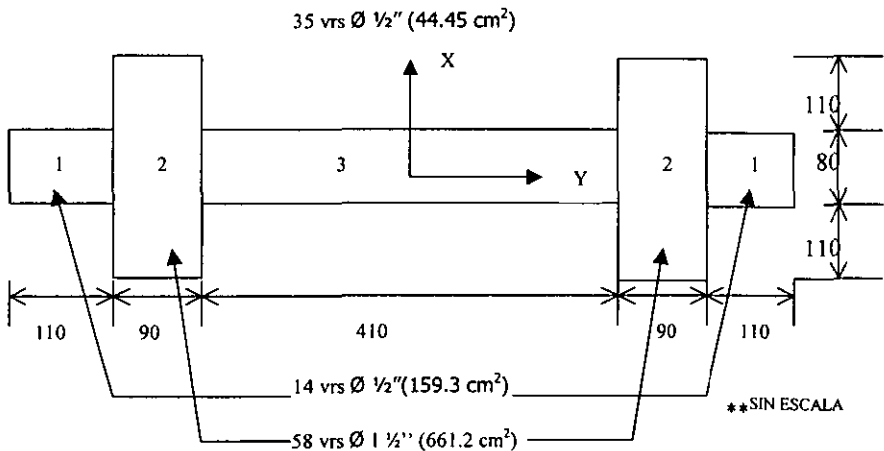
$$\text{Desp M}á\text{x} = 1284/240 + 0.5 = 5.85 \text{ cm}$$

∴ Se considera adecuado

b.2) Revisión del modelo de marco rígido tipo ejes 9-10.

De la revisión efectuada a los distintos elementos que conforman a la estructura del Marco rígido Tipo se tienen los siguientes resultados:

Columnas en Flexo-compresión Biaxial



$$A_c = 810 \cdot 80 + 4 \cdot 110 \cdot 90 = 104400 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 2 \cdot 44.45 + 661.2 + 159.6 = 1730.5 \text{ cm}^2$$

$$P_{R0} = F_R (A_c f'_c + A_s f_y)$$

$$P_{R0} = 0.8(104400 \cdot 238 + 1730.5 \cdot 4200) / 1000 = 25692.2 \text{ t.}$$

Obteniendo el momento resistente alrededor del eje X

Posición del acero a tensión.

$$\bar{X} = \frac{159.6 * 55 + 661.2 * 155}{159.6 + 661.2} = 135.55 \text{ cm}^2$$

$$A_s = 159.6 + 661.2 = 820.8 \text{ cm}^2$$

Fuerza de tensión última.

$$F_{Tu} = A_s f_y = 820.8 * 4200 = 3447.36 \text{ t.}$$

Profundidad del bloque en compresión.

$$a = (F_{Tu} / f'_c) / b = 181 \text{ cm}$$

$$\therefore d = 810 - 135.6 - (181/2) = 583.9 \text{ cm}$$

$$\Rightarrow M_{Rx} = F_R F_{Tu} d = (0.9)(3447.36)(5.84) = 1819.3 \text{ t.m}$$

Obteniendo el momento resistente alrededor del eje Y

Calculando por secciones parciales.

Sección 1

$$A_s = 14 * 11.4 = 159.6 \text{ cm}^2 \quad (\text{de planos estructurales})$$

$$\therefore p = 159.6 / (110 * 80) = 0.0181; \quad q = (0.0181 * 4200) / 283 = 0.32$$

De las gráficas de interacción para d/h= 0.9

$$R = 0.14$$

$$\therefore M_R = R F_R b h^2 f'_c = 0.14 * 0.9 * 110 * 80^2 * (238 / 10^5) = 211.11 \text{ t.m}$$

Sección 2.

$$A_s = 58 * 11.4 = 661.2 \text{ cm}^2 \quad (\text{de planos estructurales})$$

$$\therefore p = 0.02449; \quad q = 0.4322$$

De las gráficas de interacción para d/h= 0.9

$$R = 0.18$$

$$\therefore M_R = 3123 \text{ t.m}$$

Sección 3.

$$A_s = 70 \cdot 1.27 = 88.9 \text{ cm}^2$$

$$\therefore p_T = 0.00271; \quad q_T = 0.0478$$

$$M_R = F_R b d^2 f'_{c} q (1 - 0.5q); \quad q = q_T / 2 = 0.02391$$

$$\therefore M_R = 0.9 \cdot 410 \cdot 75^2 \cdot 238 \cdot 0.02391 \cdot (1 - 0.5 \cdot 0.02391) / 10^5$$

$$M_R = 116.72 \text{ t.m}$$

$$\therefore M_{R\text{TOTAL}} = M_{Ry} = 2M_{R1} + 2M_{R2} + M_{R3}$$

$$M_{Ry} = (2)211.11 + (2)3123 + 116.72 = 6784.94 \text{ t.m}$$

Del análisis realizado mediante el programa de computadora STAADIII para la combinación de carga más desfavorable.

$$P_u = (2011 + 180 + 140 + 208 \cdot 0.3)(1.1) = 2632.74 \text{ t}$$

$$P_o = 25692 \text{ t}$$

$$P_u / P_o = 0.1$$

$$M_{ux} = [18306/2](1.1) = 10068 \text{ T-m}$$

$$M_{rx} = 18119 \text{ T-m}$$

$$M_{ux} / M_{rx} = 0.556 < 1.0$$

$$M_{uy} = [810 + 56 + 49 + 4542 \cdot 0.3](1.1) = 2505 \text{ T-m}$$

$$M_{ry} = 6785 \text{ T-m}$$

$$M_{uy} / M_{ry} = 0.369 < 1.0$$

$$M_{ux} / M_{rx} + M_{uy} / M_{ry} = 0.556 + 0.369 = 0.925 < 1.0$$

Lo cual indica que las columnas del Marco rígido tipo estarían trabajando al 93% de su capacidad a flexocompresión biaxial bajo la combinación de carga más desfavorable (CM+CV+TREN+Sx-0.30Sz) 1.1

➤ **Trabes Nivel vestibulo**

Flexión Negativa

$M_u = 514 \text{ t.m}$ (del análisis hecho mediante la computadora)

$M_r = 962.06 \text{ t.m}$ (ver el análisis realizado en la revisión del marco de la cabecera sur)

$$\therefore M_u / M_r = 0.66 < 1.0$$

Lo cual indica que el acero de refuerzo de las trabes de nivel vestibulo es adecuado para resistir flexión negativa.

Flexión Positiva

$M_u = 468 \text{ t.m}$ (del análisis hecho mediante la computadora)

$M_r = 602.32 \text{ t.m}$ (ver el análisis realizado en la revisión del marco de la cabecera sur)

$$M_u / M_r = 0.86 < 1.0$$

Lo cual indica que el acero de refuerzo de las trabes de nivel vestibulo es adecuado para resistir flexión positiva

Cortante

$V_u = 302 \text{ t.m}$ (del análisis hecho en por la computadora)

$V_r = 361.86 \text{ t.m}$ (ver análisis de la cabecera sur)

$$V_u / V_r = 0.86 > 1.0$$

∴ Por lo cual la sección puede considerarse adecuada por cortante.

➤ **Trabes de Nivel Andén**

Cabezal 1

Momento Positivo actuante debido a carga vertical

$$Mu = 2234 \text{ t.m (resultado del análisis hecho en el programa de computadora)}$$

$$Mr = 4297.42 \text{ t.m (ver análisis del marco de la cabecera sur)}$$

$$Mu / Mr = 0.52 < 1.0$$

Lo cual indica que el acero de refuerzo del cabezal 1 es adecuado para Momento Positivo

Momento negativo actuante debido a carga vertical más sismo

$$Mu = 4053.5 \text{ t.m (resultado del análisis hecho en el programa de computadora)}$$

$$Mr = 4208.10 \text{ t.m (ver análisis del marco de la cabecera sur)}$$

$$Mu / Mr = 0.96 > 1.0$$

Lo cual indica que el acero de refuerzo del cabezal 1 es adecuado para Momento Negativo.

Cortante (Cabezal 1)

Siguiendo el mismo procedimiento que el utilizado en le análisis del marco de la cabecera sur, tenemos que:

Considerando 3 estribos cerrados $\emptyset = \frac{1}{2}$ " separados a cada 15 cm.

$$Vu = 806 \text{ t.}$$

$$S_{req} = 15.89 \text{ cm} < S_{exist}$$

∴ La sección es adecuada a cortante.

➤ **Desplazamientos laterales (Sismo en dirección Oriente - Poniente)**

Desp. Máx. = 8.7 cm

$$(\text{Desp. Máx})(Q) = (8.7)(2) = 17.4 \text{ cm}$$

Según el RCDF

A nivel Azotea H = + 16.60 m

Que representa $0.010 H < 0.012 H$, lo cual se considera adecuado en el artículo 209 del RCDF. Ya que existen elementos incapaces de soportar deformaciones apreciables.

➤ **Desplazamientos verticales de trabes (Nivel Vestíbulo)**

$$\text{Desp. Máx.} = 2.9 \text{ cm} \quad (\text{Donde } L = 25.68 / 2 = 12.84)$$

En el artículo 184 del RCDF se establece que el desplazamiento vertical máximo al centro de una trabe incluyendo efectos a largo plazo es igual a

$$\text{Desp Máx} = L/240 + 0.5$$

Por lo tanto el desplazamiento vertical máximo permitido es de

$$\text{Desp Máx} = 2568/240 + 0.5 = 11.2 \text{ cm}$$

∴ Se considera adecuado

➤ **Desplazamientos verticales de trabes (Nivel Andén)**

$$\text{Desp. Máx.} = 5 \text{ cm} \quad (\text{Donde } L = 25.68 \text{ m})$$

En el artículo 184 del RCDF se establece que el desplazamiento vertical máximo al centro de una trabe incluyendo efectos a largo plazo es igual a

$$\text{Desp Máx} = L/240 + 0.5$$

Por lo tanto el desplazamiento vertical máximo permitido es de

$$\text{Desp M\acute{a}x} = 2568/240 + 0.5 = 11.2 \text{ cm}$$

∴ Se considera adecuado

b.3) Revisi3n del modelo de marco r\acute{ı}gido de la cabecera norte

De la revisi3n efectuada a los distintos elementos que conforman a la estructura del Marco r\acute{ı}gido Tipo de la Cabecera Norte se tienen los siguientes resultados:

➤ *Columna en el tramo de cimentaci3n a v\`estibulo*

Flexocompresi3n Biaxial

$$P_u = (2977.87)1.1 = 3275.7 \text{ t.}$$

$$M_{Ux} = (5799.81)1.1 = 6379.8 \text{ t.m}$$

$$M_{Uy} = 1.1(5697.82) = 6267.6 \text{ t.m}$$

Utilizando diagramas de interacci3n con $d/h = 0.9$ y acero distribuido uniformemente.

$$A_s = 1635.5 \text{ cm}^2, \quad A_c = 100000 \text{ cm}^2$$

$$p = 0.016355; \quad q = 0.297$$

$$M = P \cdot e \Rightarrow \quad e = M/P$$

$$e_x = 6379.8/3275.7 = 1.95 \text{ m}$$

$$e_y = 6267.6/3275.7 = 1.91 \text{ m}$$

$$e_x/h_x = 1.95/3 = 0.65$$

$$e_y/h_y = 1.91/8.1 = 0.24$$

$$K_o = 1 + Kq = 1.30; \quad 0.1K_o = 0.13$$

Aproximadamente del diagrama

$$K_x = 0.3 \text{ y } K_y = 0.7$$

$$\therefore 1/K = 1/K_x + 1/K_y - 1/K_o$$

$$\therefore K = 0.25 > 0.1K_o$$

$$P_R = F_R K b h f'_c$$

$$P_R = 0.7 * 0.25 * 330 * 300 * 231.3 = 4007.3 \text{ t}$$

$$P_u / P_R = 0.82 < 1.0$$

Lo cual indica que las columnas de la Cabecera Norte estarían trabajando al 82% de su capacidad a flexo-compresión biaxial bajo la combinación de carga más desfavorable (CM+CV+TREN+Sx-0.30Sz) 1.1

Cortante

$$V_u = (1060.55)1.1 = 1167 \text{ t.m}$$

Considerando a la columna como un muro:

$$V_{CR} = 0.85 F_R t \sqrt{f'_c} ; \quad t = \text{área.}$$

$$V_{CR} = 0.85 * 0.8 * 100000 * (280)^{1/2}$$

$$V_{CR} = 1137.86 \text{ t.}$$

Fuerza resistente de la sección existente.

Acero existente: 2Ø ½" espaciado cada 12 cm.

$$\therefore A_v = 1.27 * 2 = 2.54 \text{ cm}^2$$

$$V_R = V_{CR} + V_a$$

$$V_a = (F_R A_v f_y d) / S$$

$$V_a = (0.8 * 2.54 * 4200 * 300) / 12 = 312.4 \text{ t.}$$

$$\therefore V_R = 1137.9 + 213.4 = 1351.3 \text{ t.}$$

$$V_u / V_R = 0.86 < 1.0$$

Lo cual indica que los estribos existentes en las columnas de la zona de Cabecera Norte son adecuados.

➤ **Trabes Nivel vestíbulo**

Flexión Negativa en una sola trabe

$$M_u = (338)1.1 = 372 \text{ t.m}$$

$$M_R = 481.03 \text{ t.m} \quad (\text{ver análisis hecho en los modelos anteriores})$$

$$M_u / M_R = 0.77 < 1.0$$

Lo cual indica que el acero de refuerzo de las trabes de nivel vestíbulo es adecuado para resistir flexión negativa.

Flexión Positiva en una sola trabe

$$M_u = (215.6)1.1 = 237 \text{ t.m}$$

$$M_R = 301.16 \text{ t.m} \quad (\text{ver análisis hecho en los modelos anteriores})$$

$$M_u / M_R = 0.78 < 1.0$$

Lo cual indica que el acero de refuerzo de las trabes de nivel vestíbulo es adecuado para resistir flexión positiva

- Cortante en una sola trabe

$$V_u = (130.27)1.1 = 143.3 \text{ t}$$

$$V_{cR} = 33.73 \text{ t.} \quad (\text{ver análisis del marco de la cabecera sur})$$

Estribos existentes = 6 ramas de $\varnothing \frac{1}{2}$ " espaciado a cada 20 cm.

$$V_a = [0.8 \cdot (6 \cdot 1.27) \cdot 4200 \cdot 113] / 20 = 144.66 \text{ t.}$$

$$\therefore V_R = V_{cR} + V_a$$

$$V_R = 33.73 + 144.66 = 178.4 \text{ t.m}$$

$$V_u / V_R = 0.80 < 1.0$$

Lo cual indica que los estribos existentes en trabes de nivel vestíbulo son adecuados.

➤ **Trabes de Nivel Andén**

Cabezal del eje 14

Trabe crítica sobre el eje 14, ya que en esta parte se cuenta con una participación de el marco tipo y con la aportación de carga de el puente sobre el que circulan los trenes.

$$\therefore \% \text{ de carga tributaria} = L_{\text{puente}}/L_{\text{tramo tipo}}$$

$$\% \text{ de carga} = 20/(20+12.5) = 0.62 = 62\% \text{ de carga para el eje 14}$$

Momento Positivo actuante debido a carga vertical

De acuerdo al diagrama y listados del programa de análisis.

$$M(+)_{\text{cm}+\text{cv max}} = 4830.7 \text{ t.m}$$

$$M(+)_{\text{tren}} = 567.6 \text{ t.m}$$

$$M_{\text{presfuerzo}} = 306.8 \text{ t.m}$$

$$\therefore M_u = 1.5(4830.7+567.6-306.8)=7637.25 \text{ t.m}$$

Para la trabe del eje 14 se tiene un 62% del total de la carga.

$$\Rightarrow M_u = 0.62 \cdot 7637.25 = 4735 \text{ t.m}$$

$$M_R = 4538 \text{ t.m} \quad (\text{resultado del análisis de computadora para esta trabe presfzada})$$

$$\therefore M_u / M_r = 1.04 > 1.0$$

El valor de excedencia del momento último sobre el resistente puede considerarse adecuado.

Momento negativo actuante debido a carga vertical más sismo

$$M_{\text{cv}+\text{tren}+\text{sismo-presfuerzo}} = 9487.85 \text{ t.m}$$

$$\Delta M_{\text{debido al cortante}} = 3730.5 \text{ t.m}$$

$$\therefore M(-) = 9487.85 - 3730.5 = 5757.4 \text{ t.m}$$

Por área tributarias en el eje 14, le corresponde el 70% de la carga actuante total.

$$\therefore M(-) = 0.7 * 5757.4 = 4030.2 \text{ t.m}$$

$$\Rightarrow M_u = 1.1 * 4030.2 = 4443 \text{ t.m}$$

$M_R = 5015 \text{ t.m}$ (resultado del análisis de computadora para esta trabe presforzada)

$$M_u / M_r = 0.89 < 1.0$$

Lo cual indica que el acero de refuerzo del cabezal del eje 14 es adecuado para Momento Negativo

Cortante

Los datos obtenidos de la corrida sobre cortante en la trabe del eje 14 nos dan como resultado lo siguiente:

$$V_{cv+sismo+tren} = 1318.8 \text{ t.}$$

$$V_{presfuerzo} = 89.54 \text{ t}$$

Como las cargas actuantes sobre la trabe del eje 14 corresponden al 62%, el cortante correspondiente es de:

$$V = 1318.8 * 0.62 = 817.66 \text{ t}$$

$$\therefore V_{Total} = 817.66 - 89.54 = 728.12 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow V_u = 1.1(728.12) = 800.92 \text{ t.}$$

Tomando el efecto del presfuerzo para revisar la capacidad de la trabe a cortante por la fuerza axial actuando en el eje 14 tenemos:

$$P_n = 2844.1 \text{ t}$$

$$\therefore P_u = (2844.1)1.5 = 4266.15 \text{ t.}$$

Como le corresponde el 62% de las cargas totales actuantes

$$P_u = 4266.15 \cdot 0.62 = 2645 \text{ t.}$$

Según el apartado 2.1.5 de las NTC en su parte correspondiente a miembros sujetos a flexión y carga axial, tenemos que:

$$0.7f_c A_g + 2000A_s = 0.7 \cdot 280 \cdot (90 \cdot 340) + 2000(290) = 6577.6 \text{ t} > P_u$$

$$\Rightarrow 1 + 0.007 P_u / A_g = 1 + 0.007(2645/30600) = 1.61$$

$$\therefore V_{cR} = 1.61 \cdot V_{cR}$$

$$V_{cR} = 0.8 \cdot 0.5 \cdot 90 \cdot 330 \cdot (280)^{1/2} = 198.8 \text{ t.}$$

$$\therefore V_{cR} = 1.61 \cdot 198.8 = 320 \text{ t.}$$

$$V_a = (F_R A_v f_y d) / S$$

Considerando 6 ramas $\emptyset \frac{1}{2}'' @ 15 \text{ cm}$.

$$V_a = (0.8 \cdot 6 \cdot 1.27 \cdot 4200 \cdot 330) / 15 = 563.3 \text{ t.}$$

$$\therefore V_R = 320 + 563.3 = 883.3 \text{ t.}$$

$$\Rightarrow V_u / V_R = 800.9 / 883.3 = 0.91 < 1.0$$

La trabe es adecuada a cortante.

➤ **Desplazamientos verticales de trabes (Nivel Andén)**

$$\text{Desp. Máx.} = 4.5 \text{ cm} \quad (\text{Donde } L = 25.68 \text{ m})$$

En el artículo 184 del RCDF se establece que el desplazamiento vertical máximo al centro de una trabe incluyendo efectos a largo plazo es igual a

$$\text{Desp Máx} = L/240 + 0.5$$

Por lo tanto el desplazamiento vertical máximo permitido es de

$$\text{Desp Máx} = 2568/240 + 0.5 = 11.2 \text{ cm}$$

\therefore Se considera adecuado el desplazamiento.

➤ **Desplazamientos verticales de trabes (Nivel Vestíbulo)**

$$\text{Desp. Máx.} = 2.55 \text{ cm} \quad (\text{Donde } L = 25.68 / 2 = 12.84)$$

En el artículo 184 del RCDF se establece que el desplazamiento vertical máximo al centro de una trabe incluyendo efectos a largo plazo es igual a

$$\text{Desp Máx} = L/240 + 0.5$$

Por lo tanto el desplazamiento vertical máximo permitido es de

$$\text{Desp Máx} = 1284/240 + 0.5 = 5.85 \text{ cm}$$

∴ El desplazamiento se considera adecuado.

CAPITULO V

ESTUDIOS ADICIONALES.

Para la correcta realización de cualquier proyecto, es necesario e indispensable la participación de varias ramas de la ingeniería. Esta participación tiene como finalidad el obtener datos precisos sobre las características del problema en estudio, o de fenómenos que ocasionan los diversos problemas que se presentan en el desarrollo del proyecto para poder dar una solución adecuada.

En nuestro caso, adicionalmente a la participación del departamento de Estructuras y debido a la naturaleza del problema, fue necesaria la participación de dos áreas de la Ingeniería Civil: Geotécnia, Topografía y Sísmica.

Su participación consistió, en lo que se refiere a Geotécnia, principalmente en la obtención de los problemas ocasionados en la masa del suelo, como son la capacidad de carga del terreno y la obtención de las causas por las que se están presentando los hundimientos de manera irregular y que están provocando los problemas estructurales.

El departamento de Topografía se abocó a llevar el control y registro de los hundimientos que se están presentando, con la finalidad de poder observar con claridad cual es la tendencia que estos siguen y poder identificar las zonas de mayor problema dentro del conjunto.

Sísmica, por su parte se abocó a la realización de un estudio completo de riesgo sísmico en la zona de Pantitlán, con lo que se evaluó el posible peligro que puede tenerse si las estructuras no son reparadas eficazmente; además, dicho estudio incluye otros aspectos como son la recopilación de datos históricos de hundimientos regionales, geohidrología de la cuenca del Valle de México, sismicidad y peligro sísmico en el territorio mexicano, y lo más importante, respuesta sísmica estructural en el sitio de Pantitlán. En este último capítulo, se desarrolla el estudio de periodo de retorno de un sismo que pudiera afectar las estructuras del conjunto y la creación de un espectro de diseño sísmico, con el cual poder llevar acabo los estudios correspondientes de revisión estructural, que ya se vio en el capítulo anterior.

Para tener una mayor claridad de estos estudios realizados, a continuación se presentan los resultados obtenidos por ambos departamentos.

1 ESTUDIOS GEOTÉCNICOS.

Por parte del departamento de Geotécnica de la Facultad de Ingeniería, se realizaron una serie de sondeos en diversas zonas del Conjunto Pantitlán para la determinación de propiedades índice, de resistencia y de deformabilidad, así como las características de compresibilidad que caracterizan el subsuelo del Conjunto Pantitlán.

Todas las muestras obtenidas fueron objeto de las pruebas que a continuación se indican y que de acuerdo con la naturaleza del material encontrado fueron las mínimas requeridas para la determinación de los parámetros necesarios en diversos análisis.

En todas las muestras se realizó la clasificación visual y al tacto (en estado seco y húmedo), Límites de consistencia (LL y LP) y se determinó el contenido natural de agua (w%).

En las muestras inalteradas se realizaron los siguientes ensayos:

1. Determinación del porcentaje de material fino.
2. Densidad de sólidos.
3. Resistencia a la compresión simple.
4. Prueba triaxial rápida (UU).
5. Consolidación unidimensional.
6. Pruebas de péndulo de torsión.

Los resultados que se obtuvieron en la realización de cada una de estas pruebas se encuentran registrados en una serie de tablas e informe que se entregó tanto a la Facultad de Ingeniería como a DG COSTC y que no es necesario presentar en este trabajo, ya que esta Tesis no tiene como objetivo mostrar los trabajos realizados por este departamento sino que se enfoca principalmente a los aspectos estructurales del problema.

De acuerdo con los resultados de laboratorio, se puede concluir lo siguiente:

1. Las resistencias al esfuerzo cortante en pruebas de compresión simple varían entre 2.7 t/m^2 y 9 t/m^2 .

2. En la prueba triaxial, la cohesión del suelo varía entre 1.60 t/m^2 y 4.00 t/m^2 .
3. El contenido de agua de los estratos arcillosos tiene valores máximos del orden de 400% a 500%.
4. Las velocidades de cortante en el estrato de arcilla (FAS) varían entre 43 y 81.9 m/s y el módulo de elasticidad al corte entre 21.8 y 75.4 kg/cm^2 .

Con la creación de estos datos se logró crear varios perfiles estratigráficos, de estos el más completo y el que en nuestro caso nos da más información por haberse realizado en el edificio es el que corresponde a los sondeos mixtos 1, 2 y 3; y que se presenta en el **plano TESIS-00-JCM-CAP.V-003-P (ver anexo 1)**

Se realizó la revisión de las zapatas que tiene el edificio mediante programas computacionales, obteniéndose los siguientes resultados:

➤ ZAPATAS RECTANGULARES

a) Condiciones actuales

Las zapatas rectangulares consisten en un cajón rígido de 12.0 m de ancho, 35.0 m de longitud y 2.20 m de peralte, apoyado en 99 pilotes de sección cuadrada de 30 cm de lado, cuya punta, de acuerdo con la información obtenida del plano **TESIS-00-JCM-CAP.V-003-P** alcanza los 37.9 m de profundidad con respecto al nivel del brocal del SM-3. La descarga total por zapata de la superestructura y su cimentación es de 7129 ton .

En el diseño original se consideró que los pilotes trabajan exclusivamente a fricción. A la fecha, los resultados de la investigación de campo indican que dichos pilotes han alcanzado prácticamente la capa dura, por lo que es muy probable que a corto plazo, dadas las irregularidades que dicha capa tiene en cuanto a espesor y compacidad, el comportamiento de las zapatas se vuelva completamente impredecible.

b) Revisión de la capacidad de carga

Para determinar la capacidad de carga última por fricción de los pilotes existentes se empleó el criterio de Zeevaert (1973), mediante un programa de computadora denominado AVALON, cuyas hipótesis de trabajo son:

- 1) Durante el hincado el suelo alrededor del pilote sufre un fuerte remoldeo, disminuyendo de manera importante su resistencia al esfuerzo cortante en estado natural.

