



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTÓNOMA DE MÉXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
CAMPUS ARAGÓN

DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CAJÓN  
DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE DE  
LA CIUDAD DE MÉXICO SECCIÓN TIPO.

**T E S I S**  
QUE PARA OBTENER EL TÍTULO DE:  
**INGENIERO CIVIL**  
P R E S E N T A:  
ERASMO MARQUINA MENDOZA

ASESOR : ING. PASCUAL GARCIA CUEVAS

MEXICO,

2000.

279351



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
AVENIDA DE  
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES  
ARAGÓN  
DIRECCIÓN

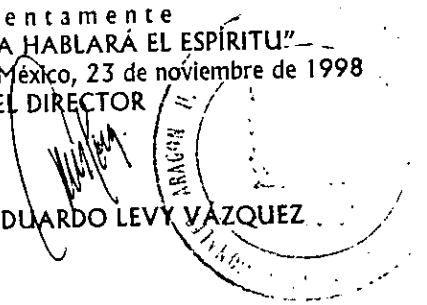
ERASMO MARQUINA MENDOZA  
PRESENTE.

En contestación a la solicitud de fecha 16 de noviembre del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. PASCUAL GARCÍA CUEVAS pueda dirigirle el trabajo de tesis denominado, "DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CAJON DEL GRAN CANAL DEL DESAGÜE DE LA CIUDAD DE MÉXICO SECCIÓN TIPO", con fundamento en el punto 6 y siguientes, del Reglamento para Exámenes Profesionales en esta Escuela, y toda vez que la documentación presentada por usted reúne los requisitos que establece el precitado Reglamento; me permito comunicarle que ha sido aprobada su solicitud.

Aprovecho la ocasión para reiterarle mi distinguida consideración.

Atentamente  
"POR MI RAZA HABLARÁ EL ESPÍRITU"  
San Juan de Aragón, México, 23 de noviembre de 1998  
EL DIRECTOR

Lic. CARLOS EDUARDO LEVY VAZQUEZ



cc p Secretaría Académica.  
cc p Jefatura de la Carrera de Ingeniería Civil.  
cc p Asesor de Tesis.

CELV/AIR/MCA/IIa.

Con respeto para mis padres Antonio Maquina Hernández y Victoria Mendoza Nuñez.

GRACIAS POR LA VIDA.

A mis hermanos: Esperanza, Lilia, Rufino, Guadalupe, Rosalía, Jacinto y Alfredo.

A usted señora María Guadalupe.

Para María Teresa mi esposa, Carlos y José Antonio; mis hijos.

Mas nunca fue tarde para empezar,

Aunque ya no era tan fácil

Yo tenía que terminar

Tú fuiste la guía en el camino

Eres lo mejor de mi vida.

QUIERO

DEBO

Y

PUEDO

Gracias señor por todo lo que he recibido.

A mis sinodales:

Ing. Karla Ivonne Gutiérrez Vázquez

Ing. María de la Luz Fernández Zurita

Ing. José Mario Avalos Hernández

Ing. Gilberto García Santamaria González

Y en particular a mi director de tesis:

Ing. Pascual García Cuevas, por su comprensión, paciencia y tiempo dedicado para la terminación de esta tesis.

**DISEÑO ESTRUCTURAL DEL CAJON DEL GRAN CANAL DEL  
DESAGÜE  
DE LA CIUDAD DE MEXICO  
SECCION TIPO**

**INDICE**

	Pág.
<b>1.- INTRODUCCION</b>	1
1.1.- Reseña historica	1
1.2.- Croquis de localizacion	4
<b>2.- DATOS DE ANALISIS DEL DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO</b>	5
2.1.- Analisis de la informacion	5
2.2.- Gasto de diseño	5
2.3.- Consideraciones generales	6
2.4.- Planteamiento y resultados	7
<b>3.- ESTRUCTURAS ESPECIALES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS</b>	10
3.1.- Estructuras de transicion	11
3.2.- Conexión de rebombes	12
<b>4.- LA INGENIERIA GEOTECNICA</b>	15
4.1.- Ubicación en el plano de zonificación geotecnica	16
4.2.- Exploración geotecnica	17
4.3.- Propiedades fisicas y mecánicas	18
4.4.- Resultados y su estratigrafia a todo lo largo del trazo	18

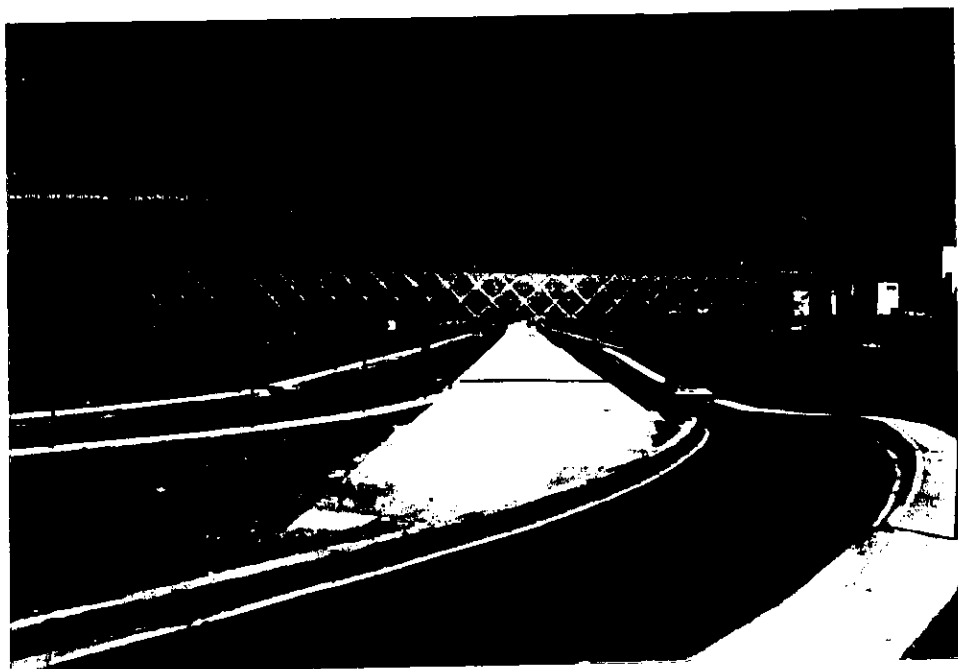
	Pág.
<b>5.- EL DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA</b>	22
5.1.- Tramos de prueba y su planteamiento	22
5.2.- Estratigrafía de los tramos de prueba	25
5.3.- Conclusiones al desplante de la estructura	27
<b>6.- ANALISIS GEOTECNICOS</b>	28
6.1.- Análisis de compensación	28
6.2.- Análisis de flotación	30
6.3.- Empujes horizontales	31
6.4.- Estabilidad de taludes	33
6.5.- Estabilidad general de la estructura	36
6.6.- Características del mejoramiento	38
6.7.- Resultados y conclusiones de los análisis geotécnicos	39
<b>7.- ANALISIS DEL POTENCIAL DE LICUACION DEL AZOLVE</b>	40
7.1.- Propiedades dinámicas	41
7.2.- Evaluación del potencial de licuación	42
7.3.- Conclusiones	45
<b>8.- ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCION TIPO</b>	45
8.1.- Ingeniería estructural y reglamentos	45
8.2.- Análisis de cargas	46
8.3.- Sección tipo del entubamiento	58
8.4.- Análisis matemático	62
8.5.- Conclusiones	70