2) Conforme transcurre el tiempo el suelo se reconsolida y gana resistencia a lo largo del fuste del pilote, siendo el parámetro de resistencia representativo del fenómeno, el ángulo de fricción interna *residual*; sin embargo, en el cálculo de la capacidad de carga por fricción, la resistencia ganada por reconsolidación no debe ser mayor que la obtenida en condiciones no drenadas en el material inalterado.

3) La resistencia al esfuerzo cortante es menor en el contacto suelo con suelo que entre pilote y suelo, por lo que se acepta la existencia de una pequeña película de material fuertemente adherida al pilote.

4) En el campo de pilotes existe interacción entre ellos, lo cual se toma en cuenta a través del concepto de área tributaria.

Con base en las consideraciones anteriores, la capacidad de carga por fricción última, para un pilote, se calcula mediante la siguiente expresión:

$$Q_{fu} = [(FP)_k]_{z_0}^d + \varpi \sum_{z_0}^d c_i \Delta z_i \quad (V.1)$$

donde:

$(FP)_k$: fricción positiva ganada por reconsolidación del suelo desde la cabeza del pilote hasta una profundidad z_0 .

ϖ : perímetro ampliado del pilote.

c_i : cohesión de los diferentes estratos de suelo localizados entre la profundidad z_0 y d .

Δz_i : espesor de los diferentes estratos de suelo localizados entre la profundidad z_0 y d .

A partir de la expresión V.1, se calculó una capacidad de carga última de los pilotes existentes de aproximadamente 58 t, de lo cual se deduce que el conjunto de pilotes por zapata toma actualmente alrededor de 5718 t, equivalentes a una presión q_p igual a 13.61 t/m². Las 1411 toneladas restantes, las absorbe el cajón de cimentación, con una presión de contacto efectiva, q_a , de 3.10 t/m², mayor que el esfuerzo vertical efectivo inicial al nivel de desplante, σ_{od} , de 2.90 t/m². Esta situación no es recomendable porque conduce a hundimientos excesivos de la cimentación en condiciones estáticas. Este aspecto se desarrolla con mayor detalle en el inciso "c".

Conviene señalar además, que en condiciones sísmicas, el estado de esfuerzos anterior puede generar inestabilidad, debido a que no se cuenta con una reserva de resistencia suficiente para tomar los incrementos de esfuerzo sísmico por cabeceo de la estructura (inciso "d"). Para reducir la presión de contacto se puede incrementar el número de pilotes, agrandar el área de contacto o llevar el cajón a mayor profundidad.

c) Hundimientos

Los asentamientos que se presentan en los estratos arcillosos, se encuentran definidos por la siguiente expresión:

$$\delta = \frac{\Delta e}{1+e} d \quad (V.2)$$

donde:

- δ asentamiento presentado por el estrato.
- d espesor del estrato.
- e relación de vacíos inicial (estado natural del suelo).
- Δe variación de la relación de vacíos correspondiente al cambio de esfuerzos verticales efectivos entre el estado inicial y el estado final.

El cambio en los esfuerzos verticales producido por la presión de contacto q_a y la presión q_p se calculó utilizando el programa de computadora "AVALON".

La aplicación de la ecuación V.2 conduce a un asentamiento de 2.15 m, contra el asentamiento medido de 1.8 m que se ha presentado hasta la fecha, el cual es excesivo y produce un comportamiento inadecuado de la estructura.

d) Comportamiento sísmico

Con el objeto de estimar el coeficiente sísmico aplicable a las estructuras del conjunto Pantitlán se llevó a cabo un análisis aproximado de interacción suelo - cimentación con un método debido a Zeevaert (1980), cuyo procedimiento es:

1) Cálculo del módulo de cimentación por rotación (K_θ).- Este parámetro es función de las propiedades dinámicas de la masa del suelo. Para el cálculo de este módulo se supuso que los pilotes y las paredes del cajón no contribuyen a la rigidez al giro de la estructura, al oscilar ésta durante un evento sísmico. Dicho módulo se evalúa con la siguiente expresión:

$$K_\theta = \frac{M_v}{\theta} \quad (V.3)$$

siendo M_v el momento de volteo por balanceo de la estructura y θ el ángulo de giro.

2) Cálculo del periodo de rotación de la cimentación (T_θ). Depende de la masa oscilante y del módulo K_θ . Este periodo se calcula como:

$$T_\theta = 2\pi h_m \sqrt{\frac{M}{K_\theta}} \quad (V.4)$$

siendo M la masa de la estructura y de su cimentación y h_m la altura al centro de masa del sistema.

3) Período acoplado (T_o). Este período se calcula como la raíz cuadrada de la suma de los cuadrados, del período fundamental de la estructura empotrada en la cimentación, (T_n) y del período (T_θ).

$$T_o^2 = T_n^2 + T_\theta^2 \quad (V.5)$$

4) Amortiguamiento crítico equivalente (ζ_o). Depende del amortiguamiento del subsuelo, ζ_o , y del amortiguamiento de la estructura ζ_n .

$$\zeta_o = -\sqrt{1 - g_o} \quad (V.6)$$

siendo g_o un parámetro que depende de los amortiguamientos de la estructura y el suelo y del período acoplado del sistema.

5) Período dominante del subsuelo T_s . Para su cálculo se hicieron intervenir los módulos de rigidez dinámica y los espesores de los diferentes estratos de suelo compresible. Se calcula como:

$$T_s = 4 \sum_{i=1}^n \frac{d_i}{v_{si}} \quad (V.7)$$

siendo d_i el espesor de cada estrato compresible y v_{si} la velocidad de la onda de cortante.

6) Factor de amplificación (f_a). Se calcula como:

$$f_a = \frac{R_a}{a_m} \quad (V.8)$$

siendo R_a la pseudoaceleración y a_m la aceleración máxima en la superficie del suelo.

7) Coeficiente sísmico c . Es igual a la relación entre la aceleración en el centro de masa de la estructura, a , y la aceleración de la gravedad, g .

$$c = \frac{a}{g} \quad (V.9)$$

La aceleración a , se calcula como la aceleración máxima a_m , en la superficie del suelo generada por el sismo de diseño en campo libre, multiplicada por el factor de amplificación.

La aplicación del procedimiento descrito a las zapatas rectangulares de la Estación Pantitlán condujo a los siguientes resultados:

$$K_0 = 653,873 \text{ t/m}; \quad T_0 = 2.017 \text{ s}, \quad T_o = 2.08 \text{ s}, \quad \zeta_0 = 12.77\%, \quad T_s = 4.8 \text{ s}$$

En el caso del coeficiente sísmico, si la aceleración máxima en la superficie del suelo es de 180 gal (valor registrado durante el sismo de 1985 en SCT), éste resulta de:

$$c = 0.385$$

Este último valor es muy similar al coeficiente sísmico de 0.40 que establecen las Normas Técnicas Complementarias para Diseño Sísmico (1993) del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (1994), desplantadas en la zona de lago (zona III), para estructuras diferentes del grupo "A". Cabe señalar que las mismas Normas indican que este coeficiente deberá multiplicarse por 1.5 en caso de que la estructura sea del grupo "A".

➤ ZAPATA TRAPEZOIDAL

a) Condiciones actuales

La zapata trapezoidal, consiste de un cajón con un peralte de 2.2 m, base mayor de 34.20 m, base menor de 22.75 m y longitud de 35.0 m, con un área en planta de 996.6 m². Dicha zapata constituye el apoyo del extremo sur de la Estación Pantitlán y su forma obedece a que en ella se integró, dada su cercanía, el apoyo subsecuente a la cabecera sur de la línea 9, ubicado antes de cruzar la avenida Talleres Gráficos. El cajón se apoya a su vez en 125 pilotes de sección cuadrada de 30 cm de lado, cuya punta alcanza los 49.80 m de profundidad, aproximadamente, atravesando la primera capa dura, que en el sitio se encuentra entre 38.0 y 40.95 m de profundidad con respecto al nivel del brocal del sondeo SM-3. La descarga total de la superestructura y su cimentación es de 12260 t, que corresponde a una presión total de 12.3 t/m². Adicionalmente hay que considerar que existe una excentricidad de carga de 1.29 m en sentido longitudinal a la línea y despreciable en sentido transversal, lo que da origen a un momento de volteo de 15631 t.m.

En el diseño original se consideró que los pilotes trabajan exclusivamente a fricción, y que cargan el peso total de la superestructura y cimentación. Aún cuando estos pilotes no tienen la posibilidad de alcanzar un estrato resistente, ni siquiera a largo plazo, por la forma de la zapata y la excentricidad de carga que manifiesta se ha provocado que se mueva diferencialmente en sentido vertical, presentando un asentamiento diferencial superior a 0.004 del claro, valor límite para estructuras de concreto que marcan las NTCDC (1993) es de 0.001. El

levantamiento topográfico indica que también se han producido asentamientos diferenciales con respecto a las zapatas rectangulares.

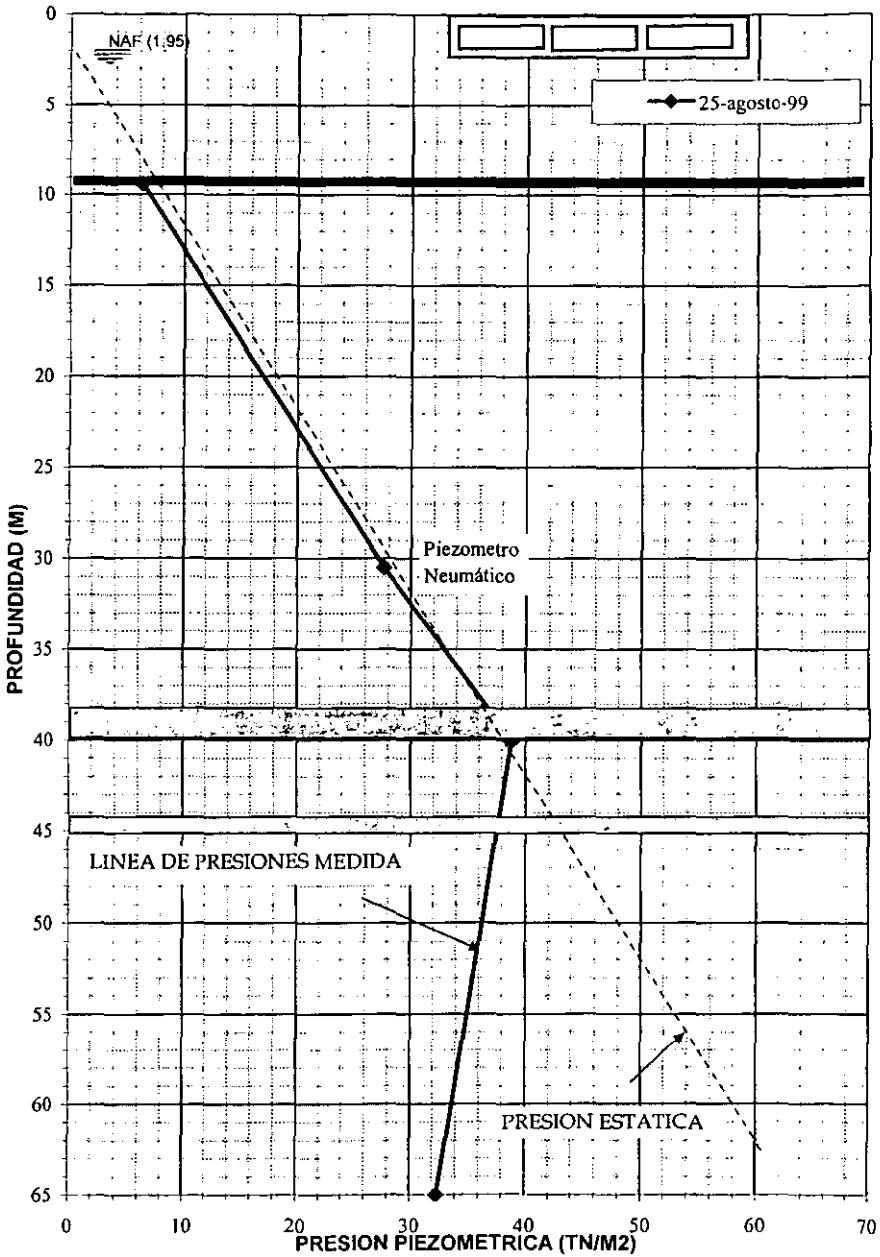
b) Revisión de la capacidad de carga

La capacidad de carga también se evaluó con el criterio de Zeevaert mediante el programa AVALON, a partir de la expresión V.1, resultando una capacidad de carga de 99 ton por pilote, que conduce a una presión q_p de 12.42 t/m². Este resultado muestra que no existe presión de contacto en la interfaz suelo-zapata, por lo que el cajón tenderá a despegarse del suelo. Al no haber presión de contacto, el comportamiento bajo un sismo se vuelve incierto por la posibilidad de que los pilotes penetren de manera súbita, provocando un mayor desplome.

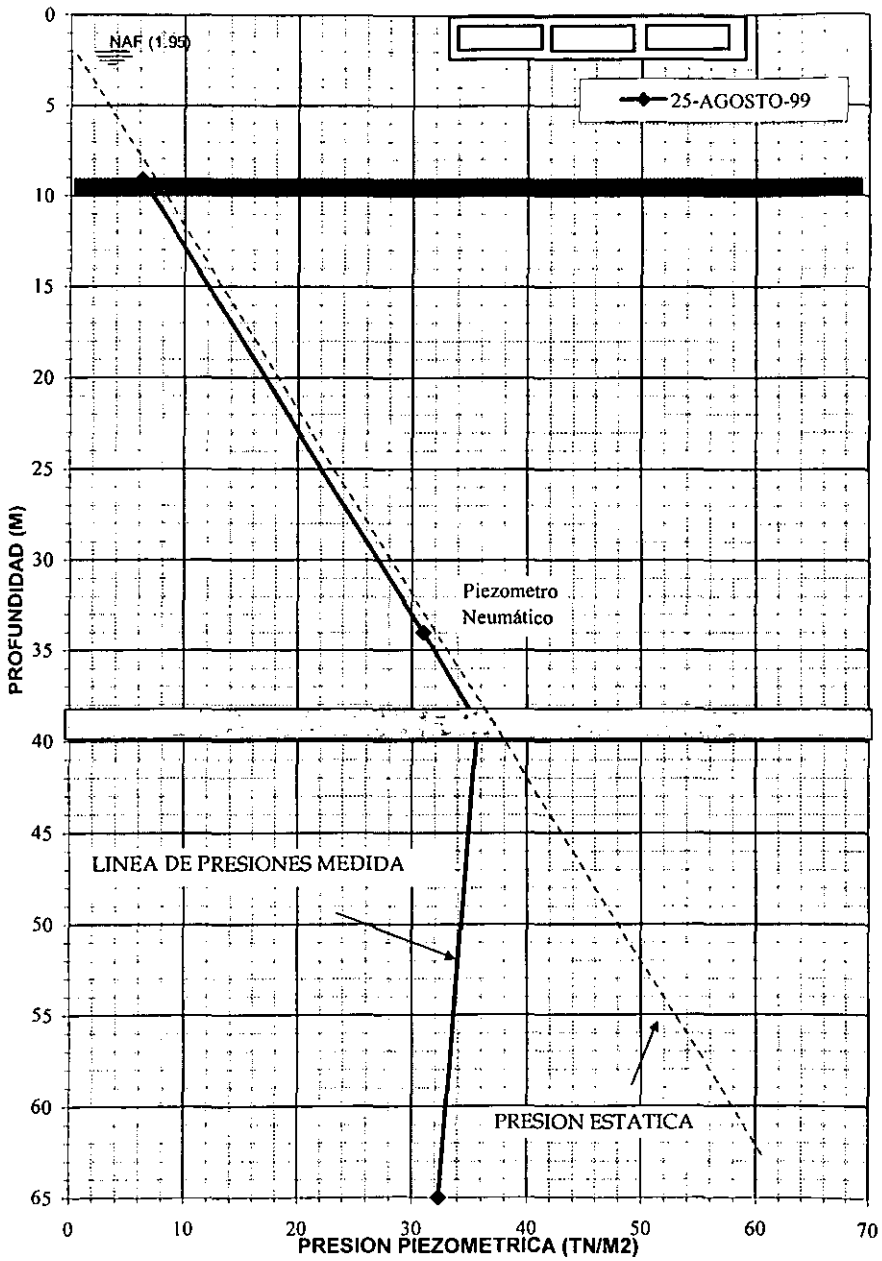
Así también, con el objeto de conocer las condiciones de presión del agua en el subsuelo del Conjunto se programó la instalación de cuatro estaciones piezométricas compuesta cada una de tres piezómetros, dos fueron abiertos y uno neumático. Las condiciones de presión del agua se obtuvieron de manera confiable con piezómetros abiertos, instalados en los estratos permeables y piezómetros neumáticos instalados en estratos arcillosos.

En el plano **TESIS-00-JCM-CAP.V-004-P** correspondiente a la localización de sondeos realizados en el conjunto Pantitlán, podemos observar que se instrumentaron varias estaciones piezométricas, de las cuales se llevó el control y registro. A continuación se presentan los resultados obtenidos por los piezómetros instalados en la zona. Los resultados corresponden a las cuatro estaciones piezométricas cuya ubicación se observa en el mismo plano.

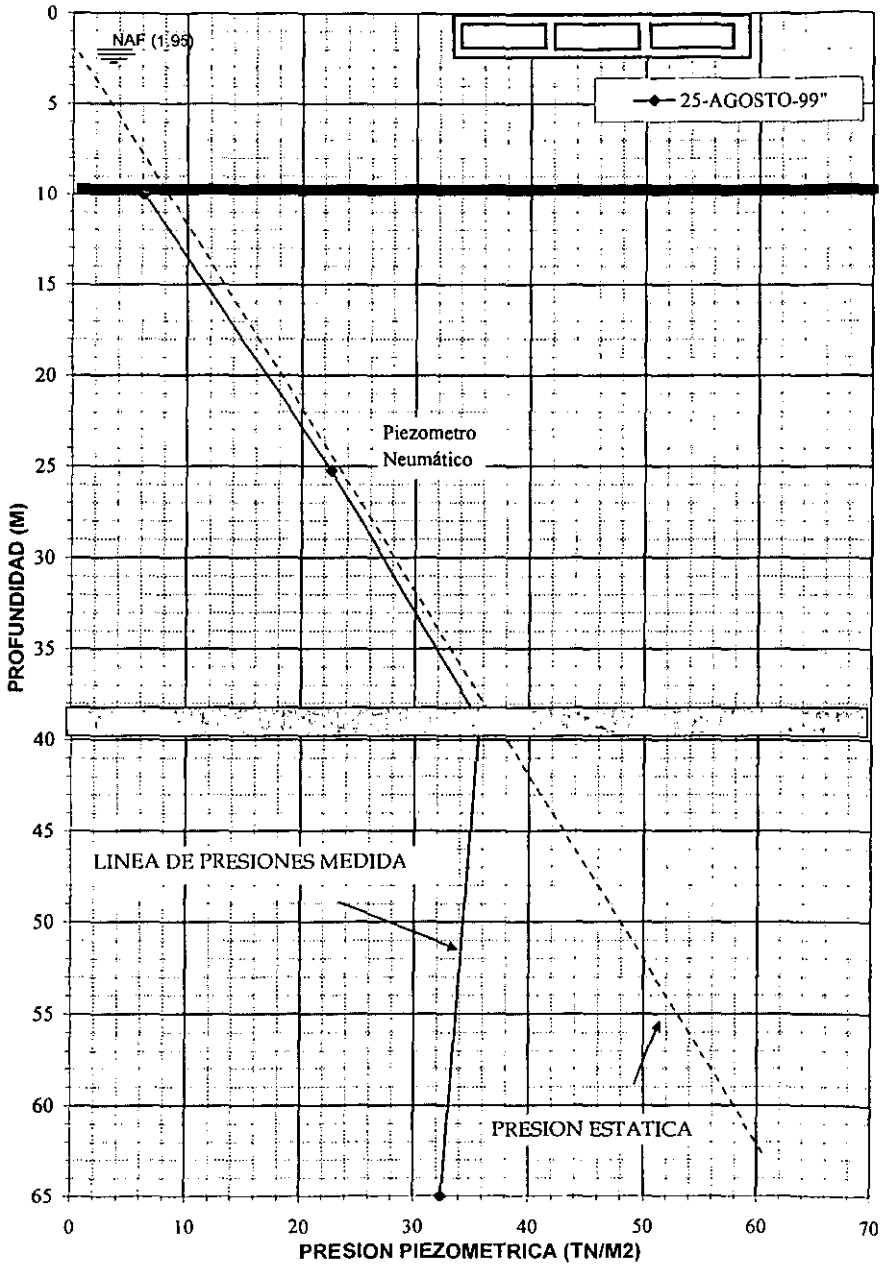
PRESIONES PIEZOMETRICAS CONJUNTO PANTITLAN EP-1



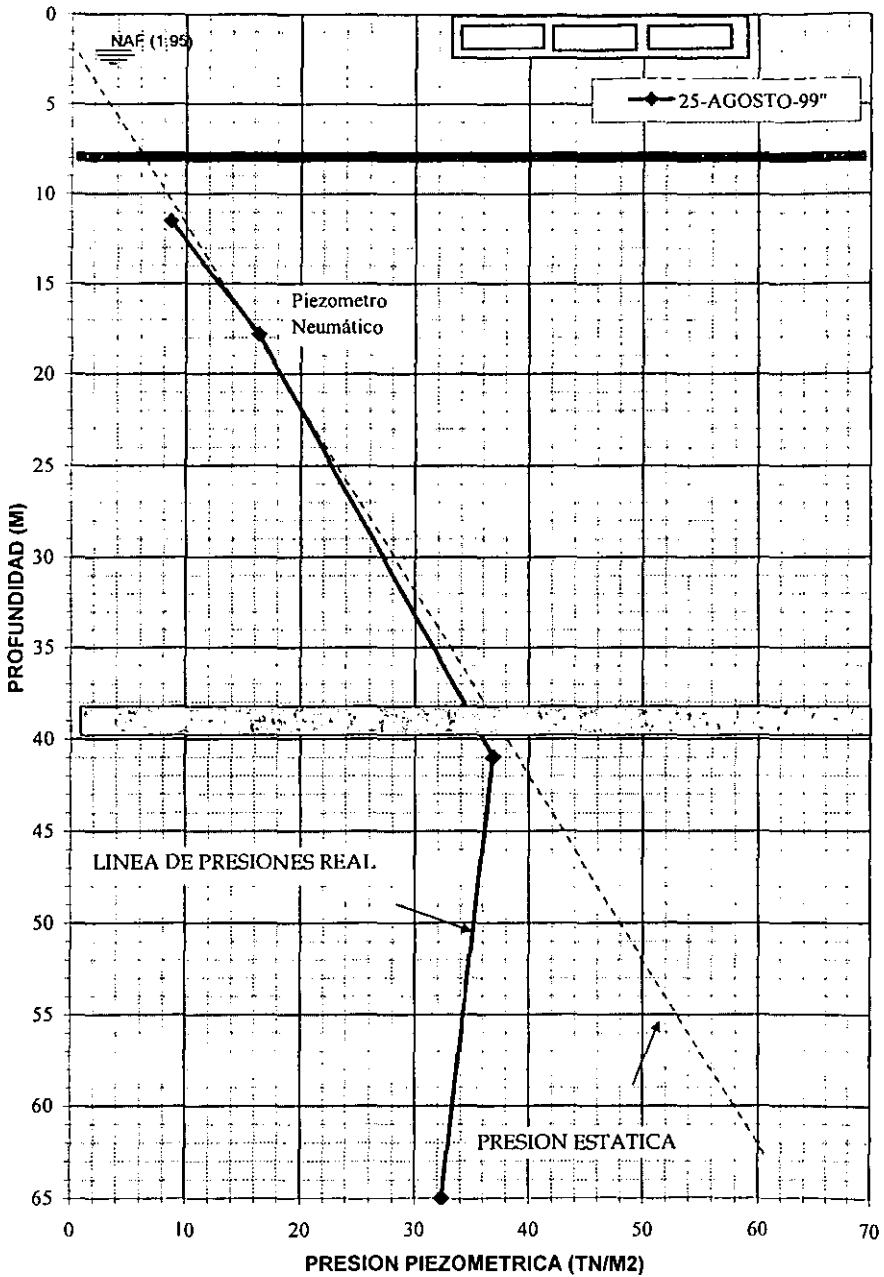
PRESIONES PIEZOMETRICAS CONJUNTO PANTILAN EP-2



PRESIONES PIEZOMETRICAS CONJUNTO PANTITLAN EP-3

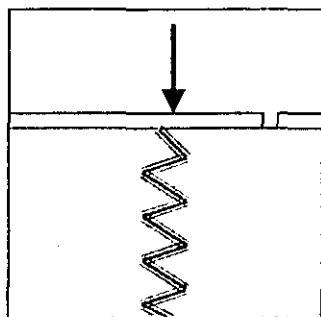


PRESIONES PIEZOMETRICAS CONJUNTO PANTITLAN EP-4



Como podemos apreciar en estas gráficas, la presión medida en la parte correspondiente a la formación arcillosa superior es muy parecida a la presión hidrostática, mientras que en la formación arcillosa inferior se presenta un gran abatimiento en la presión del agua por lo que ésta se encuentra muy por debajo de la presión hidrostática.

Recordando el modelo reológico creado para la representación del comportamiento de las arcillas, consta de un cilindro en cuyo interior se encuentra un resorte sumergido en líquido, además, dicho cilindro consta de un orificio pequeño que funciona como válvula de escape de agua, como se muestra en la siguiente figura.



Este modelo trabaja de manera que al aplicar un sistema de fuerzas de compresión el esfuerzo es absorbido inmediatamente por el líquido (que en el caso de las arcillas sería el agua que contiene), posteriormente este esfuerzo se ve disminuido ya que el líquido se escapa por el orificio y por lo tanto el esfuerzo lo va tomando el resorte (en el suelo la extracción de agua del subsuelo representa el escape de agua del cilindro y por lo tanto los sólidos representados por el resorte van absorbiendo el esfuerzo); finalmente el resorte absorbe en su totalidad el esfuerzo producido por el sistema de fuerzas aplicado en el cilindro y el líquido permanece en reposo sin escapar, lo que implica que se presenta una presión hidrostática en él (en esta situación el agua del suelo pierde toda sobrepresión y se mantiene únicamente la presión hidrostática soportando los sólidos toda la presión de sobre la superficie se ejerce).

Analizando desde este punto de vista el comportamiento del suelo de la estación Pantitlán, podemos ver que desde el nivel de desplante de las cimentaciones hasta los 38 metros que es donde se localiza la primer capa dura (formación arcillosa superior), la presión que indican los piezómetros es muy parecida a la presión hidrostática, lo cual representa que la presión ha sido absorbida casi en su totalidad por la parte sólida del suelo y por lo tanto esta parte del subsuelo se encuentra en equilibrio.

De los 41 metros aproximadamente en adelante (correspondiente a la formación arcillosa inferior) se nota un abatimiento muy considerable en la presión del agua, lo que podemos interpretar como extracción de agua del suelo y que por consiguiente implica una disminución del espesor de esta capa puesto que los esfuerzos tratarán de equilibrar esta diferencia de presiones.

Por lo que de las gráficas de los piezómetros podemos concluir principalmente tres puntos:

1. Los hundimientos presentados en la zona de Pantitlán son producidos principalmente a la deformación que sufre la formación arcillosa inferior debido a la extracción de agua del subsuelo de la Ciudad de México.
2. El hundimiento regional provocado por muchos factores influye de manera significativa en la formación arcillosa inferior que en la superior.

El estudio del hundimiento regional es un factor importante para la determinación de las soluciones del problema planteado, ya que esto implica el tiempo promedio para el cual las soluciones serán planteadas. Este estudio fue realizado por el departamento de topografía y se presentan los resultados a continuación.

1. **ESTUDIOS TOPOGRÁFICOS.**

2.1 Trabajo de campo

a) Control topográfico horizontal

El control topográfico horizontal comprendió un conjunto de operaciones mediante las cuales se ubicaron vértices fijos con sus coordenadas x, y, z, a los que se refirieron los puntos que conforman las estructuras de las líneas del Metro en sus tres dimensiones, así como las vialidades y otros elementos que constituyen el Conjunto Pantitlán. Se realizaron los levantamientos planimétricos que a continuación se enumeran:

- Levantamiento de Pasos Peatonales.
- Levantamiento de pasarelas Elevadas.
- Localización de Sondeos.
- Levantamiento de Estacionamiento Subterráneo.
- Levantamiento de Columnas de Pasarelas Elevadas.
- Levantamiento Interior de las Líneas L-9 y L-A.
- Trazo y Levantamiento de Línea de Colimación.
- Levantamiento de Pasarelas Subterráneas.

- Levantamiento Exterior de L-1 y L-5.
- Levantamiento de Conjunto de Estación L-1
- Localización de Columnas Lado Sur de L-9
- Localización del Trazo del Eje del Hombro Derecho del Cajón del Río Churubusco (entre los Cadenamientos 1+040 y 1+380).
- Localización del Trazo del Eje del Muro de la Vialidad Adyacente al Hombro derecho del Cajón del Río Churubusco (Entre los Cadenamientos 1+040 y 1+380).

b) Control topográfico vertical.

Se realizó el Control Topográfico Vertical con todas sus operaciones de campo a fin de determinar la distancia vertical que existe entre puntos situados sobre la superficie terrestre y un plano de referencia; en el caso del presente trabajo, las elevaciones se refirieron al nivel medio del mar, tomando como base el Banco de Nivel de la entonces Comisión de Aguas del Valle de México, situado en el Cerro del Peñón de los Baños, considerado este Banco como un macizo rocoso que llega a considerables profundidades adecuadas para este tipo de obras y que no está sujeto a hundimiento regional. Para el caso de obras de ingeniería el control topográfico vertical, es un elemento que permite determinar el comportamiento vertical de elementos estructurales.

b.1 Reconocimiento

Se realizó un reconocimiento de la zona, mediante un recorrido conjuntamente con personal del Sistema de Transporte Colectivo, para conocer los Bancos de Nivel utilizados hasta esta fecha en el control vertical del edificio terminal, de las columnas, pasarelas y demás estructuras que constituyen las líneas A y 9 de las terminales alojadas en el Conjunto Pantitlán.

b.2 Nivelación semiprecisa para el establecimiento de la red de bancos de nivel superficiales.

Para establecer un control vertical permanente y estar en posibilidad de verificar los trabajos futuros del proyecto y vigilar posteriormente los movimientos de las estructuras que componen las estaciones de las líneas del Metro que aquí concurren, se propuso el establecimiento de una Red de Bancos de Nivel que sirvieran de apoyo para la propagación del Control Vertical a la línea base.

Así mismo, se colocaron estratégicamente dos Bancos de Nivel, fuera de la zona de influencia del conjunto Pantitlán, sobre las aceras norte y sur de la Calle Guadalupe, a los cuales se les denominó BN1 y BN2 (Banco de Nivel Norte 1 y Banco de Nivel sur 2).

El método que se utilizó es el método que hemos denominado METODO SEMIPRECISO DE NIVELACION, consistente en la lectura de los tres hilos sobre el estadal. Este método tiene las ventajas de proporcionar: comprobaciones que evitan errores en las lecturas de estada; mayor precisión porque se dispone de los promedios de tres lecturas, pudiéndose decir que en una misma puesta de equaltímetro se están realizando tres nivelaciones simultáneamente, se suman estas tres lecturas y se dividen entre tres y a este resultado es el que se le denomina la lectura verdadera, y además porque se obtienen lecturas de estada que nos sirven para determinar la longitud de las visuales. Finalmente con estas longitudes de las visuales se obtiene la longitud del recorrido total que nos sirve para darle valor a la K que forma parte de la fórmula de la tolerancia en las nivelaciones.

La tolerancia en las nivelaciones realizadas para este proyecto fue de: $T = 0.002 K$, en la que T resulta en metros y K en kilómetros. Los bancos de nivel que conforman la Red de Nivelación, están siendo observados mensualmente en su comportamiento desde el Banco de Nivel Norte 1 (BN1) de la calle Guadalupe. El BN1 fue colocado aproximadamente a 200 m fuera de la zona de Pantitlán.

Con el procedimiento de NIVELACION SEMIPRECISA antes descrito, se realizó la nivelación a partir del Banco del Peñón de los Baños, para asignar elevación al BANCO DE NIVEL PROFUNDO, ubicado en la Av. Río Churubusco esquina con la Av. Talleres Gráficos. Así mismo, con este mismo método, se realizaron las nivelaciones de las estructuras que conforman el Conjunto Pantitlán. que a continuación se relacionan:

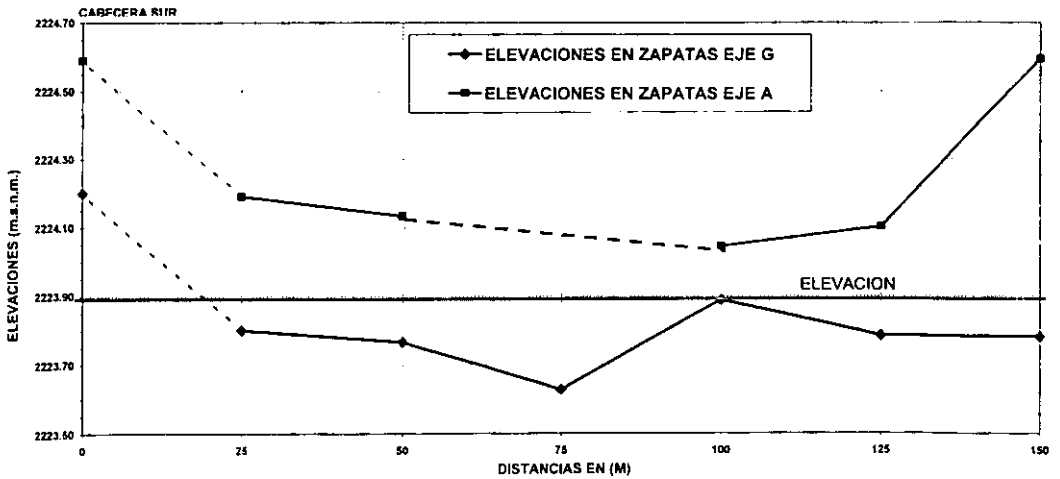
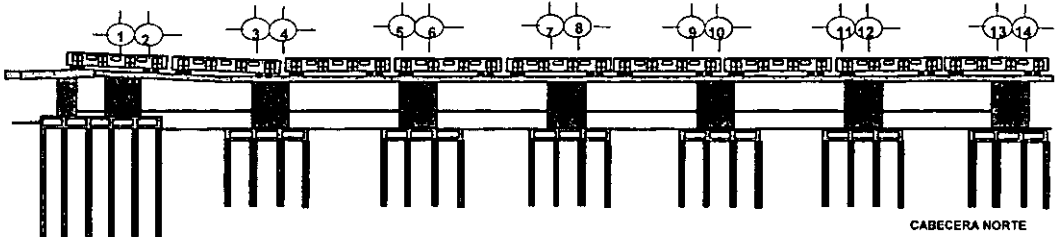
- Nivelación de Pasos Peatonales.
- Nivelación de Pasarelas Elevadas.
- Nivelación de Sondeos.
- Nivelación de Columnas de L-9 y L-A.
- Nivelación de Línea de Colimación.
- Nivelación del BN. Profundo.
- Nivelación de Pasarelas Subterráneas.
- Nivelación para Curvas de Nivel de Planta Baja, Mezanine, Andén y Techumbre de L-9.
- Nivelación de Perfil de Estación L-1
- Nivelación de Secciones Transversales de la Estación L-1.
- Nivelación de Columnas L-1
- Nivelación de Perfil del Eje del Hombro Derecho del Cajón del Río Churubusco (entre los Cadenamientos 1+040 y 1+380).

- Nivelación de Perfil del Eje del Trazo del Muro de la Vialidad Adyacente al Hombro derecho del Cajón del Río Churubusco (Entre los Cadenamientos 1+040 y 1+380).

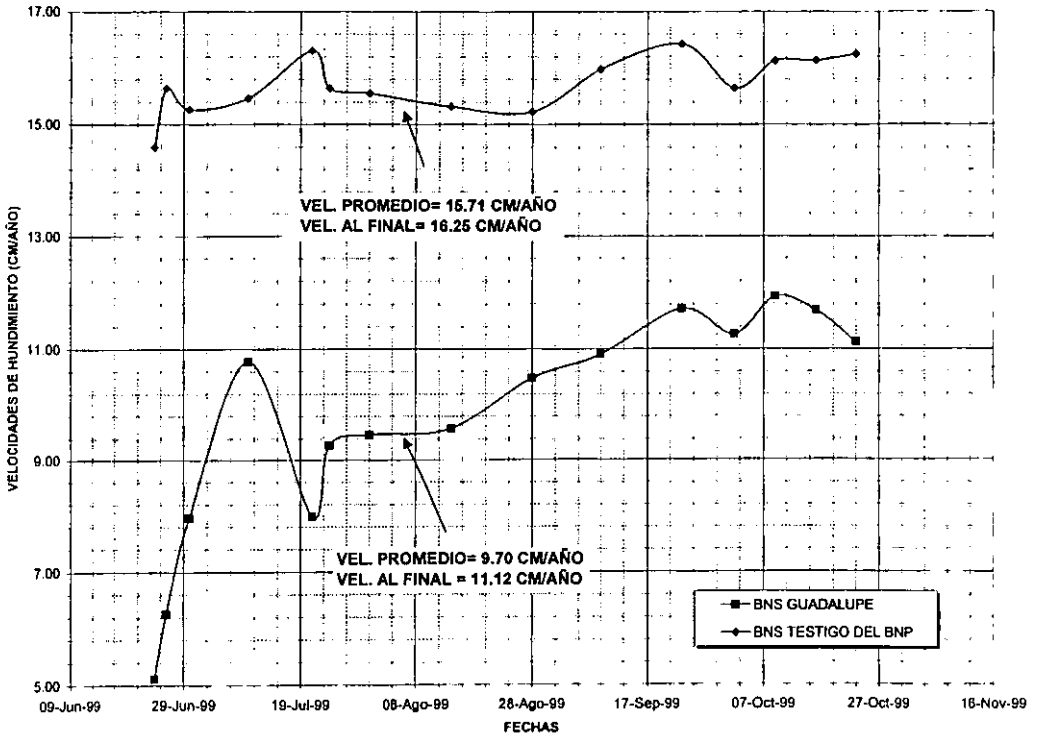
De estos estudios lo que principalmente nos interesa es el conocer tanto los desniveles presentados en el edificio de la línea 9 así como la evolución de movimientos y la velocidad de hundimiento

Los desniveles presentados en el edificio, como ya se mencionó, se realizaron tomando unos puntos de control dentro del edificio (de manera más precisa en las columnas de apoyo), con ello se puede ver cuales son las elevaciones de las zapatas y por consiguiente con los datos de las longitudes de los pilotes, saber cual es el estado actual de la cimentación. A continuación se presentan los resultados obtenidos de las nivelaciones, mediante un par de gráficas en las cuales se muestra primeramente las elevaciones de los desplantes de las zapatas del edificio de la línea 9 y posteriormente, los resultados de la velocidad de hundimiento de toda la zona tomando como base los Bancos de Nivel de "Guadalupe" y el Banco de Nivel Profundo.

ELEVACIONES DE LOS DESPLANTES DE LAS ZAPATAS DE LINEA 9



**VARIACION DEL HUNDIMIENTO REGIONAL
EN EL BANCO DE NIVEL SUPERFICIAL DE GUADALUPE Y EN EL TESTIGO DEL BNP**



2. ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO.

En este estudio se calcularon las probabilidades de excedencia de ciertos valores de respuesta espectral. Se tomaron en cuenta las contribuciones que tendrían todos los temblores posibles que pueden ocurrir en cualquier punto sobre cada una de las áreas de ruptura de cada provincia sísmogénica.

La evaluación del peligro sísmico se realizó fijando probabilidades de excedencia de ordenadas espectrales en lapsos que garanticen la seguridad de la estructura durante el proceso constructivo, así como en varias etapas de su vida útil.

Se obtuvieron espectros de respuesta para distintos niveles de tasa de excedencia, es decir, para varios periodos de actividad sísmica. Finalmente, se construyeron espectros de diseño en que, implícitamente, se toman en cuenta los efectos de la no linealidad estructural y de interacción suelo-estructura, así como las incertidumbres implícitas en la determinación de los parámetros más significativos.

Se seleccionaron los periodos de retorno de $T_r = 5, 10, 20, 50, 100$ y 200 años. Las ordenadas a de los espectros de diseño propuestos tienen la siguiente forma analítica en función del periodo estructural T_e

$$a(T_e) = \begin{cases} A_{m\acute{a}x} + (c - A_{m\acute{a}x})T_e/T_a & \text{si } T_e \leq T_a \\ c & \text{si } T_a < T_e \leq T_b \\ c(T_b/T_e)^r & \text{si } T_e > T_b \end{cases} \quad (4)$$

donde $A_{m\acute{a}x}$ es la aceleración máxima del terreno, c es la amplitud de la meseta espectral o coeficiente de diseño sísmico, T_a y T_b son los límites de la meseta espectral y r es la potencia que controla la caída de la rama hiperbólica descendente.

Los valores de estos parámetros se consignan en la tabla V.1. *Estos espectros **deberán** escalarse por el factor 1.5 por tratarse de una estructura tipo A.*

Tr (años)	Amáx (g)	c (g)	Ta (s)	Tb (s)	r
5	0.02	0.04	1.0	2.0	1
10	0.03	0.08	1.0	2.5	1
20	0.06	0.15	1.0	3.0	1
50	0.10	0.30	1.0	4.5	1
100	0.15	0.44	1.0	5.0	1
200	0.20	0.60	1.0	5.0	1

Tabla VI. Parámetros de los espectros de diseño recomendados

Se calcularon espectros de respuesta en los que se tomaron en cuenta los efectos debidos a la interacción suelo-estructura y de no linealidad estructural. Se hicieron hipótesis sobre las características del sistema estructura-cimentación con el propósito de identificar los aspectos más significativos de la interacción con el suelo.

Se encontró que los efectos inerciales (cambios en el periodo y amortiguamiento) son más significativos que los efectos de la interacción cinemática (reducción del movimiento en la base de la cimentación). En particular, la geometría de la estructura y cimentación son tales que inhiben significativamente el cabeceo inducido por la excitación sísmica.

Por otra parte, la torsión inducida también es poco significativa, debido a que la incidencia de ondas sísmicas en el valle de México es predominantemente vertical y con componente de movimiento horizontal.

En las **figuras 1 y 2** se ilustran los espectros de respuesta y diseño para periodos de retorno $Tr=5, 10, 20, 50, 100$ y 200 años. Con trazos delgados se indican los espectros de respuesta para sismos de subducción (líneas continuas), de falla normal (líneas discontinuas) y de corteza (líneas punteadas). Con líneas gruesas discontinuas se indican los espectros de respuesta para tasa de excedencia constante, es decir, aquéllos que reflejan el efecto conjunto de todas las fuentes sísmicas en un periodo de exposición especificado. Los espectros de diseño recomendados se indican con líneas gruesas continuas.

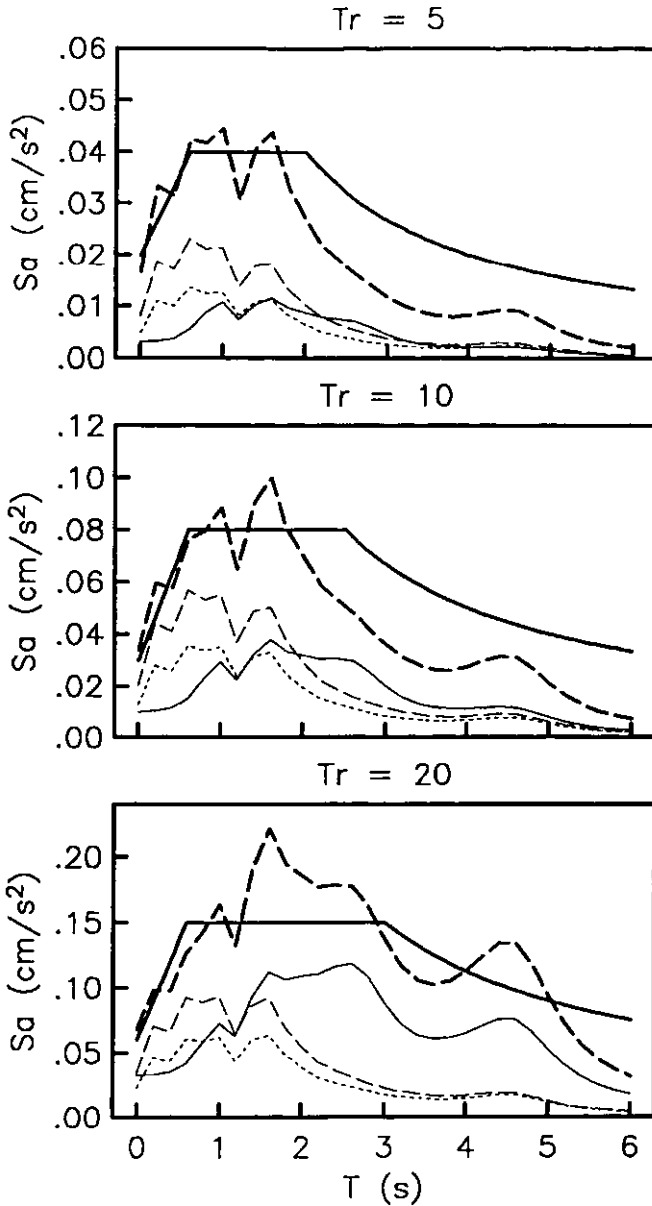


Fig 1 Espectros de respuesta para periodos de retorno $Tr=5, 10$ y 20 años. Con trazos delgados se indican los espectros de respuesta para sismos de subducción (líneas continuas), de falla normal (líneas discontinuas) y de corteza (líneas punteadas). Con trazos gruesos se indican los espectros de respuesta para tasa de excedencia constante (líneas discontinuas) y los espectros de diseño recomendados (líneas continuas).

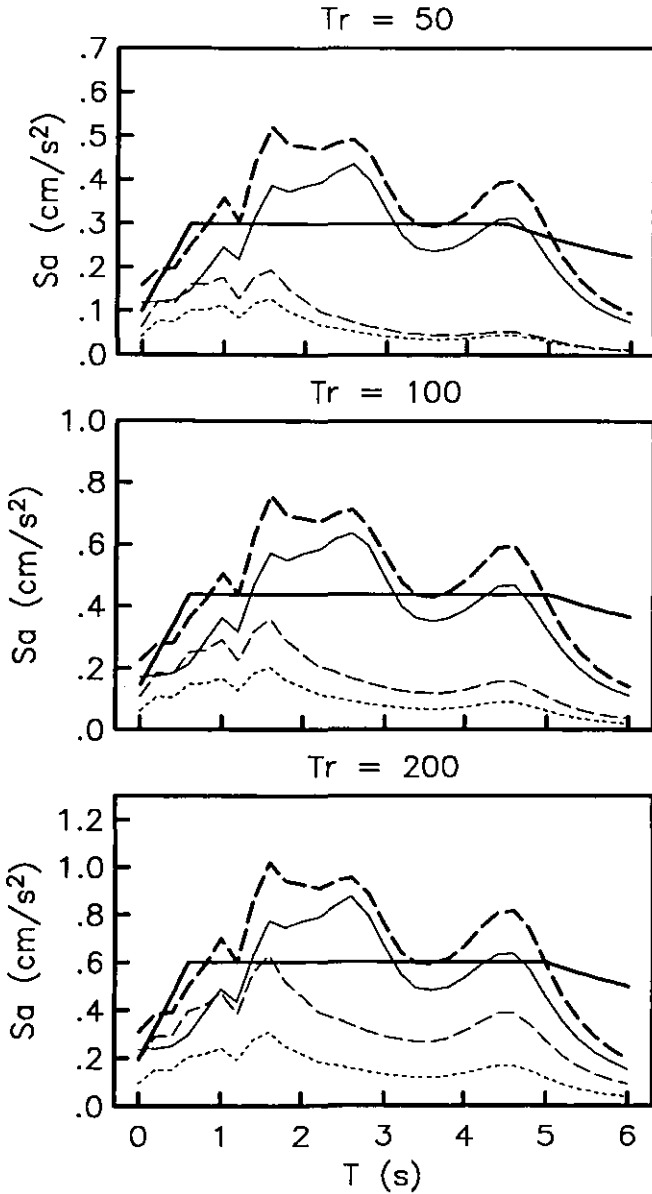


Fig 2 Espectros de respuesta para periodos de retorno $Tr=50, 100$ y 200 años. Con trazos delgados se indican los espectros de respuesta para sismos de subducción (líneas continuas), de falla normal (líneas discontinuas) y de corteza (líneas puntuadas). Con trazos gruesos se indican los espectros de respuesta para tasa de excedencia constante (líneas discontinuas) y los espectros de diseño recomendados (líneas continuas).

Se ha revisado el peligro sísmico que enfrenta el Conjunto Pantitlán. Para ello, se tomaron en cuenta los efectos de fuente, de trayecto y de sitio que se han identificado en los datos acelerométricos obtenidos de varios temblores. Se postuló la ocurrencia de una variedad de temblores costeros o de subducción, de fallamiento normal o profundidad intermedia, y de intraplaca o corteza.

Como referencia se tomó el gran sismo de Michoacán de 1985, que actuó sobre la parte más antigua del conjunto Pantitlán (estaciones de las líneas 1 y 5) sin producir daños significativos, principalmente porque las estructuras se encuentran confinadas bajo la superficie del terreno.

Las estructuras más recientes del Conjunto Pantitlán, que corresponden a la terminal de la línea A, se diseñaron con las normas sísmicas surgidas después de las experiencias de 1985. Se trata de estructuras construidas sobre la superficie del terreno que, consecuentemente, están expuestas a fuerzas sísmicas mayores que las subterráneas.

En particular, las estructuras elevadas de la línea 9, sujetas también a fuerzas sísmicas mayores por no estar confinadas bajo tierra, se encontraban en construcción cuando ocurrieron los sismos de 1985. Al parecer, su diseño se modificó para incorporar las innovaciones estipuladas en las normas de emergencia que se emitieron en 1986. Desafortunadamente, para este estudio no se contó con un documento oficial en que se consignen y precisen estas modificaciones en el diseño.

La respuesta sísmica del terreno, en la estación Pantitlán, está controlada, en su mayor parte, por los depósitos lacustres superficiales que se extienden a una profundidad cercana a los 60 m y que tienen una velocidad de propagación de ondas de cortante cercana a los 50 m/s. El periodo dominante del terreno es, prácticamente, de 4.7 s.

Se trata de un sitio virgen de la zona del lago, de arcillas extremadamente blandas, en las que se ha iniciado recientemente el proceso de consolidación debido a la explotación de agua del subsuelo, proceso que ha favorecido el hundimiento del terreno. Nuestras estimaciones indican que la velocidad de hundimiento del terreno puede ser mayor a los 15 ó 20 cm/año.