## GRAN CANAL ANTES DE ENTUBARSE





## GRAN CANAL ENTUBADO



## **1.- INTRODUCCION**

En la actualidad el medio ambiente se ha estado deteriorando muy rápidamente debido a la sobre explotación de los recursos naturales o la sobrecarga de las funciones ambientales. De tal forma que el "Entubamiento del Gran Canal del Desagüe de la Ciudad de México" es una obra de beneficio social y ambiental, ya que al entubarse las aguas negras; se restaura el paisaje urbano, se moderniza la infraestructura y se aumenta la calidad de vida de los habitantes de la zona. Contribuyendose así a formar parte de la transformación eficiente y social de los recursos comunes equitativamente.

Se trata de entubar 9300 m. de recorrido del Gran Canal del desagüe que va desde Palacio Legislativo - Rio de los Remedios (Límite con el Estado de México).

El objetivo primordial de este proyecto es construir la estructura hidráulica que permita sustituir la actual forma de conducción, por un sistema de entubamiento superficial de 9.5 km. de longitud, con conexiones al inicio, la obra de toma al interceptor oriente del drenaje profundo y río de los remedios y de las plantas de bombeo conectadas a la estructura superficial de conducción.

La obra consiste de un cajón doble de conducción de 4 metros de ancho por 4 de alto, con paredes de 40 cm, de concreto de la más alta calidad y especificaciones de resistencia, para conducir un gasto máximo de 50 metros cubicos sobre segundo.

### **1.1.- Reseña Histórica**

Una de las formas de sacar el agua que proviene de 10 000 km. de red secundaria y de mas de 1400 km de red primaria (capacidad neta de 506 m<sup>3</sup>/seg.) es por medio de grandes estructuras que conduzcan esos volúmenes sin tardanza. Sabemos que en 1888 el Gran Canal fue una obra iniciada por Porfirio Díaz que funcionaba con el primer túnel de Tequisquiac, tiempo

después en el año 1937 se inicia el segundo túnel de Tequisquiác siendo terminado junto a una ampliación del Gran Canal en 1954.

De los 45 km. que actualmente tiene el Gran Canal de longitud solo 9.5 km. están dentro del D.F. teniendo que elevar y reforzar sus bordes, alcanzando una capacidad de 175 m<sup>3</sup>/seg.

La Cd. de México con sus hundimientos debidos en su mayoría por la extracción de agua del subsuelo ha causado que el Gran Canal del desagüe se auxilie con 12 plantas de bombeo, con una capacidad de 220 m<sup>3</sup>/seg.

Por otro lado cuenta con una conexión hacia el drenaje profundo, obra que le permite derivar un gran volumen importante de aguas negras.

El cajón es una estructura superficial de conducción de 9.5 km. de longitud, con conexiones al inicio, la obra de toma al interceptor oriente del drenaje profundo y río de los Remedios. Este sustituirá la actual forma de conducción a cielo abierto.

La trayectoria que seguirá el entubamiento será la del cauce actual y su desplante se realizará a partir de la elevación (2,200) 25.50 msnm.

En sí todo el sistema general de desagüe de la ciudad de México es de tipo combinado y esta constituido por redes de alcantarillado, colectores, cauces naturales a cielo abierto, canales, plantas de bombeo, presas, túneles y lagunas de regulación.

En ese entonces cuando fueron construidos, la mayoría de los conductos funcionaban por gravedad, pero con el paso del tiempo se han modificado, su forma de operación y diversos componentes de la infraestructura con la que cuentan debido a los hundimientos del terreno como consecuencia de la explotación de los acuíferos. Por esto algunos colectores quedaron a un nivel más bajo con respecto a su misma descarga haciendose indispensable el empleo de sistemas de bombeo para abatir los desniveles generados.

Durante todo el año las plantas de bombeo, en la Cd. de México operan; en estiaje para desalojar las aguas residuales y durante la época de lluvias para dar mayor flexibilidad a la operación del sistema del desagüe, cobrando gran importancia especial en las zonas bajas de la ciudad.

Las redes de descarga están formadas por presas, lagunas de regulación, el interceptor del Poniente, canales a cielo abierto como el Gran Canal del Desagüe, Río de los Remedios, Río Tlalnepantla, río San Buenaventura y Canal Nacional así como ríos entubados como el de Churubusco, la Piedad y Consulado.