Las estructuras que componen el conjunto Pantitlán son relativamente rígidas con respecto a la flexibilidad actual del terreno. De hecho, el periodo fundamental de éstas podría coincidir con los periodos de los modos superiores de vibración. En efecto, los periodos correspondientes a los dos primeros modos superiores son, aproximadamente, 1.6 y 1.0 s. Para estos periodos, la respuesta estructural ante un sismo como el de Michoacán es del orden de 0.4 g. Esta aceleración es la que se estipula en el reglamento vigente. Sin embargo, se encontró que ante los sismos originados en Guerrero, o bien en el interior o bajo el continente, dicha respuesta se puede incrementar en un 50% ó más.

asfaltenos ha sido un problema debido a que ellos tienen una solubilidad muy baja en los solventes usados para su determinación. También la presencia de resinas conduce a discrepancias en la determinación del peso molecular y los asfaltenos deben ser varias veces precipitados antes de la determinación del peso molecular. Esto es la precipitación cuidadosa y la selección del método de separación son muy importantes para obtener resultados significativos.

Se han utilizado diferentes métodos para la determinación del peso molecular de los asfaltenos, así como, asfaltenos de diferentes partes; llevando todos a resultados muy variados por ejemplo una investigación del peso molecular mediante centrifugación dio valores arriba de 300,000, mientras que el método de presión osmótica indica pesos moleculares de aproximadamente 80,000 y un método de película monomolecular dio valores de 80,000-140,000. Sin embargo otros procedimientos dieron valores muy bajos: 2500-4000 por el método ebulloscópico; 600-6000 por el método crioscópico; 900-2000 mediante determinación de viscosidad; 1000-4000 por coeficientes de absorción de luz; 1000-5000 por presión de vapor osmométrica y de 2000-3000 por el método de presión de vapor.

3.8.2 Presión Osmótica.

Hace unos 100 años atrás Van't Hoff propuso una ecuación relacionando la presión osmótica y la concentración molar:

$$\Pi = mRT$$

Donde Π es la presión osmótica, m la concentración molar, R la constante de los gases y T la temperatura absoluta. Esto puede transformarse a la siguiente ecuación:

$$\Pi = (CRT)/M$$

Donde C es la concentración en peso y M el peso molecular. Este método permite la medida del peso molecular a concentraciones muy cercanas a cero.

Si un solvente puro y una solución en la que el solvente es separado por una membrana la cual permite el movimiento del solvente a través de esta, pero actúa como una barrera para el soluto, entonces una diferencia del potencial químico del solvente se mantendrá cruzando la membrana. El manejo de estas fuerzas químicas actuará sobre el solvente para hacer que el flujo a través de la membrana diluya la solución.

Considerando un aparato experimental, dos cámaras son separadas por una membrana semipermeable. Un transductor colocado al lado de una de las cámaras permite la medida de la presión de esta cámara. La cámara es llenada con solvente y cerrada a la atmósfera, excepto el pasaje del solvente a través de la membrana. La otra cámara es llenada con solución y abierta a la atmósfera por el lado izquierdo. De esta forma el soluto no puede fluir hacia el solvente dado que la membrana le impide el paso, pero el solvente puede fluir en dirección a la solución debido a la diferencia de concentraciones. Como la

presión en la cámara del solvente disminuye hasta la presión diferencial cruza la membrana en contraste con el potencial químico debido al soluto en la solución. Lo que es el balance entre la fuerzas químicas y las fuerzas mecánicas en el equilibrio. La presión medida en el equilibrio cruzando la membrana es lo que se conoce como presión osmótica.

3.8.3 Presión de vapor Osmométrica.

Aunque el término osmometría fue originalmente para presión osmótica, en años recientes este se ha relacionado con diferentes métodos para la determinación de propiedades coligativas, y uno de estos métodos es presión de vapor osmométrica.

Se sabe que a temperatura y presión constante, la presión de vapor de líquido puro disminuye si se disuelve una substancia en él. A muy bajas concentraciones del soluto la presión de vapor disminuye de una manera proporcional a la concentración molar. Por lo tanto la presión de vapor cambia con la concentración y de una manera análoga al método de presión osmótica se puede determinar el peso molecular.

Bajo el entendimiento de que la presión de vapor disminuye por el aumento de la temperatura. Dos transmisores sensitivos a la temperatura son colocados en una cámara cerrada con una pequeña cantidad de líquido puro en el fondo. La temperatura de esta cámara es controlada considerando que ambos transmisores están exactamente a la misma temperatura y la cámara atmosférica está saturada con vapor del solvente. Una pequeña gota de solvente sobre cada transmisor no cambia la temperatura. Pero si el solvente sobre un transmisor es ahora reemplazado por una solución la situación cambia. La presión de vapor de la solución es más baja que la del solvente puro, y la condensación del solvente empieza desde que la presión de vapor cae a la presión atmosférica. La condensación calienta la solución hasta que la presión de vapor empieza a ser igual a la presión del solvente a la temperatura de la cámara.

La diferencia de temperaturas entre los dos transmisores se relaciona con la concentración y el peso molecular. La ecuación relativa es:

$$\Delta T = (K_1 \cdot C) / M$$

Donde K_1 es $(RT^2M_s) / (1000 \Delta H_v)$, R es la constante de los gases, T la temperatura absoluta, M_s el peso molecular del solvente, ΔH_v el calor molar de vaporización del solvente, C la concentración del soluto y M el peso molecular del soluto.

La resistencia de los transmisores cambia con la temperatura y por lo tanto para cambios muy pequeños de la temperatura, la ecuación puede ser reemplazada por:

$$\Delta R = (K \cdot C) / M$$

La concentración y el peso molecular del soluto pueden ser directamente relacionados a una cantidad eléctrica y esta a su vez medida electrónicamente. Actualmente la tecnología permite la detección con transmisores tipo sensor de una diferencia de temperaturas menor a $10^{-5} \text{ }^\circ\text{C}$.

Este método se aplica muy bien a fracciones con pesos moleculares arriba de 3000. Este método no se aplica a aceites con un punto de ebullición inicial menor de $400 \text{ }^\circ\text{F}$.

3.8.4 Centrifugación.

Los pesos moleculares de moléculas gigantes como son los virus, las proteínas, los plásticos, se calculan generalmente midiendo las características de sedimentación en campos gravitacionales miles de veces más poderosos que el del globo terráqueo. Estos campos gravitacionales se obtienen usando centrifugas de alta velocidad.

La absorbancia A_r a cualquier posición radial es relacionada al peso molecular.

$$A_r = A_{r_0} e[M (v - v_p) \omega^2 / 2 RT] (r^2 - r_0^2)$$

Donde A_{r_0} es la absorbancia radial a una distancia de referencia r_0 , ω es la velocidad angular, R la constante de los gases, T la temperatura en $^\circ\text{K}$, v_p el volumen parcial específico de la molécula y ρ_{s_0} es la densidad de la solución. La ecuación se resuelve con el método del simplex (*Charle, 1980*).

3.8.5 Ebulloscopia y Crioscopia.

Otros métodos utilizados en la determinación de peso molecular han sido derivados de las propiedades coligativas de las soluciones diluidas, como son: elevación del punto de ebullición (ebulloscopia) y disminución del punto de congelación (crioscopia).

Es conocido que las soluciones hierven a una temperatura superior y congelan a una temperatura inferior que la del solvente puro; ambos efectos son consecuencia directa del descenso de la presión de vapor en las soluciones. Si se designa por ΔT el aumento de la temperatura de ebullición ó el descenso de la temperatura de congelación se encuentra:

$$A = abc$$

Teniendo en cuenta que la expresión resulta:

$$\begin{aligned} (\Delta T)_1 &= X_1 = m_1 \\ (\Delta T)_2 &= X_2 = m_2 \end{aligned}$$

Si se supone que $m_2 = 1 \text{ mol kg}^{-1}$, entonces $(\Delta T)_2$ será el aumento molal de la temperatura de ebullición, Δ_{eb} -también denominado constante ebulloscópica-, o el descenso molal de la temperatura de congelación, Δ_{cr} . -también denominado constante crioscópica. Introduciendo las constantes ebulloscópica ó crioscópica y suprimiendo subíndices innecesarios se obtiene:

$$\Delta T = \Delta_{eb} m \quad \text{ó} \quad \Delta T = \Delta_{cr} m$$

Donde:

$$m = (w_s * 1000) / (W_s * w_d)$$

Siendo w_s los gramos de sustancia de peso molecular W_s que se han disuelto en w_d gramos de disolvente. La expresión siguiente sirve para calcular el peso molecular en función de los datos experimentales (Guardiola, 1981).

$$W_s = (\Delta_{pb} \cdot w_s \cdot 1000) / (\Delta T \cdot w_d)$$

ó

$$W_s = (\Delta_{cr} \cdot w_s \cdot 1000) / (\Delta T \cdot w_d)$$

CAPITULO VI.

INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS Y PROPUESTA DE SOLUCIÓN.

1. INTERPRETACIÓN DE RESULTADOS.

Después de la realización de todos los estudios necesarios en el desarrollo del proyecto y que se han mostrado en el capítulo anterior, corresponde la fase de análisis e interpretación de resultados; con ello se podrá proceder a la realización o planteamiento de las posibles soluciones.

Resultaría complicado tratar de plantear un análisis conjunto de los resultados obtenidos por cada uno de los departamentos participantes en el proyecto, ya que en cada una de las áreas la realización independiente de su proyecto depende de datos proporcionados por las otras áreas.

De este modo, es más conveniente realizar la interpretación de resultados de manera independiente; es decir, hacer un resumen de todos los resultados obtenidos por cada uno de los departamentos y posteriormente analizar cada resultados.

Finalmente, concluir la interpretación de los resultados haciendo una integración de los mismos, viendo de manera global las posibles causas del problema, así como el grado de afectación de que posee la estructura, el posible riesgo que esta puede poseer si es que se continúa como hasta estos momentos, las posibles consecuencias que pueden ocurrir con el tiempo, etc.

En base a esto, a continuación presentaremos de manera resumida los resultados obtenidos en los estudios realizados en el capítulo anterior, con la finalidad de poder visualizar de manera más fácil el estado actual de la estructura. Estos resultados se presentan en el mismo orden en que se realizaron los estudios, es decir, primeramente se muestran los resultados de la revisión estructural hecha en cada uno de los modelos posteriormente se plasma el resultado presentado por el departamento de Geotécnia y Topografía, y finalmente los resultados obtenidos en estudio de Riesgo Sísmico.

Solamente se presentarán resultados cuantitativos o cualitativos, según sea necesario, es decir, se hará referencia a gráficas o esquemas que son resultados

de algunos estudios y que se presentaron en el capítulo anterior, pero que no es necesario volver a presentar.

◆ **RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN LA REVISIÓN ESTRUCTURAL.**

- *Modelo de elemento finito de la cabecera sur.*

Resultado obtenido	Valor permisible.	Estructura adecuada
Desp. Máx. (dirección X)= 0.003H	0.006H	Si
Desp. Máx. (dirección Z)= 0.0017H	0.006H	Si
Esfuerzo Normal principal máximo = 197.3 kg/cm ²	Tcom= 231.28 kg/cm ²	Si
Periodo máximo = 0.516 seg.	Ts= 4 seg.	Si

- *Modelo de elemento finito del marco tipo eje 9-10.*

Resultado obtenido	Valor permisible.	Estructura adecuada
Desp. Máx. (dirección X)= 0.0047H	0.006H	Si
Desp. Máx. (dirección Z)= 0.0024H	0.006H	Si
Esfuerzo Normal principal máximo = 93.36 kg/cm ²	Tcom= 231.28 kg/cm ²	Si
Periodo máximo = 0.55 seg.	Ts= 4 seg.	Si

- *Modelo de elemento finito de la cabecera norte*

Resultado obtenido	Valor permisible.	Estructura adecuada
Desp. Máx. (dirección X)= 0.0016H	0.006H	Si
Desp. Máx. (dirección Z)= 0.0033H	0.006H	Si
Esfuerzo Normal principal máximo = 93.36 kg/cm ²	Tcom= 231.28 kg/cm ²	Si
Periodo máximo = 0.477 seg.	Ts= 4 seg.	Si

- *Modelo de marco rígido de la Cabecera Sur.*

Resultado obtenido	Valor permisible.	Estructura adecuada
<i>Columnas de 90*300 (a nivel permanencias)</i> $A_{S_{exist}} = 661.2 \text{ cm}^2$ $S_{exist} = 15 \text{ cm}$	$A_{S_{req}} = 307.8 \text{ cm}^2$ $S_{req} = 16 \text{ cm}$	Si
<i>Trabes nivel vestibulo</i> $M_{u(+)} = 251.58 \text{ t.m}$ $M_{u(-)} = 529.92 \text{ t.m}$ $V_u = 241.55 \text{ t.}$	$M_{R(+)} = 602.32 \text{ t.m}$ $M_{R(-)} = 962.06 \text{ t.m}$ $V_R = 361.86 \text{ t.}$	Si
<i>Trabe nivel andén (eje 1)</i> $M_{u(+)} = 2221 \text{ t.m}$ $M_{u(-)} = 3697 \text{ t.m}$ $S_{exist} = 15 \text{ cm}$	$M_{R(+)} = 4297.42 \text{ t.m}$ $M_{R(-)} = 4208.10 \text{ t.m}$ $S_{req} = 16 \text{ cm}$	Si
<i>Trabe nivel andén (eje 2)</i> $M_{u(+)} = 2978 \text{ t.m}$ $M_{u(-)} = 4956 \text{ t.m}$ $S_{exist} = 15 \text{ cm}$	$M_{R(+)} = 5310.41 \text{ t.m}$ $M_{R(-)} = 5704.39 \text{ t.m}$ $S_{req} = 18.5 \text{ cm}$	Si
<i>Contratrabes de cimentación.</i> $M_u = 1127 \text{ t.m}$ $V_u = 89.3 \text{ t}$	$M_R = 1009 \text{ t.m}$ $V_R = 103.4 \text{ t}$	Si
<i>Desplazamientos laterales de columnas ejes 1 y 2.</i> <i>Dirección oriente-poniente.</i> Desp. Máx = 0.0064H <i>Dirección norte-sur.</i> Desp. Máx = 0.001H	Dep. Máx = 0.006H	Si
<i>Desplazamientos verticales</i> <i>Trabes nivel anden</i> Desp. Máx = 4.8 cm. <i>Trabes nivel vestibulo</i> Desp. Máx = 1.1 cm.	Trabes nivel andén. Desp. Máx = 11.4 cm Trabes nivel vestibulo. Desp. Máx = 5.85 cm	Si

- *Modelo de marco rígido Tipo ejes 9 y 10*

Resultado obtenido	Valor permisible	Estructura adecuada.
<i>Columnas del marco a flexocompresión.</i> $M_{ux} = 10068 \text{ t.m}$ $M_{uy} = 2505 \text{ t.m}$	$M_{Rx} = 18119 \text{ t.m}$ $M_{Ry} = 6785 \text{ t.m}$	Si
<i>Trabes nivel vestibulo.</i> $M_{u(-)} = 514 \text{ t.m}$	$M_{R(-)} = 962.06 \text{ t.m}$ $M_{R(+)} = 602.32 \text{ t.m}$	Si

$M_{u(+)} = 468 \text{ t.m}$ $V_u = 302 \text{ t.}$	$V_R = 361.86 \text{ t.}$	
<i>Trabes Nivel Andén</i> Cabezal I $M_{u(+)} = 2234 \text{ t.m}$ $M_{u(-)} = 4053.5 \text{ t.m}$ $S_{exist} = 15 \text{ cm}$	$M_{R(+)} = 4297.4 \text{ t.m}$ $M_{R(-)} = 4208.1 \text{ t.m}$ $S_{req} = 16 \text{ cm}$	Si
<i>Desplazamientos laterales (sismo en dirección oriente-poniente)</i> Desp Máx. = 0.01H	Desp Máx. = 0.012H	Si
<i>Desplazamientos Verticales de trabes.</i> <i>Trabes Nivel Vestíbulo</i> Desp. Máx. = 2.9 cm <i>Trabes Nivel Andén.</i> Desp. Máx. = 5 cm	Trabe nivel Vestíbulo Desp Máx. = 11.2 cm Trabe nivel Andén Desp Máx. = 11.2 cm	Si

• *Modelo de marco rígido de la Cabecera Norte*

Resultado obtenido	Valor permisible.	Estructura adecuada.
<i>Columnas (tramo cimentación vestíbulo)</i> $P_u = 3275.7 \text{ t.}$ $V_u = 1167 \text{ t.}$	$P_R = 4007.3 \text{ t.}$ $V_R = 1351.3 \text{ t.}$	Si
<i>Trabes Nivel vestíbulo.</i> $M_{u(-)} = 372 \text{ t.m}$ $M_{u(+)} = 237 \text{ t.m}$ $V_u = 143.3 \text{ t.}$	$M_{R(+)} = 481 \text{ t.m}$ $M_{R(-)} = 301.2 \text{ t.m}$ $V_R = 178.4 \text{ t.}$	Si
<i>Trabes Nivel Andén.</i> $M_{u(+)} = 4735 \text{ t.m}$ $M_{u(-)} = 4443 \text{ t.m}$ $V_u = 800.92 \text{ t.}$	$M_{R(+)} = 4538 \text{ t.m}$ $M_{R(-)} = 5015 \text{ t.m}$ $V_R = 883.3 \text{ t.}$	Si
<i>Desplazamientos verticales.</i> <i>Trabes nivel andén.</i> Desp Máx. = 4.5 cm <i>Través Nivel Vestíbulo.</i> Desp Máx. = 2.55 cm	Trabes Nivel Andén Desp Máx. = 11.2 cm. Trabes Nivel Vestíbulo Desp. Máx. = 5.85 cm.	Si

⊕ **RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO GEOTÉCNICO.**

- La resistencia al esfuerzo cortante en pruebas de compresión simple varía entre 2.7 t/m^2 y 9 t/m^2 .
- En la prueba triaxial la cohesión del suelo varía entre 1.60 y 4 t/m^2 .
- El contenido de agua de los estratos de arcillosos tiene valores máximos del orden de 400% al 500% .
- La velocidad de cortante en el estrato de arcilla (FAS) varía entre 43 m/s y 81.9 m/s y el modulo de elasticidad al cortante entre 21.8 y 75.4 kg/cm^2 .
- En las zapatas rectangulares la punta de los pilotes alcanza aproximadamente los 37.9 m de profundidad, respecto al brocal del sondeo mixto número 3, por lo que se considera que prácticamente han alcanzado la capa dura.
- La descarga de la cimentación y la superestructura es de 7129 t .
- La capacidad de carga última de un pilote es de aproximadamente 58 t por lo que en su conjunto los pilotes toman alrededor de 5718 t que equivale a una presión $q_p = 13.61 \text{ t/m}^2$.
- El cajón de la cimentación absorbe 1411 t , equivalente a una presión de contacto efectiva de $q_a = 3.10 \text{ t/m}^2$; mayor que el esfuerzo efectivo inicial a nivel de desplante, $\sigma_{od} = 2.90 \text{ t/m}^2$.
- El asentamiento medido en estas zapatas es de 1.80 m , mientras que el asentamiento calculado en el estrato de arcilla es de 2.15 m (estos asentamientos son sumamente excesivos, ya que el reglamento indica un movimiento vertical máximo de 30 cm).
- Se realizó un estudio de comportamiento del suelo en el que se obtuvieron los siguientes valores: periodo de rotación ($T_\theta = 2.017 \text{ s}$) periodo dominante del suelo ($T_s = 4.8 \text{ s}$), amortiguamiento crítico ($\xi_o = 12.77\%$), coeficiente sísmico ($c = 0.385$).
- En la zapata trapezoidal, la punta de los pilotes alcanza los 49.8 m de profundidad (atraviesa la primer capa dura, que en este sitio se encuentra entre los 38.0 y 40.95 m de profundidad).

- La descarga de la superestructura y la cimentación es de 12260 t; que corresponde a una presión total de 12.3 t/m^2 . Además existe una excentricidad de carga de 1.29 m en el sentido longitudinal, lo que origina un momento de volteo de 15631 t.m.

- Debido a la forma de la zapata y la excentricidad de la carga, se producen asentamientos diferenciales en el sentido vertical, superiores a 0.004 del claro (el reglamento marca para marcos de concreto un límite de 0.001 del claro).

- La capacidad de carga de los pilotes resulta de 99 t, lo que nos lleva a una capacidad total de 12375 t, y que conduce a una presión $q_p = 12.42 \text{ t/m}^2$. Esto indica que no existe presión de contacto entre la interfaz suelo-zapata, por lo que el cajón de la cimentación tenderá a despegarse del suelo, y que lleva a un posible riesgo de falla en un sismo.

- Como se puede apreciar en las figuras de los resultados obtenidos en los piezómetros, la parte correspondiente a la formación arcillosa superior tiene una presión medida casi igual a la presión hidrostática, lo que nos indica que la carga ha sido absorbida casi en su totalidad por los sólidos del suelo, sin embargo; en la formación arcillosa inferior, se presenta un gran abatimiento de la presión del agua, lo que nos da idea que la causa del hundimiento del edificio, corresponde principalmente al hundimiento regional provocado por la extracción de agua del subsuelo.

⊕ **RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO TOPOGRÁFICO.**

- Refiriéndonos a la figura en la que se muestran las elevaciones de las zapatas del edificio en sus ejes A y G, podemos apreciar el resultado de los levantamientos hechos durante un largo periodo de tiempo. En ellos se muestra los movimientos diferenciales entre estos dos ejes, que van desde los 16 cm hasta los 82 cm.

- También se puede observar la diferencia de elevaciones entre las diferentes zapatas que van desde los 31 cm hasta los 57 cm.

- En la figura que representa las velocidades de hundimiento regional de la zona de Pantitlán, podemos observar que el Banco de Nivel Profundo que instalo la Facultad de Ingeniería registra una velocidad de hundimiento al final del periodo de mediciones, ya estable de 16.25 cm por año. Por otro lado la velocidad de hundimiento regional registrada por el Banco de Guadalupe indica 11.12 centímetros por año.

⊕ RESUMEN DE LOS RESULTADOS OBTENIDOS EN EL ESTUDIO DE RIESGO SÍSMICO.

- Se construyeron los espectros de respuesta y de diseño mostrados en las figuras 1 y 2 para los periodos de retorno $T_r = 5, 10, 20, 50, 100$ y 200 años, tomando los efectos de no-linealidad estructural y de la interacción suelo estructura.

- Se encontró que los efectos inerciales (cambio de periodo y amortiguamiento) son más significativos que los efectos de interacción cinética (reducción del movimiento en la base de la cimentación).

- La geometría de la estructura y cimentación inhiben significativamente el cabeceo inducido por la excitación sísmica.

- La respuesta sísmica del terreno está controlada en su mayor parte por los depósitos lacustres superficiales que se extienden a una profundidad cercana a los 60 m y que tienen una velocidad de propagación de onda de cortante cercana a los 50 m/s.

- El periodo dominante del terreno es de prácticamente 4.7 s.

- La estructura del edificio es relativamente rígida con respecto a la flexibilidad del terreno.

- El periodo fundamental de la estructura podría coincidir con los periodos superiores de vibración (en los primeros dos modos superiores podría ser de 1.6 y 1.0 s.).

Teniendo en cuenta todos estos resultados obtenidos por los diferentes departamentos participantes en el proyecto, y analizando cuidadosamente cada uno de ellos, podemos realizar las siguientes afirmaciones:

Los diferentes elementos estructurales que conforman el edificio, poseen la capacidad necesaria para soportar los diferentes estados de cargas y acciones que durante el tiempo de operación se puedan presentar. Es decir, estructuralmente el edificio se encuentra en condiciones satisfactorias.

Las acciones sísmicas que se pudieran presentar no afectarían en gran medida a la estructura, ya que por su geometría el edificio es lo suficientemente rígido en comparación con la gran deformabilidad del terreno; por lo que es muy difícil que su periodo se iguale con el periodo fundamental de la estructura; sin embargo, existe un problema en la zapata de la cabecera sur, ya que al no existir presión de conato del cajón de cimentación con el suelo, este tiende a desprenderse y por lo tanto los pilotes que están soportando esta parte del edificio podrían llegar a penetrar en el cajón súbitamente al presentarse un sismo de magnitudes considerables.

Como las estructuras que forman el edificio pueden soportar las cargas y acciones que se presentan en él, la aparición de grietas, fisuras y deformaciones se deben principalmente a los movimientos diferenciales que se están presentando en su cimentación, es decir, el movimiento que existe entre una zapata y otra. También se tienen diferente velocidad entre los dos ejes transversales de cada zapata, lo que da como resultado los hundimientos diferenciales y la aparente emersión de la cabecera sur.

Es por ello que las estructuras que se encuentran dañadas, podrán corregirse o repararse definitivamente hasta que el problema de hundimientos del edificio se vea solucionado, o en su defecto para evitar que en las zonas críticas se continúe presentando o acentuando problemas como los que ya existen habrá que implementar juntas constructivas o articulaciones que permitan el desplazamiento de una estructura con respecto a las demás para que no se sigan dañando.

Las zapatas rectangulares desarrollan una presión de contacto mayor que el esfuerzo efectivo inicial, lo que no es recomendable ya que esto produce hundimientos excesivos de la cimentación en condiciones estáticas. Esto se ve reflejado en las diferentes nivelaciones que se realizaron y que indican movimientos verticales mucho mayores a los que el Reglamento establece como límites máximos.

Por otra parte, los pilotes de estas zapatas rectangulares, prácticamente han llegado a tocar la capa dura, por lo que, según este criterio, en poco tiempo empezarán a detenerse los hundimientos debidos a que los pilotes ya no podrán seguir hundiéndose, esto hará que aparentemente comience una emersión de las mismas. Sin embargo, debido a que los pilotes están diseñados para trabajar como pilotes de fricción el comportamiento que tendrán como pilotes de punta puede ser incierto.