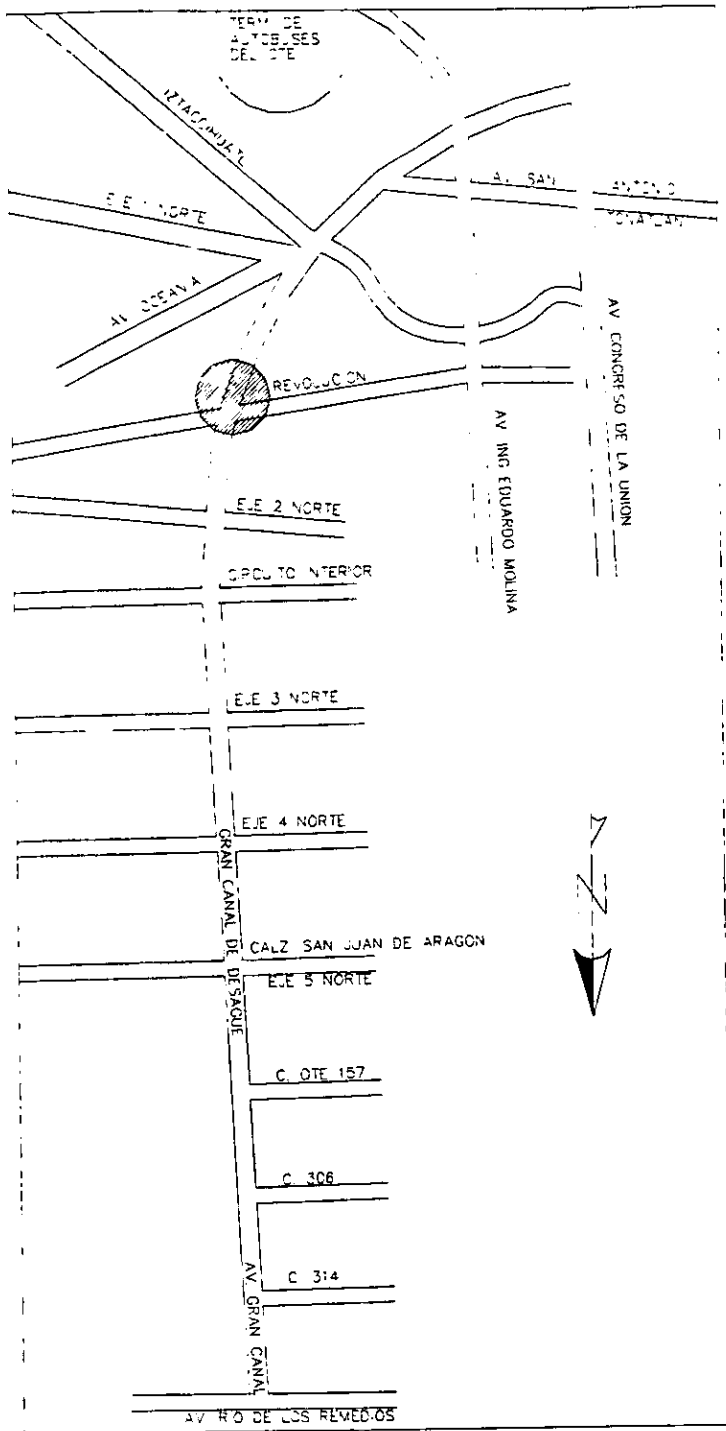
Toda esta infraestructura de drenaje se completa con el sistema del drenaje profundo, el cuál surgió por la necesidad de desalojar grandes volúmenes de agua en periodos cortos, fuera del Valle de México, con el propósito de proteger a la ciudad de posibles inundaciones y así poder asegurar un servicio mas eficiente y duradero.

De tal forma que el sistema que constituye el Gran Canal del Desagüe ha sido parte esencial de la primera red de drenaje por gravedad para la ciudad.

Se inauguro en el año de 1900 y fue diseñado para servir a una población de 1 millón de habitantes, drenando tan sólo 17 km<sup>2</sup> y con una capacidad de 5 metros cúbicos sobre segundo, en sus primeros kilómetros y 15 m<sup>3</sup>/seg. en su parte final.

Los informes que se tienen de esta estructura hidráulica datan de la época de la colonia; según crónicas en 1607 hubo grandes crecientes y en busca de una solución que evitara las inundaciones, en 1608 se inició la obra del tajo de Nochistongo, la cual se realizaría en túnel y posteriormente a cielo abierto, siendo terminada hasta 1767.

Siendo así en 1888 se aprobó el proyecto del Gran Canal del Desagüe y el primer túnel de Tequisquiac, como emisores de las aguas negras y pluviales de la Ciudad de México. El canal es de sección trapezoidal; inicia en San Lázaro en el D.F., con rumbo noreste, hasta llegar a San Cristóbal Ecatepec, de donde se desvía hacia el noroeste hasta llegar al túnel de Tequisquiac, a través del cual las aguas negras salen del valle, desembocando al Río Salado.



1.2 - CROQUIS DE LOCALIZACION

## **2.- DATOS DE ANALISIS DEL DISEÑO HIDRAULICO Y GEOMETRICO**

### **2.1.- Análisis de la Información.**

Los puntos a definir en esta etapa fueron principalmente obtenidos de datos preliminares para el diseño hidráulico de la conducción así como del trazo geométrico que seguirá.

Para el diseño hidráulico, se analizaron datos consignados en el estudio que la D.G.C.O.H. otorgo y que describe las propiedades geométricas (longitud, pendiente, diámetro), de los colectores de la red primaria de drenaje (que son afluentes al gran canal) y de los gastos que aportan a través de las plantas de bombeo.

Por otra parte se observaron algunas características operativas de cada una de las plantas de bombeo desde el punto de vista de los equipos existentes, tales como las curvas de operación (relación-carga-gasto) y datos referentes a los volúmenes y tiempo de bombeo en cada planta.

### **2.2.- Gasto de Diseño**

La elección del gasto de diseño para el entubamiento del Gran Canal del Desagüe depende de diversas consideraciones asociadas principalmente con las políticas de operación que la D.G.C.O.H. tiene contempladas para el corto plazo y de la interacción con otros sub-sistemas de drenaje como:

- a) Los sistemas de bombeo ubicado sobre las márgenes del cauce los cuales se verán modificados para interconectarlos al nuevo entubamiento.
- b) Las condiciones que deben prevalecer en las secciones de confluencia del Gran Canal con el Río de los Remedios y la derivación en Obra de Toma hacia el sistema de drenaje profundo.

- c) La integración de los Interceptores Oriente y Oriente Sur.

Por tal motivo, el gasto del diseño del entubamiento se determinó en 50 m<sup>3</sup>/seg.

### **2.3.- Consideraciones Generales.**

La finalidad aquí es enunciar las principales características y limitaciones que definen el diseño de la conducción; para el primer caso pueden señalarse las siguientes:

- a) La sección transversal del entubamiento será rectangular y estará compuesta por dos compartimientos simétricos.
- b) La trayectoria que seguirá el entubamiento será la del cauce actual y su desplante se realizará a partir de la elevación 25.50 msnm. como se había mencionado antes.
- c) Las dimensiones de la sección transversal se conservarán constantes a lo largo de toda la longitud de conducción.
- d) La pendiente de plantilla será uniforme de  $S_o=0.00015$ .

En lo que corresponde a limitaciones se encuentran:

- a) Las implicaciones debidas a la adecuación de los rebombes existentes.
- b) Las condiciones aguas abajo de la sección de confluencia con el Río de los Remedios.
- c) La interconexión con la Obra de Toma hacia el Interceptor Oriente.

## 2.4.- Planteamiento y Resultados

Los aspectos teóricos en los que se fundamenta el diseño de la conducción se basan en las ecuaciones de flujo gradualmente variado (gasto constante).

De acuerdo a los datos topográficos del trazo definido para el perfil que considera la ubicación que tendrá el entubamiento en relación con las vialidades existentes y con las limitaciones que ya se describieron anteriormente el valor de la pendiente de la plantilla para el entubamiento será de:

$$S_o = 0.00015.$$

El análisis de las condiciones que rigen el comportamiento del flujo se realizará bajo la ocurrencia de gasto máximo, medio y mínimo, suponiendo que el escurrimiento es proporcional en cada una de las cámaras o compartimientos de la sección transversal.

El régimen de flujo que conviene establecer es de tipo subcrítico (velocidad baja) y estará influenciado por el remanso que se genera aguas abajo de la sección final del conducto o cajón así como por la pendiente de plantilla.

Tomando en cuenta lo dicho anteriormente y en base a que el flujo en el cajón se analizaría para condiciones de gasto máximo, medio y mínimo; la justificación de estas evaluaciones radica en que por medio de ellas se conocerán tres aspectos fundamentales:

- a) La envolvente de cargas piezométricas máximas
- b) Los valores de los tirantes para el análisis de estabilidad bajo condiciones medias.
- c) Por último, las velocidades y tirantes mínimos a fin de evitar velocidades excesivamente bajas que produzcan el azolvamiento del cajón.



De ahí que los valores de los gastos de conducción considerados como máximo, medio y mínimo fueron de; 50 m<sup>3</sup>/seg., 30 m<sup>3</sup>/seg. y 10 m<sup>3</sup>/seg. respectivamente.

Para llegar a dichos resultados cabe mencionar que para el análisis de estas condiciones se propusieron diversas combinaciones de funcionamiento relacionadas con el coeficiente de rugosidad del concreto (n) y con el tirante en la sección final o de descarga (yf).

En cuanto al coeficiente de rugosidad se consideró una variación que va del valor  $n=0.013$  hasta  $n=0.015$ , que son representativos de un conducto con paredes de concreto. para el tirante en la sección final (yf), se tomaron los valores siguientes:

Primero, el que representa la condición ideal de la descarga en relación con el régimen de flujo que es posible obtener y que en este caso corresponde al tirante crítico (yc).

El segundo, es aquel que representa la condición real de acuerdo con la elevación o nivel del agua que prevalece (\*ver nota), en la sección final y que en relación con la cota de plantilla del conducto es del orden de  $Yr=3.5$  m.

Por tal motivo, el análisis basado en las ecuaciones del flujo gradualmente variado se realizó para las combinaciones que se describen en la tabla # 1.

TABLA # 1

COMBINACIONES PARA EL ANALISIS HIDRAULICO DEL ENTUBAMIENTO DEL GRAN CANAL

<u>Combinación</u> <u>No.</u>	<u>Gasto</u> <u>m<sup>3</sup>/seg.</u>	<u>Coefficiente de</u> <u>rugosidad</u>	<u>Tirante</u> <u>m.</u>
01	50	0.013	yc
02	50	0.015	yc
03	50	0.013	yr
04	50	0.015	yr
05	30	0.013	yc
06	30	0.015	yc
07	30	0.013	yr
08	30	0.015	yr
09	10	0.013	yc
10	10	0.015	yc
11	10	0.013	yr
12	10	0.015	yr

**\*NOTA:**La cota o elevación del nivel máximo del agua en la sección final se obtuvo de los datos topográficos realizados para la elaboración de este proyecto y de la geometría y condiciones de operación del Río de los Remedios y el Gran Canal en el Estado de México.

Para confirmar que estos resultados son los efectivos adicionalmente como forma de comparación con otros métodos se analizaron estas combinaciones utilizando la teoría del flujo espacialmente variado (gasto variable), sin embargo, la envolvente de cargas piezométricas es menos crítica (es decir, de menores cargas piezométricas), motivo por el cual únicamente se obtuvieron como referencia.

Tomando en cuenta todas las consideraciones anteriores se tienen los siguientes resultados:

PENDIENTE DE PLANTILLA	S0=0.00015
SECCION TRANSVERSAL	RECTANGULAR DE DOBLE CAJON
MATERIAL	CONCRETO
ANCHO DE PLANTILLA	b = 4.00 m. POR CAMARA
ALTURA DEL CAJON	h = 4.00 m.
GASTO DEL DISEÑO	50.00 m <sup>3</sup> /seg.
VELOCIDAD MEDIA	1.6 m/seg.

### **3.- ESTRUCTURAS ESPECIALES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS**

Debido a que la razón de este estudio solo está enfocado a la sección tipo del cajón solo mencionaremos a manera de bosquejo las estructuras especiales y obras complementarias de que consta todo el cajón de Entubamiento del Gran Canal del Desagüe.

Por las dimensiones del conducto y a las elevaciones definidas en su trazo en perfil, fué necesario integrar algunas estructuras de transición, en las secciones de interferencia con los puentes vehiculares, para librar los niveles de rasante, de las vialidades que el conducto atravesaría.

Tomando en cuenta todas las consideraciones anteriores se tienen los siguientes resultados:

PENDIENTE DE PLANTILLA	$S_0=0.00015$
SECCION TRANSVERSAL	RECTANGULAR DE DOBLE CAJON
MATERIAL	CONCRETO
ANCHO DE PLANTILLA	$b = 4.00$ m. POR CAMARA
ALTURA DEL CAJON	$h = 4.00$ m.
GASTO DEL DISEÑO	$50.00$ m <sup>3</sup> /seg.
VELOCIDAD MEDIA	$1.6$ m/seg.

### 3.- ESTRUCTURAS ESPECIALES Y OBRAS COMPLEMENTARIAS

Debido a que la razón de este estudio solo está enfocado a la sección tipo del cajón solo mencionaremos a manera de bosquejo las estructuras especiales y obras complementarias de que consta todo el cajón de Entubamiento del Gran Canal del Desagüe.

Por las dimensiones del conducto y a las elevaciones definidas en su trazo en perfil, fué necesario integrar algunas estructuras de transición, en las secciones de interferencia con los puentes vehiculares, para librar los niveles de rasante, de las vialidades que el conducto atravesaría.