Por su parte, la zapata de la cabecera sur, presenta un problema combinado de velocidad de hundimiento y de ausencia de presión de contacto entre el cajón de cimentación y suelo; es por ello que en esta zona es donde los problemas se acentúan. La velocidad de hundimiento que posee esta zapata, menor que la velocidad de hundimiento de las demás zapatas, se debe a que sus pilotes penetran la capa dura, lo cual produce un incremento en la fricción del pilote; así también, los pilotes soportan en su totalidad la descarga de la

estructura, evitando que el cajón de cimentación tome parte de esa carga y haya presión de contacto, por lo que el suelo se hunde conforme el hundimiento regional y la zapata se hunde a la velocidad de hundimiento de los pilotes.

También, es importante mencionar que por la misma geometría de la zapata, se observa una excentricidad en las cargas que la superestructura tiene sobre dicha zapata y por lo tanto se produce un momento de volteo que está provocando un hundimiento diferencial que debe corregirse antes de tratar de igualar los movimientos verticales con las demás zapatas del edificio.

Un aspecto muy importante en consideración son los resultados de las estaciones piezométricas, en ellas podemos observar que las presiones en el agua en la formación arcillosa superior, son muy parecidas a la presión hidrostática, lo cual nos indica que la presión en el suelo, ya fue absorbida casi en su totalidad por los sólidos que conforman el suelo; por lo que podemos decir que debido a la carga que el edificio esta ejerciendo sobre el terreno de cimentación se encuentra en equilibrio con la reacción del suelo.

Por otra parte, en lo que es la formación arcillosa inferior, la presión en el agua, se encuentra muy por debajo de la presión hidrostática, lo cual nos indica que debido al fenómeno de extracción de agua del subsuelo, los fenómenos de hundimiento se acentúan.

Si debido a que en la formación arcillosa superior la presión del agua es casi igual a la hidrostática, el hundimiento que sigue este estrato de arcilla de debe únicamente a la velocidad de la compactación del terreno con el tiempo, es decir, a la velocidad de hundimiento del estrato superior de arcilla.

En lo que se refiere a la formación arcillosa inferior, el gran abatimiento de la presión en el agua hace que el espesor de dicho estrato disminuya con mayor rapidez, sin embargo, en lo que corresponde a las zapatas rectangulares, este hundimiento es prácticamente imperceptible, ya que los pilotes de dichas zapatas se encuentran casi por apoyarse en la primer capa dura. La zapata trapezoidal es la que se ve afectada por este hundimiento, ya que sus pilotes penetran la capa dura.

Por lo tanto podemos concluir que los problemas que se presentan en el edificio de la estación son producidos principalmente por problemas en su cimentación. Atendiendo a esto se procederá al planteamiento teórico de algunas soluciones factibles, para evita que se sigan presentando estos problemas y que los que ya se encuentran se corrijan.

2. PROPUESTAS DE SOLUCIÓN.

Después de haber desarrollado en los capítulos anteriores la problemática que se presenta en el Conjunto Pantitlán, principalmente en el edificio terminal de la línea 9, así como los estudios realizados por los diferentes departamentos que tomaron participación en el proyecto y del análisis de los mismos; prosigue el planteamiento de las soluciones. En nuestro caso este planteamiento de soluciones se verá limitado a planteamientos teóricos, procedimientos a seguir y recomendaciones para llevar acabo dichas soluciones.

Esto se debe a que como los resultados obtenidos muestran que estructuralmente el edificio funciona adecuadamente y el problema es ocasionado por un mal comportamiento de la cimentación, el plantear un diseño numérico y detallado de las soluciones a la cimentación está fuera del alcance de este trabajo.

Sin embargo, en los casos que sea necesario se realizaran algunos cálculos aproximados para que mediante ellos, se pueda posteriormente hacer una evaluación de la mejor alternativa a seguir para solucionar el problema.

Tomando como base el análisis de los resultados mostrados anteriormente, podemos concretar en que el principal problema a solucionar es la igualación de los hundimiento, ya que, como se vio, la diferencia de velocidades de hundimientos a lo largo y ancho del edificio es los que está provocando la aparición de las grietas, fracturas y deformaciones de las estructuras que conforman el edificio.

¿Porqué uniformizar los hundimiento?. Revisando los resultados de topografía, podemos ver como primer punto, que las zapatas rectangulares, en su mayoría, tienen un comportamiento muy similar; es decir, los desplazamientos que tienen son casi de las mismas magnitudes y en las mismas direcciones; por lo que podemos plantear una solución de "renivelación" para todas estas zapatas rectangulares.

Por lo que corresponde a la cabecera sur, ésta posee una mayor complicación para su solución, ya que por la geometría que posee y los pilotes que penetran la primer capa dura proporcionan condiciones diferentes.

Debido a que en ambos casos los hundimientos tienen como origen el hundimiento regional (la compactación del suelo debido a las cargas que actúan sobre él, el tiempo y la extracción del agua) no nos es posible detener este fenómeno. Como una posible solución se podría llegar a pensar que el problema estaría solucionado si se cambia el tipo de cimentación de pilotes de fricción a pilotes de punta, es decir, apoyando todas las cimentaciones en la capa dura.

Esto no es muy recomendable ya que con el tiempo comenzaría un aparente emergimiento de la estación, que traería consigo nuevamente problemas en el comportamiento de la cimentación. Por ello lo más conveniente es la uniformización de los hundimientos, siguiendo las velocidades de desplazamientos verticales que el suelo vaya tomando.

Del mismo modo, se debe tomar en cuenta que al plantear una alternativa de solución esta considerar que la estación es un punto muy importante de comunicación entre el Estado de México y el Distrito Federal, ya que en ella se encuentran presentes cuatro líneas del Sistema de Transporte Colectivo, por lo cual no sería muy factible que la solución involucre la suspensión del servicio. Esto podría incrementar los problemas que ya se tienen en relación al transporte de pasajeros que llegan a este punto.

Así mismo, al plantear las alternativas de solución, debe considerarse que estas proporcionen una seguridad adecuada a la estructura, y por consiguiente a la población que hace uso de ella, durante un lapso de tiempo que le de a las estructuras que conforman el edificio, una vida útil acorde a las necesidades que en un futuro pueda solicitar la población.

De este mismo modo es imprescindible mencionar que todas las soluciones que se pudieran plantear, deben tomar en cuenta el aspecto económico; ya que posteriormente, al hacer la evaluación de la mejor alternativa de solución al problema, uno de los aspectos más importantes y que en la mayoría de los casos determina cual es la alternativa de solución que se llevará a cabo es "la más económica"; sin descuidar la seguridad y confiabilidad de la solución.

Resumiendo, las soluciones que a continuación se van a plantear deben perseguir como aspectos principales los siguientes puntos:

- Nivelar las zapatas, tanto las rectangulares como la trapecial en el sentido transversal del edificio.
- Uniformizar los hundimientos de todo el edificio.
- Garantizar la seguridad estructural del edificio durante el periodo de vida útil de la estación.
- Interferir lo menos posible con el funcionamiento de las instalaciones y servicio que la estación está proporcionando.
- No desatender el aspecto económico de las soluciones.

A) Nivelación de las Zapatas.

La nivelación de las zapatas es un punto muy importante a considerar, ya que en cualquier tipo de solución que se plantee para lograr la estabilidad de la estructura del edificio, el control de los desniveles que se puedan presentar debe ser muy preciso. Es por ello que la solución de este problema debe ser un mecanismo que permita no solo nivelar en estos momentos las zapatas, sino que pueda funcionar como un sistema de control permanente para futuras eventualidades que provoquen un desajuste en el nivel de las mismas.

En otras palabras la alternativa de solución que en esta sección se dé debe permitir el controlar los hundimientos diferenciales de cada zapata, independientemente de los hundimientos provocados por el hundimientos regional existentes entre cada zapata.

Tomando en cuenta estas consideraciones, existen dos posibles mecanismos de solución para controlar los desniveles de cada zapata, los cuales son:

- ⊕ Implementación del dispositivo utilizado en pilotes de control para controlar los hundimientos.
- ⊕ Implementación del dispositivo conocido como gato de arena.

A continuación se describen cada uno de ellos con la finalidad de poder hacer una evaluación posterior.

En el primer caso, el dispositivo se implementa por la parte superior de las contr trabes de la cimentación, perforando la zona en donde se localizan los pilotes para permitir que estos penetren en la cimentación y creando mediante unas estructuras un puente que permita soportar los pilotes, entre el puente y el pilote se coloca un material comprimible (en la mayoría de los casos cubos de madera). Conforme el tiempo transcurre, los cubos de madera se van comprimiendo y la cimentación va bajando; por lo que en un determinado momento es necesario retirar del soporte los cubos y demoler la parte del pilote que ha emergido para volver a colocar lo cubos.

Este dispositivo tiene como inconvenientes que el mantenimiento y supervisión del dispositivo debe ser constante, sea cual sea la alternativa de solución para el problema de los hundimientos. Solo sería factible si la dicha solución se refiriera a modificar el funcionamiento de los pilotes haciéndolos que trabajen como pilotes de control. Además el control de los hundimientos no es muy preciso, ya que únicamente se controla el hundimiento dependiendo del número de cubos de madera que se colocan en el dispositivo, en otras palabras el giro que

la zapata tendría no sería lo adecuado que se requeriría, además que tardaría tiempo en llevarse a cabo lograr dicha precisión.

Por su parte el dispositivo conocido como gato de arena se trata de un dispositivo colocado en la parte inferior de la losa de cimentación, desconectando los pilotes y colocando un dispositivo que consta de un cilindro metálico lleno de arena fina de una granulometría uniforme. En el cual va a apoyarse un pistón de madera dura que en su parte superior se encuentra redondeada (conocida como rótula) y que sirve a su vez de apoyo a otra pieza de madera unida a una placa metálica que sirve de unión con el cajón de cimentación.

Los hundimientos se controlan mediante una válvula colocada en el cilindro por el cual se deja escapar la arena. Permitiendo que el pistón baje y la pieza colocada en la parte superior gire y la zapata se nivele con mayor precisión ya que en comparación con el dispositivo de los pilotes de control este dispositivo permite que la losa de cimentación y por consiguiente la cimentación en general, gire con respecto al pilote al hacerla bajar sin la necesidad de estar demoliendo el pilote constantemente.

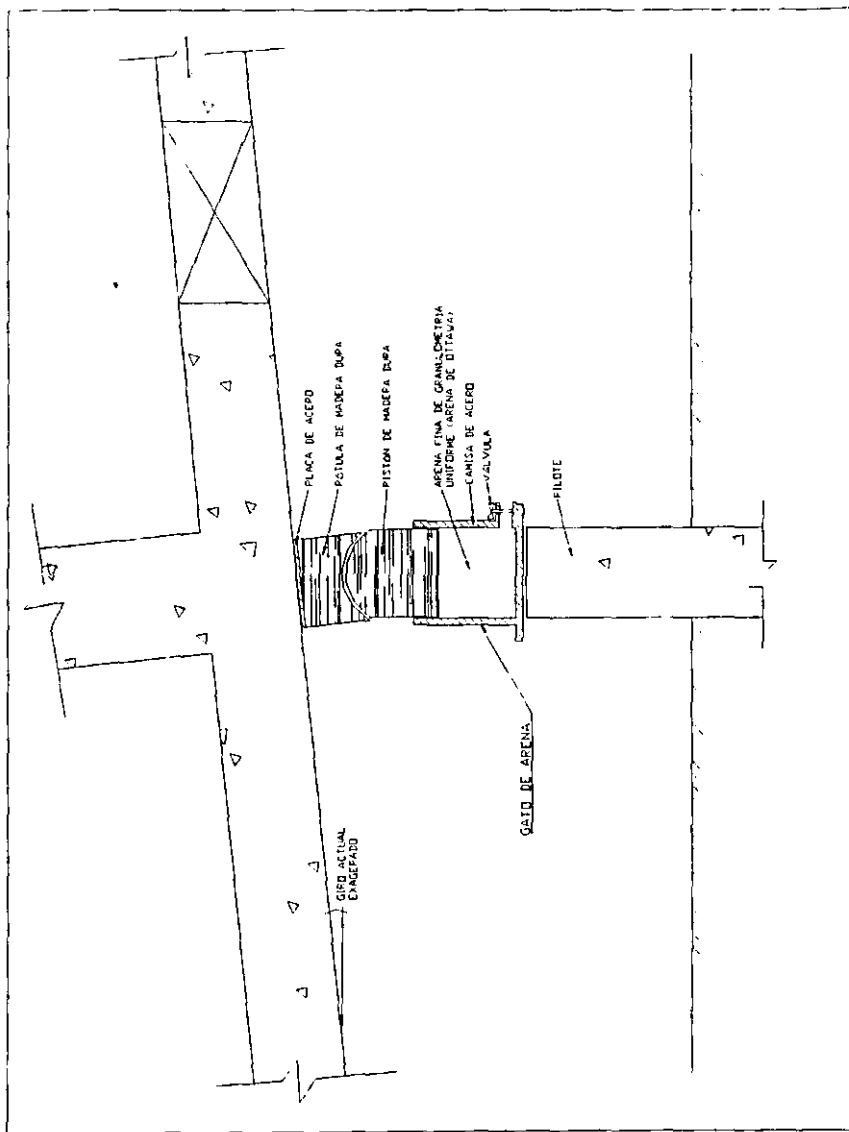
El inconveniente de este dispositivo, es que se tienen que hacer excavaciones en donde se encuentren o se vaya a colocar los pilotes, así como garantizar una adecuada conexión de estos con la losa o con las contratraves de la cimentación.

También, el costo por mantenimiento del dispositivo de los pilotes de control es mucho mayor que el costo por mantenimiento del gato de arena, ya que en el dispositivo empleado en los pilotes de control, el cambio de los cubos de madera que se emplean en el control del desplazamiento vertical del pilote deben cambiarse constantemente, mientras que en el gato de arena el material que controla el movimiento es arena que se deja escapar por una válvula (la madera que se ocupa en la rótula es muy dura, en comparación con la que se ocupa en el dispositivo de los pilotes de control que debe ser blanda para facilitar la deformación y que la zapata pueda descender).

Sin embargo, esta alternativa parece ser más viable que la anterior, ya que en nuestro caso, la cimentación que se posee es a base de pilotes fricción, y aunque ya está por tocar la capa dura, no están diseñados para trabajar como pilotes de punta o de control; mientras que la alternativa del gato de arena, no afecta el funcionamiento de diseño de los pilotes, pues si los pilotes trabajan como pilotes de fricción o de punta, estos seguirán trabajando de igual forma.

En la figura V-1 se esquematiza el mecanismo de un gato de arena.

Fig. V-1 Dispositivo de control para la renivelación de la zapata trapezoidal



B) Alternativas de Solución para las Zapatas del Edificio.

El edificio terminal de la línea 9, presenta una gran complejidad en cuanto a la búsqueda de una solución. Esto debido a que como se mencionó con anterioridad, es una zona muy conflictiva, tanto en lo que se refiere a la gran cantidad de personas que confluyen en este lugar durante la gran parte del día, lo cual obliga a que la realización de los trabajos se lleva a cabo durante las horas en las que no se da servicio de transporte; así como del tipo de suelo en el que se encuentra cimentada la estación.

Este último factor es el que más influye en el planteamiento teórico de las soluciones, ya que el comportamiento que mediante los estudios realizados se está presentando en este suelo nos definen cuales serían los posibles tipos de solución que se podrían plantear.

Del mismo modo las alternativas de solución planteadas para resolver el problema que presenta la cimentación de la Estación terminal van a ser evaluadas con relación a dos aspectos fundamentales: garantizar la seguridad estructural de la estación en general; y tener un comportamiento satisfactorio en el futuro al menor costo posible, tanto para la etapa de realización como para el mantenimiento que se le de a la solución de manera subsecuente.

Con base en las características del problema, ya vistas en los capítulos anteriores, para resolver los problemas de cimentación que manifiesta la Estación terminal podemos plantear dos alternativas básicas de solución:

- 1) Recimentación con pilotes apoyados de punta
- 2) Recimentación con pilotes trabajando a fricción

1) Solución con pilotes de fricción.

a) Zapatas rectangulares

Debido a que las puntas de los pilotes de fricción están muy cerca de la capa dura y tomando en cuenta que el hundimiento regional en la zona es del orden de 12 cm/año, es muy factible que en un lapso corto, éstas lleguen a apoyarse en el estrato resistente. De presentarse esta condición la cimentación tendrá un comportamiento impredecible a causa de la variabilidad de la capa dura, en lo que se refiere a su espesor y propiedades mecánicas.

Por esta razón, los pilotes de fricción existentes no podrán aprovecharse como parte de la nueva cimentación, más aún tendrán que desconectarse y recortarse, lo que conlleva al hincado de pilotes adicionales, cuya geometría, nivel de desplante, número y distribución, deberá ser tal que se garantice un adecuado comportamiento, del sistema de cimentación cajón-pilotes, para las diferentes combinaciones de acciones que puedan presentarse. Además, los asentamientos o emersiones que se provoquen por el hincado de los nuevos pilotes deberán limitarse a valores permisibles y ser compatibles con los movimientos del resto de las estructuras del Conjunto Pantitlán.

Una aproximación del tiempo que tardarán las puntas de los pilotes para llegar a la capa dura se puede realizar considerando que en promedio la capa dura comienza a una profundidad de 38 m y que la profundidad promedio de la punta de los pilotes se localiza a los 37.95 m. Esto nos indica que existen todavía 5 centímetros de estrato de arcilla que los pilotes tienen que descender para que la punta se apoye directamente sobre el estrato resistente. Esto es viendo desde un punto de vista muy general, ya que por la irregularidad del estrato resistente en cuanto a profundidad, en algunos casos la punta ya se apoyó en ella.

Ahora bien, si consideramos una velocidad de hundimiento regional constante de 12 cm/año (velocidad que en la realidad va disminuyendo) y considerando que el cambio en el espesor del estrato de arcilla es función del abatimiento de la presión del agua; podemos hacer una relación entre la velocidad de hundimiento y la participación que posee el estrato con el abatimiento de la presión del agua.

Para ello es necesario conocer el déficit de presiones que existe en cada uno de los estratos arcillosos (formación arcillosa superior e inferior), para posteriormente determinar la participación que cada una de ellas tiene en la velocidad de hundimiento regional.

Para ello se procede a discretizar los estratos de arcilla en estratos de 1 m de espesor y mediante los datos por los piezómetros hacer la diferencia de presiones entre las registradas y la presión hidrostática. Posteriormente se suman

todos los déficits de presión en cada formación arcillosa, así como la suma total de déficits en ambos estratos; esto con la finalidad de obtener el déficit total de presiones en la zona.

De este desarrollo se llega a los siguientes resultados:

Déficit de presión total: 489.55 t/m^2

Déficit de presión en la F.A.S.: 44.75 t/m^2

Déficit de presión en la F.A.I.: 444.8 t/m^2

Por lo que haciendo la relación de participación de los déficits de presiones en las formaciones arcillosas tenemos:

% de participación de la F.A.S. = $(44.75 / 489.55) * 100 = 9.14 \%$

% de participación de la F.A.I. = $(444.8 / 489.55) * 100 = 90.86 \%$

Por lo que el cambio en el espesor del estrato de arcilla que corresponde a lo que falta para que la punta de los pilotes de las zapatas rectangulares toquen la capa dura es de:

$$\Delta_{\text{espesor}} (0.0914 * 12) = 1.1 \text{ cm/año.}$$

⇒ para que se reduzca un metro en la formación arcillosa superior deben pasar aproximadamente $5 / 1.1 = 4.5$ años.

Es por ello que como la vida útil de la estación se plantea para una duración mucho mayor, es necesario plantear una solución que permita que esto se lleve a cabo.

Para ello es necesario modificar las condiciones bajo las que están trabajando estas cimentaciones. Como vimos en la sección anterior de este capítulo donde se hace un resumen de los resultados obtenidos, los pilotes de dichas zapatas están soportando una determinada cantidad de la descarga del edificio y el cajón de cimentación soporta el resto, sin embargo, la presión que el de contacto que el cajón ejerce sobre el suelo sobrepasa el esfuerzo efectivo a nivel del desplante, lo que nos provoca que existan hundimientos inducidos por esta sobre carga de presión.

Esto nos lleva a pensar primeramente que la solución a desarrollar debe considerar una presión de contacto menor que el esfuerzo efectivo a nivel

desplante, dando un factor de seguridad adecuado con lo que se corregiría este problema. Lo cual se puede llevar a cabo incrementando el área de la zapata o incrementando el número de pilotes de fricción para reducir dicha presión.

Ahora bien, en lo que se refiere a los pilotes de fricción que existen, dentro de muy poco tiempo su comportamiento comenzará a ser muy impredecible, por lo que también se debe considerar que ya no serán útiles para los fines que perseguimos. Así, desde esta consideración sería muy conveniente desconectar todos los pilotes existentes y recortarlos una distancia lo suficientemente adecuada para garantizar que los asentamientos que van a provocar no sean excesivos.

Para el desarrollo de esta solución se tienen que hacer las siguientes consideraciones:

1) Tanto el cajón como los pilotes de fricción contribuyen a la estabilidad de la cimentación.

2) La presión de contacto en la losa de apoyo del cajón se debe limitar a 1.5 t/m^2 como valor máximo; valor menor al esfuerzo vertical efectivo de 2.90 t/m^2 que se tiene al nivel de desplante.

3) Los pilotes nuevos trabajarán a su capacidad última por fricción positiva, por lo que ante un evento accidental, por ejemplo sismo, el cajón deberá tener la capacidad de absorber los incrementos de esfuerzo generados, con un factor de seguridad adecuado.

4) Los pilotes de fricción desconectados y recortados trabajarán a largo plazo a fricción negativa, aspecto que deberá tomarse en cuenta en la evaluación del asentamiento de la cimentación.

Tomando en cuenta las consideraciones anteriores, el cajón de cimentación debe absorber 630 ton, por lo que los nuevos pilotes deben diseñarse para soportar las 6500 ton restantes.

Los pilotes existentes deben desconectarse y recortarse dejando una separación de 2.5 m entre la cabeza de estos pilotes y la losa de cimentación, para garantizar que los nuevos trabajen siempre a fricción positiva. El asentamiento que se generará en esta cimentación dependerá del trabajo de conjunto, tanto de los nuevos pilotes sometidos a fricción positiva, como de los pilotes desconectados trabajando a fricción negativa.

b) Zapata Trapecial.

La zapata trapezoidal tiene como sistema de cimentación un cajón con dimensiones en planta irregulares, con un lado corto igual a 22.75 m, un lado largo de 34.20 m y una longitud de 35 m, abarcando un área en planta de aproximadamente 1000 m². Su profundidad de desplante es de 2.20 m, respecto al nivel actual del terreno y cuenta con 124 pilotes de fricción, de 30x30 cm de sección transversal, desplantados a 49.8 m de profundidad.

Dado que existe un desplome de esta zapata, para nivelarla es necesario desconectar los pilotes, instalarles un sistema de apoyo provisional que permita, al mismo tiempo, hacer que la zapata baje y gire en los puntos deseados. Este sistema puede ser el mencionado con anterioridad, ya que con este mecanismo se garantiza un adecuado factor de seguridad para la operación de la renivelación de la zapata.

Como vimos anteriormente, el desplome sufrido en esta zapata se debe a la presencia de una excentricidad en la descarga del edificio, inducida principalmente por su geometría. Por lo que parte de la solución en esta zapata corresponde a evitar que esta excentricidad siga afectando el comportamiento de la cimentación, debido a que aún con la implementación del sistema de gato de arena, las revisiones y correcciones que en este se tendrían que hacer serían muchas y con un intervalo de tiempo entre una corrección y otra relativamente cercano.

Es por ello que para evitar este procedimiento de mantenimiento, lo mejor es eliminar en lo más posible la presencia de la excentricidad de la descarga en la cimentación, esto lo podemos lograr si dividimos la cimentación en dos nuevas zapatas, una de forma rectangular muy similar a las otras zapatas del edificio y una de forma romboidal, que soportaría las cargas del último apoyo del puente que soporta las vía de los trenes del Sistema de Transporte Colectivo Metro.

Esta división se debe realizar posteriormente a la nivelación de la zapata, para lo cual deben colocarse con anterioridad unos pilotes que garanticen la seguridad de la estructura durante la operación.

Una vez logrado el enderezamiento, la zapata se dividirá en dos partes con objeto de evitar que nuevamente se generen movimientos diferenciales a largo plazo. En ambas zapatas, al igual que las zapatas rectangulares debe existir una presión de contacto (que en este momento no existe) menor que el esfuerzo efectivo a nivel de desplante; por lo que de manera similar la presión de contacto se limitará a 1.5 t/m² y el resto de la carga se tomará con pilotes de fricción trabajando a su capacidad de carga última.

Para una mayor precisión de la cantidad de pilotes por colocar en ambas zapatas, así como del número de pilotes que deben desconectarse y recortarse,

debe hacerse un estudio detallado considerando las velocidades de hundimiento y de los movimientos que se tendrán en la cimentación al realizar la nivelación. Esto es con la finalidad de igualar los movimientos de estas nuevas zapatas con las del resto del edificio.