### 3.1.- Estructuras de Transición.

Hidráulicamente se propusieron dos tipos de estructuras de transición las cuales fueron analizadas bajo la ocurrencia de gasto máximo de 50.0 m<sup>3</sup>/seg. y adaptando el modelo de funcionamiento similar al de una alcantarilla de sección rectangular cuya área es equivalente a la del conducto de doble cámara de 4.00 X 4.00 m.

De esta manera la geometría de cada transición quedo con las siguientes dimensiones:

<u>Transición</u>	<u>b X h (m)</u>	<u>So</u>	<u>Observaciones</u>
I	6.70 X 2.40	0.00015	Doble cámara
II	5.35 X 3.00	0.00015	Doble cámara

Por lo que la transición Tipo I, se propone construirse en los cruces con las siguientes vialidades:

<u>INTERFERENCIA</u>	<u>LONGITUD</u>
Av. Héroes de Nacozari	42.00 m.
Av. Puente Vía Férrea	10.00 m.
Av. Del Peñón	33.00 m.
Av. Eje 2 Norte	18.00 m.

Y la transición Tipo II, se propone llevarla a cabo en los cruces con las siguientes vialidades:

<u>INTERFERENCIA</u>	<u>LONGITUD</u>
Av. Ing. Eduardo Molina	42.00 m.
Av. Eje 1 Norte	10.00 m.
Av. Río Consulado	51.00 m.

De otra forma hay algunos cruces en los que por sus características geométricas de la vialidad no requieren de estructura de transición y son los siguientes casos:

<u>INTERFERENCIA</u>	<u>LONGITUD</u>
Av. Eje 3 Norte	27.00 m.
Av. Talismán	29.00 m.
Av. San Juan de Aragón	30.00 m.
Av. Puente Ejido	21.00 m.

Es de esperarse que la construcción de estas transiciones traerá como consecuencia la interrupción temporal del flujo vehicular en estas vialidades y en algunos casos, la modificación de los niveles de su rasante actual.

Básicamente, su diseño está regido por las mismas consideraciones que para la sección geométrica del cajón, sin embargo los gálibos definidos por la cota de plantilla del conducto y la sub-estructura de los puentes obliga a realizar las modificaciones pertinentes.

Las dos secciones de transición denominadas tipo I y II, se han diseñado, desde el punto de vista hidráulico, para que trabajen a gasto máximo como "conducto totalmente lleno".

### **3.2.- Conexión de Rebombeos.**

En este tipo de estructuras solo mencionaremos cuantas son y donde se ubican ya que no entran en el análisis del cajón tipo y que están en ambas márgenes del Gran Canal. A la fecha, son 12 los rebombeos existentes.

Cada uno de estos sistemas será objeto de un proyecto específico, al considerar que sus descargas continuarán realizándose hacia el entubamiento. Anteriormente, debido a las condiciones del funcionamiento hidráulico del Gran Canal, los sistemas de bombeo existentes descargan libremente por

encima del nivel de aguas ordinarias de dicha conducción, sin embargo, a través del tiempo los hundimientos del subsuelo en la zona producen alteraciones importantes en las características de operación de los equipos de bombeo.

Con los resultados del análisis y el comportamiento esperado del cajón de conducción, cada una de las plantas de bombeo tendrá que ser objeto de un análisis por separado, siendo localizados los rebombes con las siguientes referencias:

<u>PLANTA</u>	<u>MARGEN</u>	<u>CADENAMIENTO</u>
PB-1	DERECHA	0 + 000
PB-1A	IZQUIERDA	0 + 000
PB-2	DERECHA	1 + 116
PB-3	IZQUIERDA	1 + 245
PB-4A	DERECHA	2 + 518
PB-5A	IZQUIERDA	2 + 739
PB-5	IZQUIERDA	2 + 893
PB-6	DERECHA	3 + 928
PB-6A	DERECHA	4 + 916
PB-7	IZQUIERDA	5 + 991
PB-POZO INDIO	DERECHA	6 + 993
PB-8	IZQUIERDA	8 + 783

La obra de inicio o arranque, se identifica con este nombre a la estructura que se localizará en el cadenamiento 0 + 000 del entubamiento de proyecto. dicha estructura se relaciona con los proyectos de reconexión de las plantas de bombeo PB-1 y PB-1A, contiguas a ella.

Para este tipo de reconexión del bombeo cabe mencionar que no es igual al de las otras plantas, ya que se proyectó su reconexión hacia la "Obra de Inicio", del entubamiento del Gran Canal, por medio de dos múltiples por cada planta, siendo éstos de tubería de acero de diámetro interior de 1.83 m., encauzados a

una lumbrera de captación de diámetro interior de 8.30 m., que a su vez tendrá el funcionamiento de un tanque de carga.

Por otra parte la interconexión con la obra de toma del Interceptor Oriente con el entubamiento, además de cumplir la función para la que se ha provisto, debe permitir preservar la operación de la obra que actualmente sirve de alivio a la conducción del Gran Canal, por lo tanto es indispensable crear una estructura de derivación cuya capacidad de conducción sea determinada tomando en cuenta la interrelación con el sistema de drenaje profundo.

En este caso su funcionamiento es de vital importancia en la época de lluvias, ya que a través de esta obra es posible derivar un volumen importante de agua residual y pluvial hacia la lumbrera 8c del Interceptor Oriente, agua que proviene tanto de los rebombes que aportan al Gran Canal como del Río de los Remedios.

Tomando en cuenta el trazo que sigue el entubamiento del Gran Canal la "Obra de Toma" se localiza aproximadamente en el cadenamiento 6 + 900. Siendo así la obra de reconexión consistirá en una estructura de control, la cual estará compuesta por compuertas deslizantes y de aguja, unas ubicadas en el muro central del entubamiento y otras en el muro poniente. Estas tendrán la capacidad de controlar el flujo que se incorpora al Interceptor Oriente, mientras que las del muro central tendrán la finalidad de interconexión del flujo en ambas cámaras.

En el otro extremo tal y como se ha comentado, el entubamiento prácticamente termina en la sección de confluencia del Río de los Remedios con el Gran Canal, sin embargo, por las características topográficas y del flujo de ambos cauces debe preverse la construcción de una estructura que simultáneamente reciba las aportaciones que ellos conducen.

La estructura propuesta consta de una sección geométrica de ancho de plantilla variable que va desde los 10 m., en la sección mas estrecha, hasta 40 m. en la más amplia, la sección de descarga está prevista para desalojar los volúmenes máximos de las dos conducciones; que en total el gasto de aportación máximo es de 200 m<sup>3</sup>/seg., de los cuales 50 m<sup>3</sup>/seg., corresponden al entubamiento del Gran Canal y el caudal restante provendrá del Río de los Remedios.



Para las Obras Complementarias solo se han incluido tres tipos de estructuras que corresponden con lo siguiente:

- 1) La estructura de seccionamiento que se propone para las maniobras de mantenimiento y desazolve en el entubamiento.
- 2) Las estructuras de ventilación y registro que deben de integrarse al entubamiento.
- 3) Estructura de encauzamiento (obra provisional), dicha estructura servirá para encauzar el flujo en la parte correspondiente al primer tramo de construcción del entubamiento del Gran Canal ubicado en el cadenamamiento 6 + 965, inmediatamente aguas abajo de "Obra de Toma".

#### **4.- LA INGENIERIA GEOTECNICA.**

Tomando en cuenta las características geométricas del cauce y los sólidos transportados por el Gran Canal, se esperaba que el azolve, depositado en su lecho presentara una gran heterogeneidad en su constitución y distribución, tanto longitudinalmente como transversalmente y por lo tanto, en su comportamiento ante las solicitaciones impuestas durante la construcción y vida útil de la estructura de entubamiento.

Dado lo anterior y como el cajón de conducción se desplantará sobre éste fue necesario conocer con detalle tanto su distribución transversal y longitudinal, como sus propiedades índice y mecánicas.

Por otro lado fue importante conocer las características de la formación arcillosa que subyace al azolve, ya que en su historia de cargas y por consiguiente sus propiedades son diferentes a las de las márgenes.

Esto llevó a realizar sondeos con recuperación de muestras inalteradas y alteradas que permitirán la caracterización de los materiales.

Para las Obras Complementarias solo se han incluido tres tipos de estructuras que corresponden con lo siguiente:

- 1) La estructura de seccionamiento que se propone para las maniobras de mantenimiento y desazolve en el entubamiento.
- 2) Las estructuras de ventilación y registro que deben de integrarse al entubamiento.
- 3) Estructura de encauzamiento (obra provisional), dicha estructura servirá para encauzar el flujo en la parte correspondiente al primer tramo de construcción del entubamiento del Gran Canal ubicado en el cadenamamiento 6 + 965, inmediatamente aguas abajo de "Obra de Toma".

#### **4.- LA INGENIERIA GEOTECNICA.**

Tomando en cuenta las características geométricas del cauce y los sólidos transportados por el Gran Canal, se esperaba que el azolve, depositado en su lecho presentara una gran heterogeneidad en su constitución y distribución, tanto longitudinalmente como transversalmente y por lo tanto, en su comportamiento ante las sollicitaciones impuestas durante la construcción y vida útil de la estructura de entubamiento.

Dado lo anterior y como el cajón de conducción se desplantará sobre éste fue necesario conocer con detalle tanto su distribución transversal y longitudinal, como sus propiedades índice y mecánicas.

Por otro lado fue importante conocer las características de la formación arcillosa que subyace al azolve, ya que en su historia de cargas y por consiguiente sus propiedades son diferentes a las de las márgenes.

Esto llevó a realizar sondeos con recuperación de muestras inalteradas y alteradas que permitirán la caracterización de los materiales.

Una vez que se tuvo conocimiento de las características, tanto del azolve como de la arcilla, se efectuaron los análisis y diseños geotécnicos conducentes a encontrar la solución de cimentación y procedimientos constructivos que garanticen un comportamiento adecuado tanto del suelo de desplante como de la estructura, durante las diferentes etapas de construcción y a lo largo de la vida útil del entubamiento y de sus obras auxiliares.

#### **4.1.- Ubicación en el Plano de Zonificación Geotécnica.**

No obstante que el entubamiento se realizará por el centro del cauce, es importante conocer la ubicación de éste dentro de la zonificación geotécnica del Distrito Federal para tener una primera idea de las características de la arcilla que subyace al azolve.

De acuerdo a esta zonificación, los primeros 300 m. del trazo del conducto se encuentran en la zona del Lago Centro I y el resto en la zona del Lago Virgen y las características de estas zonas son:

##### **Lago Centro I:**

Está asociada al sector no colonial de la ciudad que se desarrolló a principios de este siglo y a estado sujeto a las sobrecargas generadas por construcciones pequeñas y medianas y por bombeo profundo.

##### **Lago Virgen:**

Corresponde a suelos que han mantenido sus propiedades mecánicas prácticamente desde su formación, sin embargo el desarrollo urbano de esta zona de la ciudad, está incrementando las sobrecargas en la superficie y el bombeo reciente de agua potable las está incrementando a profundidad.

## **4.2.- Exploración Geotécnica.**

La exploración se dividió en dos etapas, la primera estuvo destinada a conocer de manera general las características, tanto de distribución como las propiedades índice y mecánicas del azolve y de los primeros estratos de arcilla bajo él, realizando sondeos desde los puentes vehiculares y peatonales existentes a lo largo del Canal.

Una vez seccionado el cauce, en el tramo comprendido entre los cadenamientos 6+912 y 9+340, se realizó la segunda etapa de exploración, enfocada a conocer con más detalle las características antes enunciadas.

A continuación se presentan los trabajos realizados en cada una de las dos etapas.

**ETAPA PRIMERA.-** En esta etapa se llevarón a cabo 11 sondeos mixtos, utilizando la herramienta de penetración estándar y el muestreador de pared delgada tipo shelby y 11 sondeos de cono eléctrico, a profundidades que varían de 11 a 16 m. medidas a partir del fondo del cauce, realizados desde los puentes vehiculares y peatonales que cruzan el cauce.

Los resultados de esta etapa de exploración mostraron variaciones grandes en el espesor del azolve (de 3.75 a 9.00 m.) y una fuerte heterogeneidad en los componentes del mismo (mezclas de arena con altos contenidos de materia orgánica y materiales de desechos como plásticos, latas, raíces, etc.), lo que trae como consecuencia resistencias y compacidades sumamente variables.

**ETAPA SEGUNDA.-** Una vez seccionado el cauce en los cadenamientos 6+912 y el 9+340 se inicio la 2a. etapa de exploración con la realización de 50 sondeos, cortes, de penetración estándar con el objeto de conocer la variación longitudinal del espesor del azolve y de obtener muestras alteradas representativas del mismo para llevarlas al laboratorio y realizar pruebas índice.