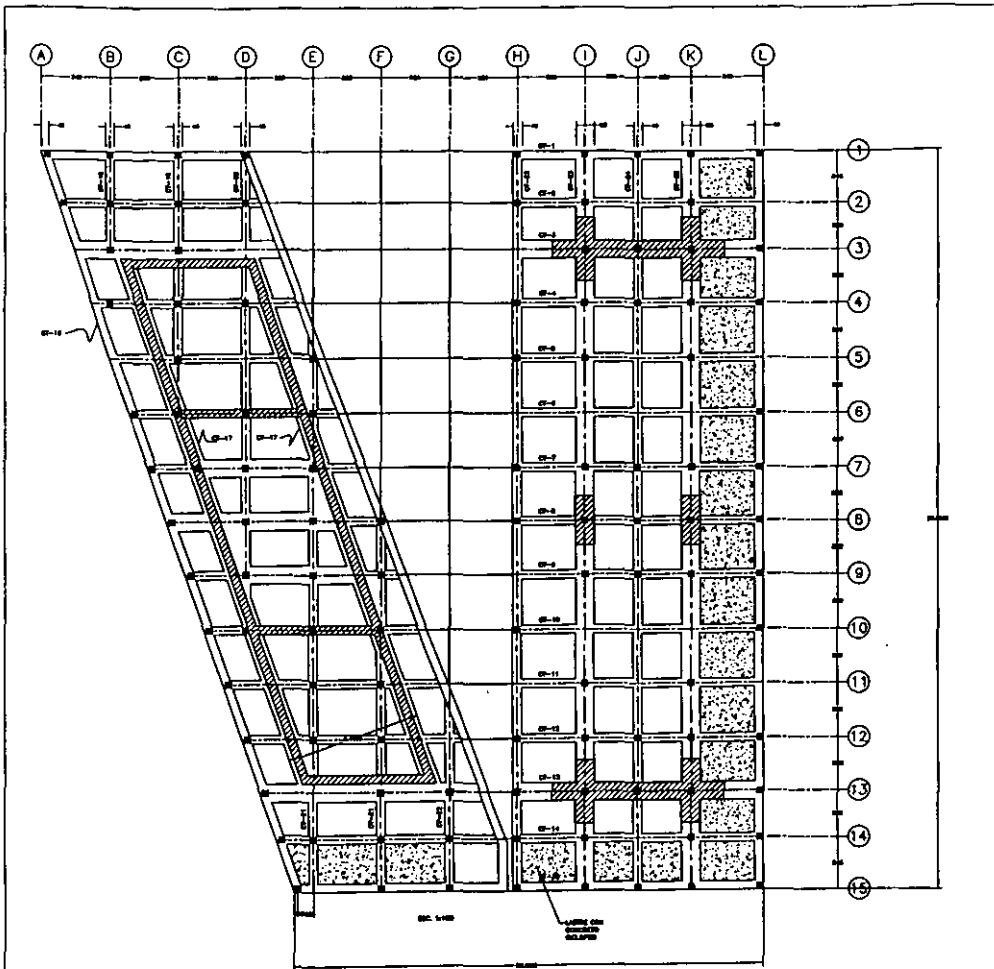
La distribución de estos nuevos pilotes debe obedecer a que en ella se debe hacer coincidir el centro de cargas con el centro de reacciones, para evitar excentricidades que conduzcan nuevamente al volteo de la estructura.

El diseño de los pilotes debe considerar, al igual que la solución planteada para la alternativa de solución de las zapatas rectangulares, los siguientes aspectos:

- 1) Tanto el cajón como los pilotes de fricción contribuyen a la estabilidad de la cimentación.
- 2) La presión de contacto en la losa de apoyo del cajón se debe limitar a 1.5 t/m^2 como valor máximo; valor menor al esfuerzo vertical efectivo de 2.90 t/m^2 que se tiene al nivel de desplante.
- 3) Los pilotes nuevos trabajarán a su capacidad última por fricción positiva, por lo que ante un evento accidental, por ejemplo sismo, el cajón deberá tener la capacidad de absorber los incrementos de esfuerzo generados, con un factor de seguridad adecuado.
- 4) Los pilotes de fricción desconectados y recortados trabajarán a largo plazo a fricción negativa, aspecto que deberá tomarse en cuenta en la evaluación del asentamiento de la cimentación.

La solución para estas zapatas se puede simplificar un poco, considerando que la nueva zapata rectangular posee las mismas características geométricas del resto de las zapatas del edificio, aunque la carga que soporta es diferente debido a que en la parte superior del edificio se localizan todos los cuartos de mando; sin embargo, esta sobre carga no es muy significativa y por lo tanto es casi seguro que el diseño de los pilotes de fricción puede considerarse igual. En el caso de la zapata romboidal, se tendrán que realizar el diseño completo de las características geométricas y de distribución que se hizo para las otras zapatas.

A continuación se muestra un esquema de cómo quedaría la zapata trapecial una vez que esta sea seccionada.



PLANTA

	PROYECTO:	CONJUNTO PANTITLAN
	TEMA:	ZAPATA TRAPEZIAL SECCIONADA
	FACULTAD DE INGENIERIA. UNAM	
	JUSTINO CASTILLO MATA	

2) Solución con pilotes de punta.

Plantear una solución con pilotes de punta para solucionar un problema como el que se presenta en la estación Pantitlán podría ser lo más lógico que se pudiera pensar, ya que si el problema es que se están presentando hundimientos diferenciales, estos se eliminan apoyando los pilotes en una capa dura que impida que las zapatas se sigan hundiendo.

Es una solución muy práctica, ya que consiste básicamente en cambiara todos los pilotes de fricción que posee la cimentación por pilotes de punta, los cuales absorberán en su totalidad la descarga del edificio; por lo que la losa del cajón de cimentación, así como la subpresión deben despreciarse en los cálculos correspondientes.

Sin embargo, en este caso los pilotes deben diseñarse par poder soportar la descarga del edificio y la fricción negativa generada por el hundimiento regional. Esta fricción negativa se genera ya que al transcurrir un largo periodo de tiempo, el suelo comienza a desprenderse de la losa de cimentación (creando un aparente empujamiento de la cimentación, caso similar al que sucede en la cabecera sur) ya que como los pilotes se apoyan en la capa dura, estos ya no descienden y el suelo que se encuentra adherido al fuste del pilote empieza a generar una sobrecarga.

Por este motivo, la instalación de pilotes de punta debe ir acompañada de un sistema de control de nivelación, el cual como consiste en permitir que los pilotes penetren en la cimentación para que con ello la zapata descienda. La sección del pilote que penetra en la cimentación se demuele para que se siga conservando el espacio necesario para que el pilote siga penetrando.

Por otra parte, los sondeos exploratorios realizados muestran que la primera capa dura presenta una gran erraticidad en espesor y propiedades mecánicas. Para poder adoptar esta solución se requiere verificar de manera más confiable el espesor de este estrato y llevar a cabo pruebas mecánicas en campo y laboratorio que permitan conocer los parámetros de resistencia y compresibilidad representativos.

Podemos resumir esta alternativa de solución de la siguiente forma:

- 1) Nivelar las zapatas (esto puede llevarse a cabo siguiendo el procedimiento planteado con anterioridad), tanto en sus dos ejes como en relación con las demás zapatas del edificio, con la finalidad de remediar los daños que existen actualmente.
- 2) Una vez niveladas las zapatas, realizar los arreglos necesarios en el cajón de cimentación para la colocación de los nuevos pilotes o para

colocar los dispositivos de control que llevarán los pilotes (nuevos o existentes, según sea el caso).

- 3) Colocar los nuevos pilotes mediante un procedimiento constructivo en el cual no se afecte el funcionamiento de la estación.
- 4) Hacer un manual de mantenimiento en el que se especifique la periodicidad con la que se deben demoler los tramos de pilote que han penetrado en la cimentación. Este procedimiento debe ser permanente, ya que para evitar que se pierda el contacto entre la losa de cimentación y el suelo la cimentación debe descender.

Debido a estas características de diseño y de comportamiento que va a tener la solución en las zapatas (trapezoidal y rectangulares), podemos decir que la solución, más que tratarse de un procedimiento de pilotes de punta, se enfoca a una solución a base de pilotes de control.

CAPITULO VII:

CONCLUSIONES

Hemos llegado a la parte final del análisis del problema presentado en el Conjunto Pantitlán, en esta sección resumiremos los aspectos más relevantes que se observaron durante el desarrollo del presente trabajo así como el análisis de decisión de la alternativa más factible de llevar a cabo.

Para simplificar y poder observar con mayor claridad se procederá primeramente a mencionar las conclusiones obtenidas por los estudios realizados por los diferentes departamentos que participaron en el proyecto, para que con ello podamos concluir cuales son las causas que están provocando los diferentes daños en la estructura del edificio.

Posteriormente se realizará un análisis para determinar cual de las alternativas de solución planteadas en el capítulo anterior es la más recomendable para llevar a la práctica.

Siendo de esta forma, procederemos al desarrollo de las conclusiones de los estudios hechos.

PRIMERO: Como resultado de los estudios realizados en los diferentes modelos para cada tramo de estación, al emplear el espectro de diseño sísmico propuesto por el R.C.D.F. (muy similar al que se obtuvo en el estudio de riesgo sísmico) a cada modelo de elemento finito, se obtienen fuerzas cortantes de diseño bajas en general, debido a que los periodos de vibración de la estructura son considerablemente menores a los del suelo. Esto explica el bajo nivel de daños observados en el edificio. No obstante la revisión de la estructura, se realizó con un sistema de fuerzas laterales obtenidas de un análisis sísmico estático.

SEGUNDO: Del mismo modo los desplazamientos obtenidos en los modelos mencionados en el párrafo anterior, son considerablemente menores a los obtenidos de los modelos de marcos; siendo los primeros los considerados más adecuados.

TERCERO: Se observan algunos desniveles en el andén sobre el eje 3, debido al efecto de puntal que ha provocado la estructura de las escaleras, como consecuencia del hundimiento diferencial que ha sufrido la zapata de la cabecera

sur con respecto al resto de la estación, esto se podrá corregir una vez dada la solución para dichos asentamientos diferenciales.

CUARTO: El hundimiento diferencial observado de la cabecera sur con respecto al resto de la estación ha provocado daños en los muros de los cuartos existentes sobre el nivel de andén así como en el muro que divide la estación con el eje 1 norte, por ello se propone crear una junta o juntas constructivas (según sea necesario) en dicho cuarto y muro, para evitar daños mayores que pudieran ocurrir durante el proceso de corrección de niveles.

QUINTO: La estructura en general presenta condiciones de seguridad satisfactorias, aunque deberán revisarse los efectos que sobre ella provoquen los trabajos de corrección de niveles futuros. Esto quiere decir que estructuralmente el edificio terminal de la línea 9, es aceptable y que los daños que se presentan en ella no se deben a la falta de capacidad de las diferentes estructuras que la conforman. Por lo tanto el origen del problema radica en el comportamiento del suelo en donde se encuentra cimentada la estación.

SEXTO: En lo que corresponde a los resultados obtenidos por el departamento de geotécnica y que se enfocaron principalmente a la determinación de las posibles causas del problema, tenemos que el suelo en que se encuentra cimentado el edificio terminal de la línea 9 es de una deformabilidad muy grande y los actuales estados de carga de la estación sobrepasan un poco la capacidad que tiene el suelo. Es decir, en las zapatas rectangulares, la descarga del edificio sobrepasa en una cantidad no muy considerable la capacidad del suelo, por lo que se presentan asentamientos debido a esta sobrecarga. Sin embargo, en lo que corresponde a la zapata de la cabecera sur o mejor conocida como zapata trapecial, sucede lo contrario, los pilotes (que en este caso penetran la capa dura) soportan en su totalidad la descarga del edificio sobre ella, por lo que aparentemente emerge. Por ello es que en los problemas de aparición de fisuras en los muros y de deformación de ciertas estructuras se debe a un fenómeno de hundimientos diferenciales.

SEPTIMO: En las zapatas rectangulares los pilotes que originalmente se diseñaron para trabajar a fricción están a una distancia muy pequeña de apoyarse en la capa dura, por lo que su comportamiento será incierto si se dejan así. Por otra parte en esta primer formación arcillosa las presiones en el agua son muy parecidas a la presión hidrostática, caso contrario a la formación arcillosa inferior en donde existe un gran abatimiento en la presión del agua, por lo que podemos decir con certeza que la sobrecarga de la estación está prácticamente absorbida por los sólidos que conforman el suelo; esto nos lleva a pensar que en un futuro la disminución del estrato superior de arcilla dependerá únicamente del hundimiento regional y que la participación que tiene la extracción de agua de la zona influye en una fracción muy pequeña.

OCTAVO: El primer paso antes de plantear alguna alternativa de solución para igualar los hundimientos a lo largo de la estación fue la determinación de la nivelación de cada una de las zapatas mediante un sistema conocido como gato de arena, el cual permitirá nivelar las zapatas en sus ejes longitudinales y transversales así como dar una misma altura con respecto al resto de las zapatas del edificio.

NOVENO: La alternativa de recimentación con pilotes de fricción para el edificio de la Estación Pantitlán de la línea 9 del metro, involucra la utilización de nuevos pilotes que sustituyan a los existentes, en el caso de las zapatas rectangulares y, que los complementen, en el caso de la zapata trapezoidal del extremo sur del edificio terminal, así como su seccionamiento en dos nuevas zapatas; una rectangular de las mismas características del resto de las zapatas del edificio, y otra de forma romboidal. Asimismo, se requiere desconectar todos y cada uno de los pilotes existentes para poder, por un lado, enderezar la zapata trapezoidal y, por el otro, lograr que las zapatas rectangulares del resto de los apoyos del edificio tengan un comportamiento satisfactorio, con un factor de seguridad adecuado, en caso de un sismo. En las condiciones en las que se encuentra actualmente, la cimentación del edificio muestra vulnerabilidad ante una situación de esta naturaleza.

Es importante reiterar que la necesidad de desconectar los pilotes existentes, en las zapatas rectangulares, obedece a que estos pilotes se encuentran muy cerca de la primera capa dura y muy probablemente, comiencen a trabajar de manera diferente a como lo hacen a la fecha. El tiempo que falta para que se presente esta situación depende de la velocidad de hundimiento de la superficie del suelo con respecto a la primera capa dura. De acuerdo con las mediciones realizadas hasta la fecha, esta velocidad es cercana a los 12 cm/año, por lo que es de esperar que en un plazo de poco más de 4.5 años los pilotes alcancen dicha capa; tiempo que se estima se requiere para llevar a cabo la recimentación de la Estación terminal, ya que los trabajos se harían sin que el Metro de esta línea dejara de funcionar.

La alternativa de pilotes de punta, por su parte, consiste principalmente en recimentar todas las zapatas del edificio apoyando los pilotes nuevos en la capa dura, con lo que se evitaría que los hundimientos diferenciales hagan efecto; sin embargo y como no es posible evitar el hundimiento regional, se necesitaría la implementación en cada uno de los pilotes de las zapatas, de un sistema de control, el cual permitirá que la cimentación baje lo necesario para que no se pierda el contacto de la losa de fondo con el suelo. Para llevar a cabo esta alternativa, se deben desconectar todos los pilotes existente y recortarlo, para asegurar que la zapata tenga un comportamiento satisfactorio.

DÉCIMO: Haciendo una evaluación de las alternativas de solución (pilotes de fricción contra pilotes de punta), podemos obtener los siguientes resultados:

- ⊕ La alternativa de solución a base de pilotes de control (o pilotes de punta con un sistema de control de hundimientos) presenta las ventajas de ser una solución en la que no se interrumpe el funcionamiento de la estación, se uniformiza el comportamiento de toda la estación y la seguridad de la estructura es alta, siempre y cuando exista una adecuada supervisión de obra y mantenimiento además de no dañar las estructuras que se localizan en las inmediaciones del edificio. Por otro lado tiene las desventajas de ser un procedimiento muy largo (acentuándose más este aspecto en la zapata trapecial), laborioso y detallado, por lo que hace que su costo de realización sea elevado incrementándose con el tiempo pues el mantenimiento debe ser permanente. Es también necesario para llevar a cabo esta solución la realización de estudios adicionales relativos a las propiedades de la capa dura, pues no se tiene con certeza que dichas propiedades sean las adecuadas para realizar esta alternativa.

- ⊕ La alternativa de solución a base de pilotes de fricción presenta las ventajas de ser una alternativa en la que no se interrumpe el funcionamiento de la estación, se uniformiza el comportamiento de la estación y la seguridad de la estructura del edificio es alta, siempre y cuando exista una adecuada supervisión de obra, además de que su realización no requiere los estudios adicionales de la alternativa de pilotes de punta o control y es más rápida su realización, por lo que los costos disminuyen significativamente.

En base a las anteriores consideraciones, si es que ambas soluciones nos aseguran la misma seguridad de la estructura y que el comportamiento de la estación será satisfactorio durante la vida útil de la misma, se puede concluir que la alternativa más viable para desarrollar es la de la implementación de pilotes de fricción, ya que en tiempo, requerimiento de estudios adicionales y mantenimiento nos llevan a una alternativa cuyo desarrollo es más económico.

RECOMENDACIONES.

En virtud de que los estudios realizados para el comportamiento del conjunto Pantitlán indican que los daños que presenta la estación terminal de la línea 9 no son debidos a falta de capacidad de los miembros que constituyen el

edificio, sino que son ocasionados por problemas en su cimentación; y visto que la solución más viable es la recimentación a base de pilotes de fricción, a continuación se dan algunas recomendaciones en el proceso constructivo de esta solución; de manera muy general, ya que para definir un proceso constructivo a detalle deben realizarse mayores estudios.

Finalmente se mencionarán algunas recomendaciones para la reparación de los daños presentados en la actualidad y que deben realizarse inmediatamente después de concluida la recimentación de la estación.

Procedimientos constructivos

Zapatas rectangulares

La recimentación de las zapatas rectangulares involucra las siguientes etapas:

a) Hincado de pilotes a través del cajón de cimentación, en tramos iguales de 2.0 m de longitud cada uno. El hincado se hará a presión utilizando gato hidráulico con una capacidad de carga de 100 ton.

b) Excavación por debajo de la losa inferior del cajón para desconectar y recortar los pilotes existentes. La excavación será local, alrededor de los pilotes, tanto nuevos como existentes. Así mismo, será necesario abatir el nivel freático para poder acceder a los pilotes.

c) Refuerzo y conexión de los pilotes nuevos al cajón de cimentación.

d) Reposición del suelo excavado para restablecer el contacto con el cajón de cimentación.

e) Rehabilitación de la losa de fondo y losa tapa del cajón de cimentación.

Zapata trapezoidal

La rehabilitación de esta zapata requiere que sea renivelada previamente. El objetivo es el de hacer bajar el punto más elevado que actualmente tiene y que se localiza en el extremo surponiente. En consecuencia las actividades a desarrollar son las siguientes:

a) Reubicación temporal o definitiva de las instalaciones que ubican en la zona de la zapata que se demolerá.

b) Hincado de pilotes. El sistema de hincado será el mismo que se indica para las zapatas rectangulares.

c) Excavación, en toda el área, por debajo de la zapata para permitir la desconexión de los pilotes existentes y la instalación de los dispositivos de control para el enderezamiento, previo abatimiento del nivel freático.

d) Operación de los dispositivos de control en secuencia programada previamente para nivelar paulatinamente la zapata hasta llevarla a una posición lo más cercana a la horizontal.

e) Retiro de los dispositivos de control y conexión de los pilotes nuevos y existentes a los cajones de cimentación; excepto aquellos que se localicen en el área que será demolida.

f) Demolición parcial de la zapata para dividirla en dos partes; una de forma rectangular como apoyo extremo del edificio terminal y la otra de forma romboidal, semejante a la que se localiza del otro lado de la avenida.

g) Rehabilitación de las dos nuevas zapatas en las caras afectadas por el corte.

h) Reposición del suelo excavado para restablecer el contacto con el cajón de cimentación.

i) Rehabilitación de la losa de fondo y losa tapa del cajón de cimentación.

REPARACIÓN DE DAÑOS ACTUALES.

En lo concerniente a los daños actuales que presenta la estación terminal de la línea 9, podemos decir que son daños mínimos a la estructura en general. Es decir, los daños que se presentan no afectan al funcionamiento del edificio, son daños que se pueden reparar una vez solucionado el problema de los hundimientos en el edificio, ya que de realizarse antes de que el problema esté solucionado puede llevar nuevamente a la aparición de grietas o deformaciones originadas nuevamente por el movimiento del edificio al estarse nivelando sus zapatas o al uniformizar los hundimientos.

Las grietas que se presentan en las trabes portantes del tramo suspendido en azotea, se pueden reparar mediante un procedimiento de inyección de concreto, con el cual se podrá saber si es que posteriormente si es necesario realizarles alguna modificación.

En lo que corresponde a las grietas que aparecen principalmente en la zona de la cabecera sur, (grietas de muros de taquillas, de muros de escaleras, en cuantos de control de nivel andén, etc.) pueden solucionarse proponiendo la demolición de estos muros, para posteriormente volver a ser levantados pero con la creación de una junta constructiva, lo que se evitará la posible creación de nuevas grietas. Estos muros pueden demolerse completamente sin necesidad de seguir algún procedimiento especial ya que son muro de mampostería y que no se encuentran soportando ninguna carga.

Finalmente queda la reparación del muro que divide el edificio con el eje 1 norte. Para ello es necesario demolerlo por secciones, para evitar que el talud de tierra que está soportando falle; posteriormente y conforme se vaya demoliendo volver a colocar el armado del muro e ir colando nuevamente. Para que al finalizar la reparación, se tengan unas juntas constructivas en el muro que impidan se vuelva a dañar con los desplazamientos verticales que se van a presentar.

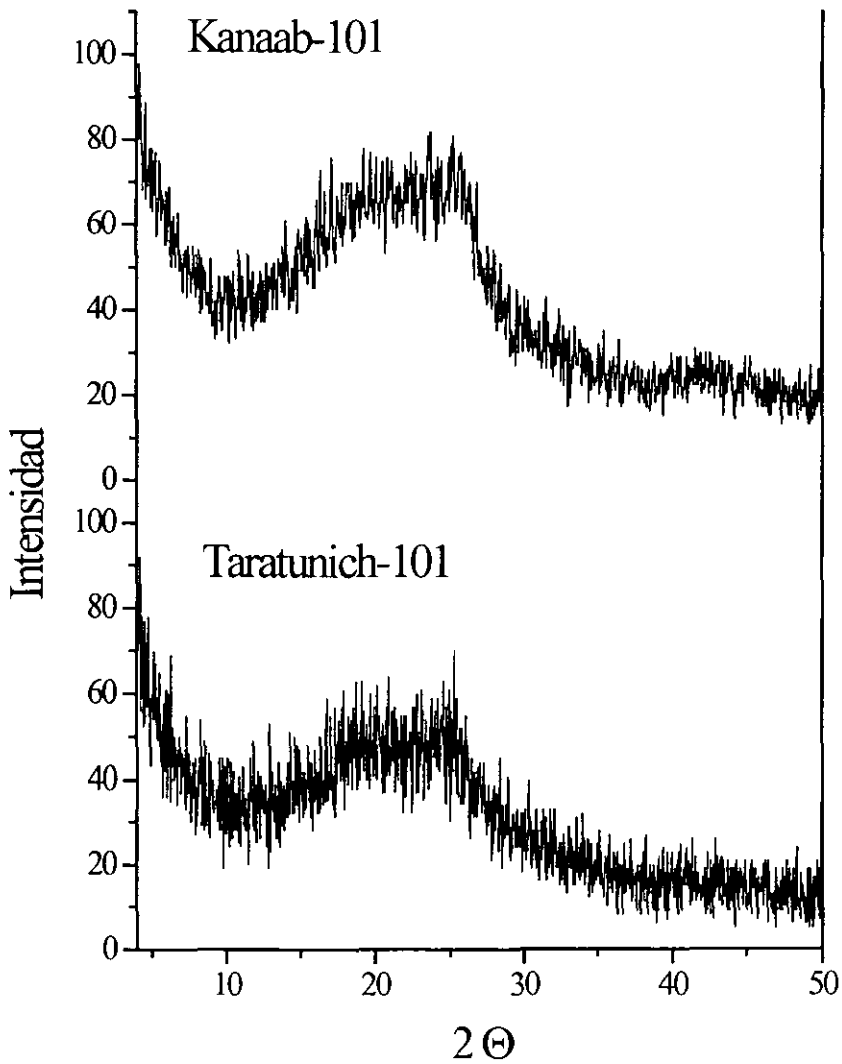
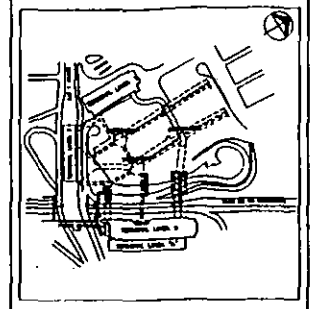
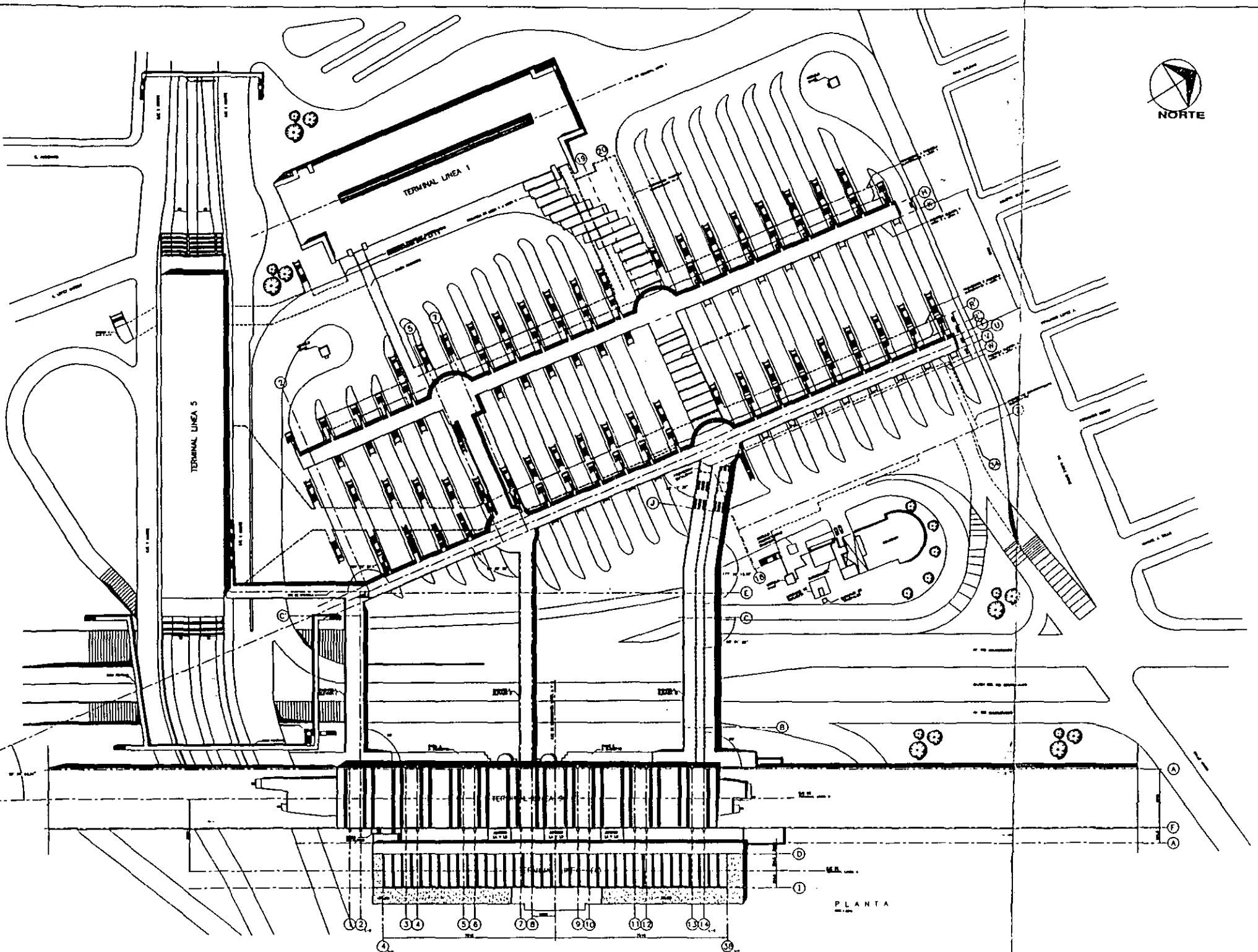


Figura 5.4.- Espectros de difracción de rayos-X de los asfaltenos provenientes del aceites Taratunich-101 y Kanaab-101.