#### **4.3.- Propiedades Físicas y Mecánicas.**

De tal forma que las propiedades físicas y mecánicas con las que se establecieron los parámetros del diseño geotécnico del cajón y de las obras complementarias, se determinaron mediante las siguientes pruebas de mecánica de suelos:

- Propiedades Índice
- Peso volumétrico
- Contenido natural del agua
- Límites de consistencia
- Granulometría

Propiedades Mecánicas:

- Ensaye de compresión simple
- Pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas
- Pruebas triaxiales no consolidadas no drenadas con 2 ciclos de carga y 1 de descarga
- Pruebas de consolidación unidimensional.

#### **4.4.- Resultados y su Estratigrafía a todo lo largo del trazo.**

Para la primera etapa, con la información obtenida se procedió a realizar correlaciones estratigráficas para establecer los espesores del estrato de azolve depositados por el acarreo del canal en cada uno de los sitios explorados, con lo que se estableció que los espesores varían entre 3.5 y 9.0 m.

Estos depósitos se conforman de materiales de consistencia muy suelta, constituidos principalmente de arena fina a media con alto contenido de materia orgánica y aceite, fuertemente contaminados con todo tipo de desechos

y basura, por lo que se trata de un material sumamente heterogeneo en su composición y propiedades.

El azolve presenta un contenido de humedad promedio de 40% y una resistencia a la penetración estándar de entre 0 y 7 golpes.

La caracterización del azolve se realizó de forma más bien indirecta a base de pruebas de penetración que revelan su pobre consistencia y de ensayos en probetas labradas con especial cuidado, en el laboratorio sobre las muestras alteradas captadas o sobre muestras moldeadas tratando de reproducir las condiciones de sedimentación natural.

Ya para la segunda etapa se realizaron, una vez seco el cauce, 50 sondeos de penetración estándar en el tramo comprendido entre Río de los Remedios y la obra de Toma, de los cuales se obtuvo que el espesor del azolve en este tramo varia de 2.25 a 6.25 m., con contenidos de humedad de 50% al 110% y está constituido por material arenoso sumamente heterogéneo en su composición.

La caracterización directa que ha tenido el azolve es difícil debido a que por su heterogeneidad y porque carece de estructura, no se pueden obtener muestras representativas de su estado natural, las muestras obtenidas son alteradas, porque la basura adquiere todo tipo de arreglos al acomodarse dentro del tubo muestreador, y la escasa adherencia permite que el volumen muestreado se desplace en el interior de dicho tubo. El efecto de retención que se obtiene con las canastillas, las valvulas "check", o la succión por efecto del pistón, que comúnmente se utilizan para muestrear suelos muy blandos, no son suficientes en este caso para garantizar la integridad de las muestras.

De tal forma que para definir la estratigrafía a lo largo del entubamiento los trabajos fueron divididos, al igual que la exploración, en dos etapas a saber.

La primera estuvo enfocada a conocer de manera general el espesor y características del azolve y de las primeras capas de arcilla que lo subyacen, basándose en la información obtenida de los sondeos mixtos y de cono realizados desde los puentes vehiculares y peatonales y correlacionandolos (en lo que a capas de arcilla se refiere) con los sondeos de la margen derecha del cauce.

Una vez que se obtuvo la información generada por la segunda etapa de exploración, se ajustaron los espesores del azolve dentro del tramo

comprendido entre la obra de toma al Interceptor Oriente y la confluencia de éste con el Río de los Remedios.

Como ya se mencionó anteriormente, debido a que la exploración sobre los puentes vehiculares se realizó bajo agua y debido a la baja compacidad del azolve no se pudo recuperar muestras inalteradas y en la obtención de muestras alteradas, se tuvieron niveles bajos de recuperación y por lo tanto la calidad de las muestras no fué satisfactoria lo que trajo como consecuencia que las propiedades índice y mecánicas resultantes no se puedan considerar representativas de las condiciones imperantes in situ.

Durante la realización de la segunda etapa de exploración se logro la recuperación de un número mayor de muestras pero, como ya también mencionamos anteriormente son alteradas en las que se pudieron realizar pruebas en probetas labradas con especial cuidado en el laboratorio, dando por resultado una gran heterogeneidad en las resistencias al corte.

Basandose en lo anterior, los análisis y diseños geotécnicos se realizaron variando las características mecánicas del azolve dentro del rango obtenido, por lo que en el tramo comprendido entre la obra de toma al Interceptor Oriente y la confluencia del Gran Canal con el río de los Remedios, se tiene un mejor conocimiento de las propiedades índice y mecánicas del azolve y de la arcilla que le subyace.

En cambio dentro del tramo comprendido entre el inicio del entubamiento y la obra de toma al Interceptor Oriente no se tiene un conocimiento suficiente de las características del suelo de desplante que conduzcan a un proyecto ejecutivo, por no haber podido realizar sondeos intermedios entre los puentes vehiculares por lo que en este tramo solamente se realizarón diseños y procedimientos constructivos preliminares, que se ajustarán una vez que se realice una campaña de exploración con el cauce seco.

Atendiendo a la zonificación geotécnica del Distrito Federal, el trazo del entubamiento del Gran Canal del Desagüe se encuentra localizado en dos zonas geotécnicas, la primera corresponde a la Zona del Lago Centro I en la cual se ubican los primeros 700 m. (hasta la Av. Héroe de Nacozari) la segunda corresponde a la zona de Lago Virgen en la cual se ubicará la mayor parte del entubamiento.

Con esto decimos que a lo largo del trazo, en el centro del cauce, se tiene la siguiente estratigrafía: Superficialmente se presenta azolve constituido principalmente por arena fina limosa con altos contenidos de materia orgánica aceites, gravas y productos petroquímicos con un espesor variable entre 3.75 y 9.00 m. bajo este material se encuentran arcillas blandas de alta compresibilidad con algunos lentes de arena limosa y vidrio volcánico.

Estas arcillas son más blandas y compresibles que las que se encuentran bajo las márgenes del canal, debido probablemente a los efectos de descarga y remoldeos producidos por erosión y excavación dragado y desazolve que se han efectuado a lo largo de los años para aumentar la capacidad del canal así como por deslizamientos de los bordos derivados de ellas.