ANEXO



NOTAS GENERALES.

- 1.- Este plan es exclusivamente para uso de consulta.
- 2.- Verificar datos de obra.
- 3.- No tomar datos a escala sin antes.
- 4.- Las obras deben ser en color.
- 5.- Verificar niveles de obra.
- 6.- La ubicación y los especificados de los materiales deben ser de acuerdo al programa de especificaciones de los materiales de construcción y de acuerdo a las especificaciones de la obra.

SIMBOLOGIA

MODIFICACIONES

No.	FECHA	INDICACIONES

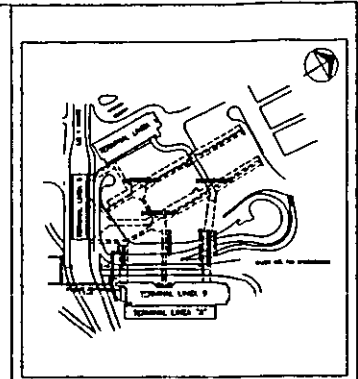
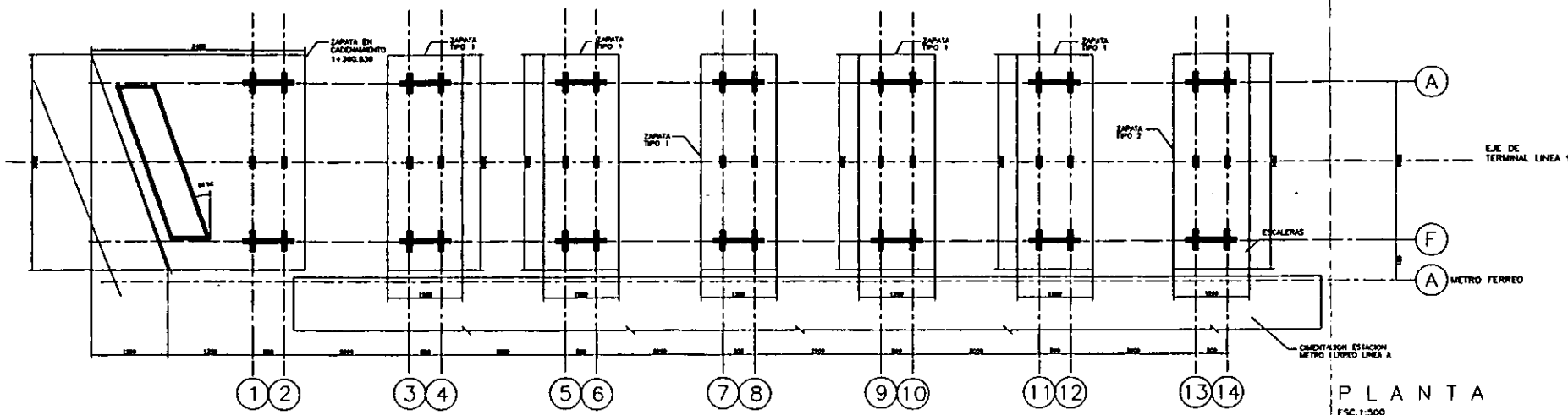


SECRETARÍA DE OBRAS PÚBLICAS



SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO METRO

PROYECTO: CONJUNTO PANTITLÁN	ESTRATEGIA: ...
FECHA: ...	ESTADO: ...
ARREGLO GENERAL	...



- NOTAS GENERALES.
- 1.- VERIFICAR BOCAS EN OBRA
 - 2.- NO TOMAR COTAS A ESCALA DEL DIBUJO
 - 3.- LAS COTAS SIEMPRE AL DIBUJO
 - 4.- VERIFICAR NIVELES EN OBRA
 - 5.- LA UBICACION Y LAS DIMENSIONES DE LAS CIMENTACIONES Y PILETAS ESTAN BASADAS EN LA INFORMACION OBTENIDA EN LOS PLANOS ESTRUCTURALES DISPONIBLES Y ESTAN SUJETAS A VERIFICACION EN EL OBRO

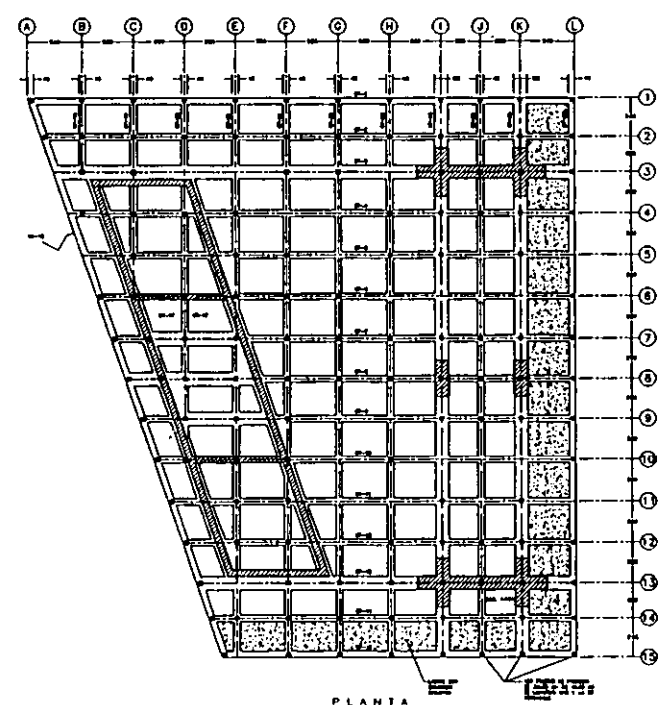
SIMBOLOGIA.

COLUMNAS DE CONCRETO DIVERTIDAS
 LOMO DE CONCRETO

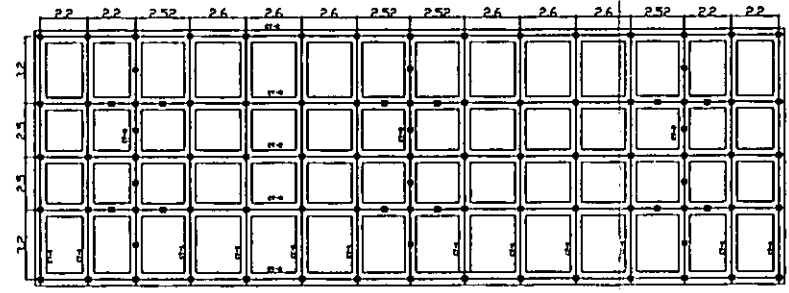
MODIFICACIONES

NUM.	MODIFICACION	FECHA	FINA

ZAPATA TRAPEZIAL

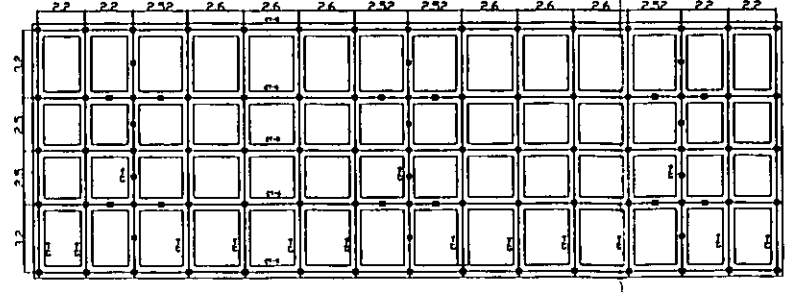


ZAPATA TIPO 1



99 PILETOS DE FRICCION DE 30x30 CM DE 34 M DE LONGITUD Y 1M DE DESCABECE

ZAPATA TIPO 2



99 PILETOS DE FRICCION DE 30x30 CM DE 34 M DE LONGITUD Y 1M DE DESCABECE

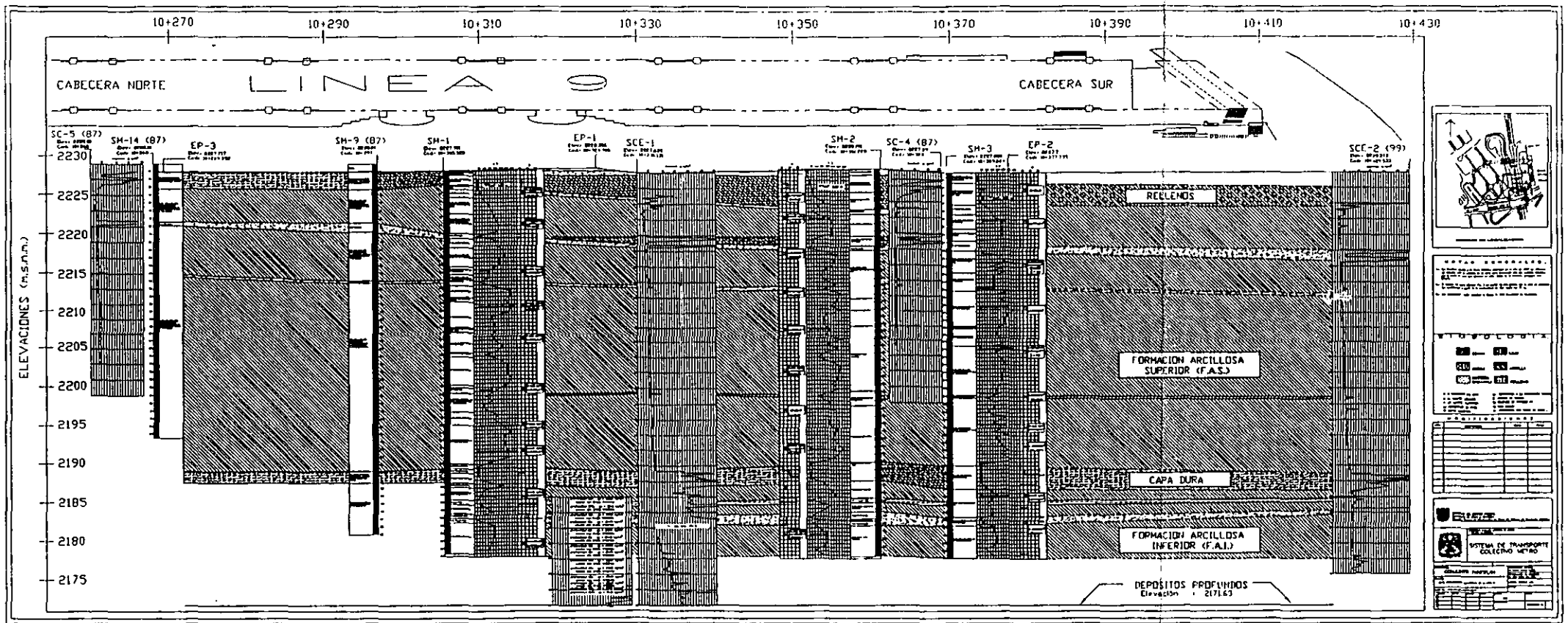
MINISTERIO DEL SECTOR PÚBLICO
 Oficina de Obras y Servicios
 División General de Construcción de Obras del Sistema de Transporte Colectivo

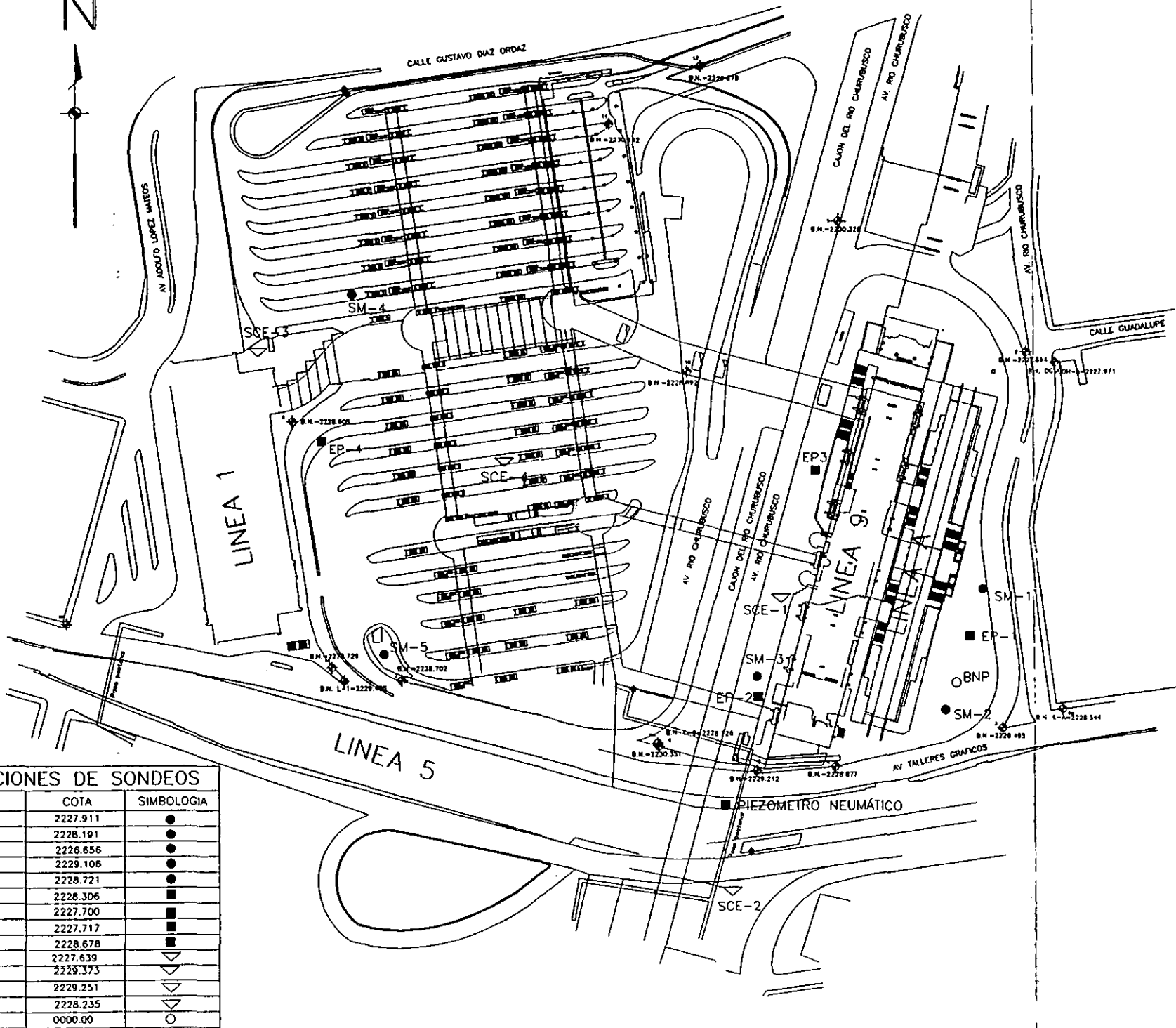
UNIVERSIDAD NACIONAL SAN MARCOS DE AREQUIPA
 Facultad de Ingeniería

SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO METRO

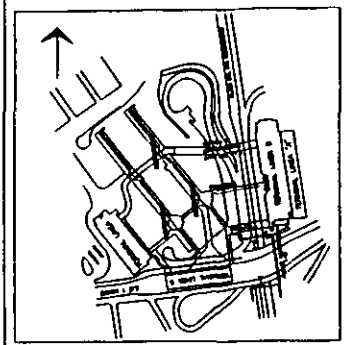
PROYECTO: CONJUNTO PANTILLAN
 PLANO: CIMENTACION

FECHA: 2006
 DISEÑADO: [Nombre]
 VERIFICADO: [Nombre]





ELEVACIONES DE SONDEOS		
POZOS	COTA	SIMBOLOGIA
SM1	2227.911	●
SM2	2228.191	●
SM3	2226.656	●
SM5	2229.106	●
SM4	2228.721	●
EP1	2228.306	■
EP2	2227.700	■
EP3	2227.717	■
EP4	2228.678	■
SCE1	2227.639	▽
SCE2	2229.373	▽
SCE3	2229.251	▽
SCE4	2228.235	▽
B.N.P.	0000.00	○



CROQUIS DE LOCALIZACION

NOTAS GENERALES

1.- El objeto de las mediciones es establecer y controlar el punto fijo de la red de nivelación de la zona, de acuerdo con el nivel de referencia del Banco de Nivel Profundo del Pantitlan de los Buses.
 2.- El objeto de las mediciones es establecer y controlar el punto fijo de la red de nivelación de la zona, de acuerdo con el nivel de referencia del Banco de Nivel Profundo del Pantitlan de los Buses.
 3.- Las mediciones se realizaron en el mes de mayo de 1988.
 4.- Las mediciones de la red de nivelación de la zona se realizaron en el mes de mayo de 1988.
 5.- Las mediciones de la red de nivelación de la zona se realizaron en el mes de mayo de 1988.

SIMBOLOGIA

- BNP BANCO DE NIVEL PROFUNDO ○
- B.N. BANCO DE NIVEL ●
- SM- SONDEO MIXTO ●
- SCE- SONDEO DE COMO ELECTRICO ▽
- EP- ESTACION PIEZOMETRICA ■

MODIFICACIONES

FECHA	MODIFICACION	FECHA	FECHA

GOBIERNO DEL DISTRITO FEDERAL
 SECRETARIA DE OBRAS Y SERVICIOS URBANOS
 DIRECCION GENERAL DE OBRAS Y SERVICIOS URBANOS

COMISION NACIONAL DE OBRAS Y SERVICIOS URBANOS

SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO METRO

PROYECTO: CONJUNTO PANTITLAN

PLANO: LOCALIZACION DE MONITOREOS, ESTACIONES PIEZOMETRICAS Y BANCO DE NIVEL PROFUNDO

FECHA DE ELABORACION: 1988

FECHA	ELABORADO	REVISADO	APROBADO

BIBLIOGRAFÍA.

- ⊕ Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Título Sexto. Capítulos III. DOF. México 1997.
- ⊕ Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Título Sexto. Capítulos IV. DOF. México 1997.
- ⊕ Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Título Sexto. Capítulos V. DOF. México 1997.
- ⊕ Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Título Sexto. Capítulos IX. DOF. México 1997.
- ⊕ Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal. Colegio de Ingenieros Civiles Mexicanos. México 1996.
- ⊕ Jeffrey P. Laible. Análisis Estructural. Mc. Graw Hill. México 1995.
- ⊕ Zeevaert, L. Foundation Engineering for Difficult Subsoil Conditions. Ed. Van Nostrand Reinhold Co., 1ª edición. 1973.

Bibliografía

Capítulo I

Burcik, Emil, J.; "Properties of Petroleum Reservoir Fluids"; Edit. IHRDC; 1^a edición; Boston, U. S. A. 1979, 1.

Demetrio, C. R.; "Valoración Tecnológica del Petróleo Crudo y sus Productos"; Instituto Politécnico Nacional.

James, H. G. Y Glem E. H.; "Refino del Petróleo"; edit. Reverte. S.A.; 1^a edición; España 1986, 17.

McCain, W. D. Jr; "The Propierties of Petroleum fluids"; Edit. Pm Well; 2^a edición; Tulsa Oklahoma 1990, 40.

Mohammad, R. R. "Prediction of Thermophysical Propierties of Petroleum Fracctions"; The Pennsylvania State University The Graduate School Department Of Chemical Engineering; Agosto 1979.

Nelson, W. L.; "Refinación de Petroleos"; Edit. Reverte; 3^a edición; México 1958, 21.

Petroleos Mexicanos, " El Petroleo", 1^a Edición 1988.

The Institute of Petroleum, "Moderna Tecnología del Petróleo", Edit. Reverte S. A. , 1^a edición, México 1963.

Tiratsoo; "Petroleum Geology"; Edit. METHUEN and CO.LTD; 1^a edición; London Gran Bretaña 1951, 3.

Tissot, B. P. y Welte, D. H.; "Petroleum Formation and Occurrence";Edit. SPRINGER.VERLAG; 1^a edición; Berlin Heidelberg 1978, 373.

Capítulo II

Boussingault, J. B. *Ana. Chim. Phys.* 1837, **64**, 141.

Dickic, J. P. and Yen, T. F. *Anal. Chem.* 1967, **39**, 1847.

Ignasiak, T. M., Kemp-Jones, A.V. and Strausz, O. P. *J. Org. Chem.* 1977, **42**, 312.

James, W. B. and Norman, C. L.; "Chemistry of asphaltene"; 1^a edición; Impreso por American Chemical Society, U. S. A. 1981.

Kaoru Masuda, Osamu Okuma, Takashi Nishizawa, Mariko Kanaji and Tetsu Matsumara, *Fuel*, 1996, **75**, 295.

Latif, H. Ali, Khalid A. Al-Ghannam and Jasim M. Al-Rawi, *Fuel*, 1990, **69**, 519.

Marcuson, J. Z. *Angew. Chem.* 1919, **32**, 113.

Moschopedis, S. E., John, F. F. And Spéight, J. G.; *Fuel*, 1976, **55**, 227.

Nellensteyn, F. J. " The Constitution of Asphalt"; *Journal of the Institute of Petroleum Technology*, 1924, **10**, 311.

Nellensteyn, F. J. Wold Pet. Congr., London 1933, **2**, 616.

Payzant, J. D., Rubinstein, I. I. Hugg, A. M. and Strausz, O. P. *Geochim. Cosmochim. Acta*, 1979, **43**, 1187.

Pfeiffer, J. P. The Propieties of Asphaltic bitumen (Amsterdam Elsevier) 1950.

Pfeiffer, J. Ph. And Saal, R. N. J. J. *Phys. Chem.* 1940, **44**, 139.

Rubinstein, I. and Strausz, O. P. *Geochim. Cosmochim. Acta*, 1979, **43**, 1887.

Rubinstein, I. I., Spycckerelle, C. And Strausz, O. P., *Geochim. Cosmochim. Acta*. 1979, **43**, 1.

Speight, J. G. Presented al U. S. Burn, Mines, Symposium Fossil Chem. And Energy; Laramine in July 1947.

Strausz O. P., Thomas W. Mojelsky and Elizabeth M. Lown., *Fuel*, 1992, **71**, 1356.

Suzuki, T., Ito, V., Takeyami, Y. And Watable. Y. "Chemical Structure of Tar-Sand Bitumens by ¹³C and ¹H NMR Spectroscopy Mhetod"; *Fuel*, 1982, **61** 402.

Travalloni, A. M. y Freire, N. O. "International Symposium on Colloid Chemistry in Oil Production (I SCOP- 95) Brasil, 1995, 252.

Yen, T. F. "Multiples Structural Orders of Asphaltene" *Asphaltenes and Asphalt*, 1. *Developments in Petroleum Science*, 40, Edited by Yen T. F. and Chilingarian G. V., Elsevier Science B. V., 1994.

Citas de Internet

<http://www.uic.edu/~mansouri/Asphaltene.molecular.Molecule.html>

<http://www.uic.edu/~mansouri/Asphaltene.Deposition.and.Its.Control.html>

<http://www.ucl.ac.uk/research/combustion>.

Capítulo III

Bjorseth, A. ; "Handbook of Polycyclic Aromatic Hidrocarbons"; Marcel Dekkeir Inc. New York, 1983.

Brades, G. V. 1956. *Brennstoff-Chem.* 37: 263

Charles W. Keenan, Jesse H. Wod; "Química General Universitaria"; Edit. Continental S. A.; 3ª impresión; México 1980.

Cookson, d. J., Lloyd, C. P. y Smith, B. E., *Fuel*, 1986, 65, 1274.

Corbett, L. W. Y Petrosi, U., "Differences in Destillation and Solvent Separated Asphalt Residua", *Ind. Eng. Chem. Prod. Res. Dev.*, 1978, 17, 342.

Dickie, J. P. and Yen, T. F. ; *Prepar. Div. Pet. Chem.*, American chemical society, 12, 3117.

Guardiola, J. Castells; "Química General"; Edit. Alhambra; 1ª edición; España 1981, 156-164.

Hobert, H. Willard, Lynne, L. Merritt, Jr., John, A. Dean y Frank, A. Settle, Jr.; "Métodos Instrumentales de Análisis"; Edit. Iberoamericana; 2ª Edición; México 1984.

Leon, v. *Fuel* 1987, 66: 1445

Mahan, Bruce, M. y Myers, Rollie, J.: "Curso Universitario de Química" Edit. Addison Wesley Iberoamericana; 4ª edición; México 1990, 4-10.

Orlando, R. Rivas, "Desarrollo de una Metodología sistematica para el control de la precipitación de asfaltenos", *Visión Tecnológica*, 1996, 2, 4

Sandro Fontana y Mario Norbis; "Química General Universitaria"; Edit. Fondo Educativo Interamericano; 1ª edición; México 1983, 3-5.

Skoog, Douglas, A. y Learly James, J.; "Análisis Instrumental"; Edit. McGraw-Hill; 4ª Edición; México 1994.

Speight, J. G. Y Pancirov, R. J., *Liq. Fuel Tecnology*, 1984, 72, 977.

Speight, J. G., " Application of Spectroscopics Techniques to the Structural Analysis of Petroleum ", *Applied Espectroscopics Reviews*, 1994, 29, 269.

Teodore, L. Brown y Lemay J. H. Eugene; "Química, la Ciencia Central"; Edit. Prentice-Hall hispanoamericana; 1ª edición; México 1987, 67-72.

Tissot B.; " In Characterization of Heavy Crude Oils and Petroleum Residues"; B. Tissot (Editor); Paria France 1984 3.

Wen, C. S., Chilingarian, G. V., y Yen, T. F.; "In Bitumenes Asphalts and Tar Sands"; G. V. Chilingarian y T. F. Yen (Editors);Elsevier, Amsterdam 1978, Chapter 7.

William, L. Mastertón, Emil, J. Slowinski; "Química General Superior"; Edit. Interamericana; 4ª edición; México 1979, 39-43 y 31-320.

Williams, R. B., Spectrochem. Acta, 1959, 14, 24.

Yen, T. F., Erdman, J. G. Y Pollack, S.S., Anal. Chem., 1961, 33, 1587.

Yen, T. F.; "chemistry and Estructure of Coal-Derived Asphaltenes Phase III"; University of Southern California; Quartely progress Report, October-December 1977.

Yokota, T., Scriven, F., Montgomery, D. S. Y Strauz, O. P., Fuel, 1986, 65, 1142.

Internet:

<http://www.beckman.com/beckman/articles/ds837/ds837.asp>.

Normas:

ASTM D 3279-97, "Métodos para separación de insolubles en n-heptano".

ASTM D 4124-97, "Métodos de prueba para la separación de asfaltos en cuatro fracciones".

ASTM D 2007-98, "Métodos de prueba estandar para remover asfaltenos".

ASTM Committee D-2, Petroleum Products and Lubricants "Manual on Hydrocarbon Analysis", 2ª edición U. S. A. 1968, 395.

IP-143/78, "Precipitación de asfaltenos con heptano normal".

API RP 13K-96

METODOS DE SEPARACION DE ASFALTENOS

Método para separación de insolubles en n-heptano
ASTM Designación D 3279-97

Procedimiento.

En un matraz Erlenmeyer de 500 mL, pesar una cantidad de 0.5 a 0.6 g para asfalto de pavimento, 0.7 a 0.8 g para residuos del crudo y de 1.0 a 1.2 g para gasóleos y aceites pesados. Adicionar n-heptano en una relación de 100 mL por cada gramo de muestra, usando más ó menos disolvente dependiendo de la cantidad de muestra. En caso de que el asfalto este en forma granular, calentar la muestra ligeramente y agitar continuamente para causar un poco la distribución de la muestra en el fondo y a los lados del recipiente.

Se coloca el matraz que contiene la muestra junto con el disolvente sobre una parrilla de calentamiento con agitación magnética, tapan el matraz para llevar a reflujo a la solución y mantener el agitador a una velocidad constante durante un periodo de 15 a 20 min., si se trata de una asfalto para pavimento, combustible, gasóleo ó residuo del crudo. Para un asfalto que se encuentre en forma granular se recomienda un periodo de 25 a 30 min. En todos los casos dispersar la mezcla y dejarla enfriar a temperatura ambiente por un periodo de una hora.

Una vez que la muestra ha reposado, se filtra de la siguiente manera: colocar dentro del filtro Gooch un papel filtro y ponerlos a secar en una estufa a 107°C durante 15 min, enseguida dejarlos enfriar dentro de un desecador y posteriormente pesarlos juntos, después de pesarlos se colocan sobre el frasco de succión y se prehumedece el filtro con n-heptano. Calentar el frasco que contiene la muestra más el disolvente a 38 ó 40 °C en la parrilla de calentamiento y verter el contenido de éste a excepción del anillo magnético, a través del filtro usando un ligero vacío. La filtración se deberá realizar lo más rápido posible. Lavar el precipitado con tres porciones de n-heptano de 10 mL. cada una, enjugando primeramente fuera del frasco. Poner el filtro a secar en una estufa a 107 °C por un periodo de 15 min. Después de secar la muestra dejar enfriar dentro de un desecador para finalmente pesar.

*Métodos de pruebas para la separación de asfaltos en 4 fracciones.
ASTM Designación D 4124- 97*

*Método A.
Separación de asfaltenos*

Procedimiento:

En un matraz Erlenmeyer de 2 L pesar una cantidad suficiente para obtener 10 g de petrolenos. Para asfaltos de pavimento esta cantidad debe ser de 11 a 13 g, y una cantidad ligeramente mayor si se trata de asfalto granular. A menos que el asfalto sea en forma granular se debe calentar el frasco ligeramente con una lampara de calentamiento ó plato para que el asfalto se disperse por el fondo y a los lados del recipiente. Agregar n-heptano al frasco en una relación de 100 mL por cada gramo de muestra e introduzca dentro del frasco un agitador magnético. Posteriormente coloque el frasco sobre un baño de vapor, manteniendo la temperatura del solvente cerca de su punto de ebullición y agitando a una velocidad moderada hasta que no haya evidencia visual de asfaltos dispersos y adheridos en la pared del recipiente, tapar el frasco previamente con papel parafil, que sirve como sello para reducir la evaporación del n-heptano.

La muestra se mantiene en agitación durante una hora. Normalmente 1 hora es suficiente tiempo para reducir directamente los asfaltos. No obstante si se trata de asfaltos airblown ó si se requiere modificar químicamente los asfaltos el tiempo de agitación debe ser de 1.5 horas. Después de terminada la agitación tapar el frasco y dejarlo reposar por una noche a temperatura ambiente. El precipitado se depositará en el fondo del frasco.

Una vez precipitada la muestra filtrar con un embudo Buchner con diámetro de 12.5 cm. utilizando un papel filtro con una velocidad de filtración de lenta a media de grado cualitativo y un frasco de succión de 2 L .El embudo separador debe ser suspendido aproximadamente a 25 mm arriba del centro del papel filtro. Decantar la solución heptano-petroleno de la mezcla preparada y colocar directamente en el embudo separador.

Antes de empezar a filtrar, se humedece el papel filtro sobre el embudo Buchner con n-heptano y aplique suficiente succión sobre el frasco para asegurar la firmeza del papel filtro sobre la superficie del embudo. Agregue la solución de petroleno del embudo separador a una velocidad controlada de tal forma que toda la filtración se realice en el centro del papel filtro. El papel filtro debe ser humedecido periódicamente con n-heptano para asegurar el ajuste con la superficie del embudo. Una vez terminada la filtración es aconsejable desocupar o reemplazar el frasco de succión antes de proceder con la fase final de filtración. Una vez terminada la filtración se procede a realizar la prueba de insolubles la prueba de insolubles en n-heptano colocando, una gota del filtrado sobre el papel filtro, si llegaran a aparecer algunos sólidos es necesario refiltrar.

Transferir el contenido del frasco Erlenmeyer directamente al embudo Buchner, usando solvente adicional y lavar varias veces los asfaltenos hasta que el filtrado quede sin color. Tener cuidado de que los insolubles no caigan por la punta del filtro, sobre el filtrado. Posteriormente transferir el papel filtro y su contenido a un frasco de 500 ml y adicionar 150 ml de n-heptano. Calentar el contenido del frasco cerca de 30 min. agitando ocasionalmente para remover el material soluble en n-heptano atrapado en los asfaltenos. Filtrar la solución caliente a través del mismo embudo Buchner, utilizando un papel filtro nuevo fijándolo de la misma manera. Continuar lavando los asfaltenos hasta que el filtrado quede sin color. Repetir la prueba de insolubles en n-heptano y refiltrar si aparecen sólidos. Transferir los asfaltenos sobre el papel filtro a un área de evaporación y secar dentro de una estufa a 104 °C hasta registrar una masa constante.

Método B

Procedimiento corto

Separación de asfaltenos y petrolenos.

Procedimiento:

En un frasco Erlenmeyer de 500 mL. pesar una cantidad suficiente de asfalto para obtener 2 g de petrolenos. Para asfaltos de pavimento esta debe ser de 2.3 a 2.5 g ó una cantidad ligeramente mayor si se trata de asfaltos airblown. A menos que el asfalto esté en forma granular se deberá calentar ligeramente el frasco para dispersar los asfaltos antes de adicionar el n-heptano a razón de 100 mL. por cada gramo de muestra.

El frasco que contiene la muestra junto con el disolvente se coloca sobre una parrilla de calentamiento con agitador magnético, manteniendo la temperatura del solvente cerca de su punto de ebullición y una agitación a velocidad moderada durante 1/2 hora. El frasco se deberá tapar con papel parafil previo a la agitación para reducir la evaporación del n-heptano. Una vez terminada la agitación dejar reposar la muestra durante la noche la temperatura ambiente. De esta forma los asfaltenos precipitarán al fondo del recipiente.

Después de que han precipitado los asfaltenos, se procede a la etapa de filtrado colocando un filtro Gooch a peso tara, fijando un filtro de fibra de vidrio y colocarlo sobre el frasco de succión de 500 mL. El embudo separador de 500 mL. debe ser suspendido 25 mm arriba del centro de filtro de fibra de vidrio. Decantar la solución heptano-petroleno lo más clara como sea posible y pasarla directamente al embudo separador. Humedecer previamente el filtro de fibra de vidrio con n-heptano y aplicar suficiente succión al frasco para asegurar la firmeza del filtro a la superficie y adicionar la solución de petrolenos del embudo separador a una velocidad controlada.

El contenido del Erlenmeyer pasarlo directamente al equipo de filtrado usando solvente adicional y repetir el lavado de la capa de asfaltenos hasta que el filtrado este quede sin color. Realizar la prueba de filtrado para insolubles en n-heptano, colocando una gota del filtrado sobre el papel filtro. Si parece un anillo el filtrado debe ser refiltrado. Los asfaltenos adheridos al frasco y al agitador pueden ser recuperados disolviendo los residuos en algún solvente.

Terminada la etapa de filtración retirar el filtro junto con la capa de asfaltenos y dejar evaporar en el área de secado el n-heptano remanente a temperatura ambiente por un periodo de 10 min. Posteriormente colocar el filtro Gooch conteniendo los asfaltenos dentro de estufa a 104 °C y dejar secar hasta que se registre una masa constante.

Métodos de prueba estándar para remoción de asfaltenos.
ASTM Designación D 2007 – 98

Procedimiento:

En un matraz Erlenmeyer de 250 mL. pesar 10 ± 0.5 g de muestra y adicionar 100 mL. de n-pentano (mezclar bien). Calentar la mezcla algunos segundos en baño María moviendo ligeramente el frasco para acelerar la digestión. Retirar del calentamiento la solución y dejar reposar a temperatura ambiente por 30 min. Si la muestra presenta un alto contenido de insolubles es necesaria una mayor agitación para disolver la porción soluble en el solvente. En tales casos se deberá usar una agitación magnética y un calentamiento intermitente para acelerar la digestión de la muestra y dejar enfriar la solución a temperatura ambiente antes de ser filtrada.

El equipo de filtrado consiste en un frasco de 500 mL., un embudo para filtrar de borosilicato de 125 mm equipado con un papel filtro de 15 cm. Una vez montado el equipo de filtración, proceder a filtrar la muestra. Enjuagar el frasco y el agitador con 60 mL. de nC₅ y el enjuagado pasarlo a través del papel filtro. Enjuagar el papel filtro y su contenido con 60 mL. de n-pentano en pequeñas porciones tomando con cuidado el enjuagado a los lados del papel filtro. Una vez filtrada la muestra se procede a su secado en una estufa a 104°C y el filtrado se lleva a evaporación para la recuperación del nC₅ y así el aceite recuperado pesarlo y por diferencia del peso de la muestra inicial, conocer el contenido de asfaltenos en la muestra.

Precipitación de asfaltenos con heptano normal.
Designación IP-143/78

Preparación de la muestra.

Cuando un aceite crudo contiene demasiada agua lo cual dificulta su destilación. Por lo que se recomiendan eliminar el agua aplicando cualquiera de los siguientes métodos los cuales evitan la pérdida de componentes volátiles.

1. Separar el agua por gravedad o por centrifugación en un equipo cerrado manteniendo baja la temperatura.
2. Filtrar la muestra a través de un agente desecante como: cloruro de calcio, sulfato de sodio ó algún otro agente desecante adecuado, para la eliminación de agua. Realizar el filtrado manteniendo una temperatura baja; la presión puede ser atmosférica o incluso se puede aumentar la presión.
3. Calentar la muestra dentro de una celda de acero, llenando un 70 % de su capacidad, hasta alcanzar una temperatura de 200 °C y una presión de 7 bar. Posteriormente enfriar el aceite y decantar el aceite del agua separada.
4. Separar el agua electrostáticamente.
5. Otro método es destilar el agua junto con los hidrocarburos más volátiles, separando el agua de los destilados y regresar el aceite remanente a los residuos

Precipitación de asfaltenos con n-heptano.

Una vez preparada la muestra, se procede a la precipitación de asfaltenos pesando en un frasco cónico una cantidad no mayor de 10 g de la muestra y adicionar n-heptano en una relación de 30 mL. por cada gramo de muestra. Calentar la solución hasta punto de ebullición bajo reflujo durante una hora. Cuando el contenido de asfaltenos de la muestra excede un 25 %, el volumen de n-heptano es pequeño y hay peligro de una explosión durante el reflujo. En tales casos es necesario incrementar el volumen de n-heptano hasta una relación de 50 mL. por cada gramo de muestra, de esta forma es menos probable que ocurra una explosión.

Terminado el tiempo de reflujo retirar el frasco y su contenido del calentamiento y dejarlo enfriar hasta temperatura ambiente por 2 hr. Después dejarlo reposar en un recipiente de color ámbar por 2.5 hr.

Sin agitar el recipiente decantar el líquido a través de un papel filtro de fina porosidad, de 11 ó 12.5 cm de diámetro (se recomienda usar papel filtro Whatman No 42). Teniendo cuidado de no perder asfaltenos por derramamiento. Transferir el residuo del frasco al filtro, adicionando cantidades sucesivas de n-heptano caliente usando un agitador de vidrio si es necesario.

Darle un enjuague final al frasco con n-heptano caliente y pasarlo a través del filtro.

Retirar el papel filtro del embudo y colocarlo en un extractor para reflujo (soxhlet). Usando un frasco diferente al que se uso inicialmente iniciar el reflujo con n-heptano a una velocidad de 2 a 4 gotas por segundo. Llevar a cabo esta extracción a reflujo por un periodo de 1 hora, hasta que las gotas de n-heptano caigan sin muestra de residuo. Reemplazar el frasco por el usado inicialmente a el cual se le ha adicionado de 30 a 60 mL. de tolueno y continuar el reflujo hasta que todos los asfaltenos hayan sido disueltos.

Transferir el contenido del frasco a un matraz adecuado para evaporación, el cual ha sido limpiado, secado y pesado previamente. Eliminar el tolueno por evaporación, posteriormente secar el matraz utilizado para la evaporación en una estufa a una temperatura de 110 °C durante 30 min. Después dejar por un periodo de 1 hr. dentro de un desecador y pesar.

MÉTODOS DE ANÁLISIS ELEMENTAL

Método de prueba para la determinación de carbono, nitrógeno y oxígeno en sólidos y líquidos
 IMP-QA-208

Este método de prueba cubre la determinación de carbono, hidrógeno y oxígeno en productos sólidos y líquidos, orgánicos como derivados del petróleo y productos petroquímicos, así como también productos inorgánicos cuyo rango de descomposición sea hasta 1150 °C y es aplicable a productos cuyo contenido de C. H. N. O. Sea de 0.1 a 99.9 % peso.

Procedimiento.

La muestra primeramente se prepara pulverizándola hasta que pase por la malla No. 100 y luego se seca durante 1 hora a 100 °C. Una vez preparada la muestra esta (si la muestra es sólida se empaqueta y si es líquida se prensa, con cápsulas de estaño) se coloca en una de las 49 posiciones del alimentador automático de muestras que a su vez la introduce al tubo de combustión de cuarzo, empacado con CuO a una temperatura de 1050 °C dando origen a la formación de óxidos de nitrógeno (Nox), CO₂ y H₂O, que luego son transportados por una corriente de Helio a un tubo de cuarzo a 650 °C empacado con cobre elemental donde se efectúa la reducción de los óxidos de nitrógeno gaseoso y posteriormente son trasladados al detector de conductividad térmica, proporcionando finalmente y en forma automática, los resultados en % peso de carbono, Hidrógeno y nitrógeno.

Para la determinación de oxígeno, la muestra se prepara de la misma forma que para CHN, se alimenta a un tubo de cuarzo empacado con carbón a temperatura de 1140 °C, efectuándose una pirólisis y dando lugar a la formación de CO para luego ser transportada por una mezcla del 95% de nitrógeno y 5% de hidrógeno (como gas de arrastre) a un fotómetro de infrarrojo donde se efectúa la detección de CO, proporcionando el resultado en % peso oxígeno.

El resultado de análisis es registrado directamente por el programa de calculo integrado en la computadora, esta procesa los datos proporcionados por el detector correspondiente, es decir, de conductividad térmica si se trata de la determinación de CHN o bien del fotómetro de infrarrojo si se trata de la determinación de oxígeno, aparecido en el resultado en % peso de los elementos en cuestión, considerado para ello los parámetros fijados en la calibración así como el peso de la muestra problema.

Calculo del % peso muestra:

$$\text{CHN} = \frac{\text{mg ABSOLUTOS (C,H,N,) X 100}}{\text{mg muestras}}$$

Donde los mg ABSOLUTOS (C,H,N) dependen de las cuentas que registre el detector y de la proyección de la curva de calibración así como el peso de la muestra problema.

Nota: Evitar hacer contacto con las manos en los paquetes que contienen la muestra con el objeto de no contaminar y alterar los resultados.

Referencias

Manuales de operación originales proporcionados por el fabricante.

Procedimiento simplificado de calibración elaborado por el IMP.

Procedimiento simplificado de operación elaborado por el IMP.

Método de prueba para la determinación de azufre total en productos del petróleo y material inorgánico no metálico.

IMP-QA-202.

Esté método de análisis se emplea para la determinación del contenido de azufre en muestras de carbón, productos del petróleo, catalizadores y muchos otros materiales inorgánicos no metálicos en el intervalo de 0.01 a 99.99%.

Procedimiento

La muestra primeramente se prepara pulverizándose hasta que pase la malla No. 100 y se seca a 100 °C durante una hora, posteriormente se pesa en una navecilla de cerámica llenándola hasta un tercio de su capacidad, para muestras líquidas. Para muestras sólidas la navecilla se coloca en la balanza y se tara automáticamente enseguida se añade entre 0.09 y 0.100 g de muestra a la navecilla de tal forma que cuando se estabilice la balanza se oprime la tecla ENTER para meter el peso en la memoria. Quite la navecilla de la balanza y distribuya la muestra en todo el fondo de la misma agitándola suavemente. Oprima la tecla ANALYZE y espere q que aparezca en la pantalla la comunicación LOAD FURNACE y entonces se procederá a la combustión en una atmósfera de oxígeno en donde el azufre es oxidado a SO₂. La humedad y el polvo son retenidos en dos filtros y el SO₂ producido en forma gaseosa es medido por un detector de infrarrojos, la calibración programada y el peso de la muestra son enviados al microprocesador, el cual se encarga de calcular el resultado del análisis para luego ser proyectado e impreso directamente en la consola de control de equipo.

DETERMINACION DEL PESO MOLECULAR

Método para la determinación del peso molecular de hidrocarburos por presión de vapor osmótica.

ASTM Designación D 2503-67

Este método cubre la determinación del peso molecular promedio de hidrocarburos, puede ser aplicado a fracciones del petróleo con un peso molecular de hasta 3000. El método no debe de ser aplicado a aceites con un punto de ebullición inicial menor de 430 °F.

Procedimiento

Una porción de la muestra es disuelta en una cantidad de solvente conocida, (el disolvente utilizado no debe reaccionar con la muestra a ser analizada, además de que la muestra debe ser completamente soluble en el disolvente) una gota de esta solución y una gota del disolvente puro son suspendidas en los extremos de una cámara cerrada saturada con vapor del disolvente y separadas mediante un transmisor. Debido a que la presión de vapor de la solución es más baja que la del disolvente puro, el disolvente condensa sobre la gota de la solución y causa una diferencia de temperaturas entre las dos gotas. El cambio en la temperatura es medido y utilizado para determinar el peso molecular de la muestra.

Utilizando el siguiente modelo matemático es posible la determinación del peso molecular:

$$\Delta T = (K_1 \cdot C) / M$$

Donde K_1 es $(RT^2M_s) / (1000 \Delta H_v)$, R es la constante de los gases, T la temperatura absoluta, M_s el peso molecular del solvente, ΔH_v el calor molar de vaporización del solvente, C la concentración del soluto y M el peso molecular del soluto.

La resistencia de los transmisores cambia con la temperatura y por lo tanto para cambios muy pequeños de la temperatura, la ecuación puede ser reemplazada por:

$$\Delta R = (K \cdot C) / M$$

Seleccionar el disolvente a utilizar y llenar una de las celdas del equipo. Pesar en un frasco volumétrico de 25 mL la muestra de acuerdo a la siguiente tabla:

Peso molecular estimado	Peso de la muestra en g.
Menos de 200	0.3
200 a 500	0.3 a 0.6
500 a 700	0.6 a 0.9
700 a 1000	0.9 a 1.3

METODO DE PREPARACION DE MUESTRAS PARA ABSORCION ATOMICA

Práctica recomendada para análisis químicos de absorción atómica.
*API RP * 13K 96*

Cuando la muestra contiene residuos orgánicos esta primeramente se calcina. La calcinación se lleva a cabo de la siguiente forma: Pesar una cantidad de muestra en un crisol de porcelana junto con su tapa y llevarla a la calcinación en una mufla a una temperatura de 500 ° C durante una hora ó hasta que la calcinación se lleve a cabo completamente. Una vez calcinada la muestra esta se lleva a un proceso de digestión para solubilizar metales.

Procedimiento de digestión de muestras para Absorción atómica.

Se colocaron 0.20 gr. de muestra en un vaso de precipitado de 400 mL se les adiciono 10 mL de ácido clorhídrico y se coloco en calentamiento con agitación magnética hasta punto de ebullición durante 20 min. manteniendo el volumen constante con pequeñas adiciones de agua destilada, posteriormente se le adicionaron 10 mL de agua destilada y se continuo con el calentamiento por otros 20 min. Manteniendo de igual manera el volumen constante una vez terminado esto se dejo enfriar la muestra.

En un vaso de teflon se colocaron 10 mL de ácido fluorhídrico más la solución de ácido clorhídrico continuando con la agitación y con un ligero calentamiento con lampara por otros 20 min. Posteriormente se procedió a filtrar la muestra a través de un filtro Whatman No. 40 con un diámetro de 11.0 cm. El filtrado se aforo a un volumen de 50 mL con agua destilada y se guardo en pequeñas botellas de plástico para su posterior análisis por absorción atómica.

Nota: El aforo se lleva a cabo de una manera rápida para evitar la reacción entre el vidrio y el ácido fluorhídrico.

CARACTERIZACIÓN DE GRUPOS DEL PETRÓLEO Y OTROS PRODUCTOS DERIVADOS DEL MISMO

Caracterización de grupos en el aceite y otros derivados del petróleo por el método de absorción cromatográfica.

ASTM Designación D 2007-98.

Este método cubre un procedimiento para clasificar muestras de aceite desde un punto de ebullición inicial de 260 °C en los hidrocarburos de tipo polar, aromáticos y saturados y recupera una fracción representativa de esta fracción. Esta clasificación es usada para propósitos de clasificación en procesos del petróleo.

Este método no es directamente aplicable a aceites que contengan una gran cantidad de insoluble en nC_5 . Tales aceites primeramente llevan un tratamiento previo a la separación cromatográfica para eliminar la mayor cantidad de insolubles en nC_5 . No obstante es posible realizar un análisis de este tipo para los componentes insolubles en nC_5 cambiando solamente la fase móvil; en nuestro caso la fase móvil que se utilizó fue con Hexano, Diclorometano y Alcohol Isopropílico.

El método explica un procedimiento de análisis de manera manual. Hoy en día existen equipos que se han programado para realizar este tipo de análisis de una manera mucho más rápida y con una mayor precisión. El equipo en el que se corrieron las muestras fue en un cromatografo HP serie 1100 con detector de diodos.

El procedimiento de preparación de muestras para el análisis de componentes insolubles en nC_5 utilizando el cromatografo HP serie 1100 es de la siguiente forma: La muestra se disuelve en Ciclohexano posteriormente una pequeña cantidad de la solución es colocada en frascos sellados, estos frascos se colocan en un muestreador automático que el equipo trae integrado, este muestreador automáticamente inyecta la cantidad de muestra que se requerirá para la corrida. La inyección de los disolventes que se utilizan como fase móvil también es automática. Las columnas que se utilizaron para estas separaciones fueron: una columna PAC Cyano-Amino y una columna DNPA (Dinitro-Anilino-Propyl).