En las márgenes la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo (se obtuvo de los sondeos realizados en la margen derecha) es: Inicialmente se localiza la costra superficial con espesores que varían entre 1.60 y 8.00 m., formada por materiales de relleno producto de demoliciones limos arcillosos con grumos quebradizos, gravas y algunos lentes de arena volcánica negra.

Subyaciendo a ésta se encuentra la formación arcillosa superior formada por arcillas de color café grisáceo y gris verdoso, intercalada con lentes de arena volcánica negra y algunas manchas de vidrio volcánico con fósiles y grumos quebradizos.

En general en los siguientes párrafos se presenta una descripción de los estratos que habrán de ser excavados durante la construcción del entubamiento.

En si la excavación se alojará en el azolve, constituido por arena fina con altos contenidos en materia orgánica y productos petroquímicos cuyo contenido de humedad varia del 20% al 120%, presentando una resistencia a la penetración estándar que varia entre la penetración por peso propio y un máximo de 5 golpes.

Por otro lado de los sondeos continuos adicionales realizados en el centro del cauce se dedujo una cohesión que varia entre 0.10 t/metro cuadrado y 0.70 t/m<sup>2</sup> con un ángulo de fricción interna de entre 9° y 25 ° (válidas para el tramo comprendido entre la obra de toma y la confluencia del Gran Canal con el Río de los Remedios).



Así mismo durante la excavación se tenderán los taludes laterales de los bordos constituidos principalmente por la costra superficial con las siguientes características:

El peso volumétrico varia entre 1.14 y 1.77 ton/m<sup>3</sup> con una cohesión que oscila entre 1.53 y 4.45 t/m<sup>2</sup>, un ángulo de fricción del orden de 22 ° y un contenido de humedad que varia entre 5% y 100%.

## **5.- EL DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA**

### **5.1.- Tramos de Prueba y su planteamiento.**

Ya teniendo terminada la primera etapa de exploración y partiendo de las características del azolve arrojadas por ésta, se iniciaron estudios para dar solución al desplante de la estructura.

Debido al gran espesor, la heterogeneidad y la baja resistencia al corte, el desplante de la estructura de entubamiento del Gran Canal en el cauce, plantea problemas cuya solución no es trivial.

Por un lado la eliminación de azolves no se considera factible, porque su excavación plantearía numerosos incidentes de inestabilidad, en el propio azolve y al pie de los bordos del canal que quedasen descubiertos. No hay que olvidar que estos bordos tenían originalmente taludes 1:1, cuando se excavo el Canal hace poco más de un siglo y que hoy, por múltiples deslizamientos y flujo plástico a largo plazo, han quedado con inclinaciones de 2 y hasta 3 veces la dimensión horizontal con respecto a la vertical.

Así mismo durante la excavación se tenderán los taludes laterales de los bordos constituidos principalmente por la costra superficial con las siguientes características:

El peso volumétrico varia entre 1.14 y 1.77 ton/m<sup>3</sup> con una cohesión que oscila entre 1.53 y 4.45 t/m<sup>2</sup>, un ángulo de fricción del orden de 22 ° y un contenido de humedad que varia entre 5% y 100%.

## **5.- EL DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA**

### **5.1.- Tramos de Prueba y su planteamiento.**

Ya teniendo terminada la primera etapa de exploración y partiendo de las características del azolve arrojadas por ésta, se iniciaron estudios para dar solución al desplante de la estructura.

Debido al gran espesor, la heterogeneidad y la baja resistencia al corte, el desplante de la estructura de entubamiento del Gran Canal en el cauce, plantea problemas cuya solución no es trivial.

Por un lado la eliminación de azolves no se considera factible, porque su excavación plantearía numerosos incidentes de inestabilidad, en el propio azolve y al pie de los bordos del canal que quedasen descubiertos. No hay que olvidar que estos bordos tenían originalmente taludes 1:1, cuando se excavo el Canal hace poco más de un siglo y que hoy, por múltiples deslizamientos y flujo plástico a largo plazo, han quedado con inclinaciones de 2 y hasta 3 veces la dimensión horizontal con respecto a la vertical.

La estabilización tendría que proporcionarse bien sea por tablaestacados o por sustitución del azolve por un material estable (colocado bajo agua o en excavaciones parciales habiendo drenado previamente el azolve), de resistencia algo mayor que la de las arcillas naturales que se encuentren bajo el mismo. Ambos procedimientos requieren grandes volúmenes y su aplicación es complicada.

Una segunda opción sería la de sustentar al cajón del entubamiento sobre pilotes de fricción hincados en el azolve y la arcilla, sin embargo, que está solución implica un alto costo.

Otras opciones son: mejorar el medio, mediante columnas de grava-arena o con drenes de geotextiles realizados en el azolve, o bien mediante tratamiento de mezclas o de inyección de cal u otros productos químicos, soluciones que implican elevados costos. La compactación por vibrado y desecación es otra posibilidad que resulta igualmente costosa.

Otra solución alternativa es la construcción de un cajón de compensación bajo el entubamiento, las limitantes en este caso son constructivas, dada la muy baja resistencia de los materiales que se tendrían que excavar, y funcionales, debido a que se requiere que el cajón de cimentación sea estanco para garantizar la compensación de peso.

La solución de pilotes tiene un alto costo, pero posiblemente es la que se puede considerar como más segura en comportamiento a largo plazo, las otras opciones antes mencionadas además de costosas dejan mayor margen de error.

En la mayoría de los casos el nivel de aguas freáticas se localiza a una elevación similar al nivel medio del agua del Gran Canal, por lo cual se deberá prestar especial atención tanto a los abatimientos a largo plazo, que se pudieran generar en caso de que el nivel de rasante quede debajo del NAF, los abatimientos podrían generar hundimientos de diversos grados en las construcciones cercanas al trazo.

El conocimiento de las condiciones del azolve llevo a la conclusión de que la estructura de concreto del entubamiento debería ser desplantada sobre una capa de mejoramiento cuyo diseño permita garantizar un buen funcionamiento a corto y a largo plazo y que facilite el desarrollo de los procedimientos

constructivos ante las condiciones desfavorables identificadas por el estudio geotécnico.

Proponiéndose la realización de un tramo de prueba que permita definir los procedimientos de construcción y obtener elementos de análisis para el diseño de la capa de mejoramiento así como los parámetros significativos del suelo de desplante con los que se evaluaron las solicitaciones consideradas en el diseño estructural del cajón.

Para llevar a cabo el tramo de prueba se plantearon diferentes alternativas de mejoramiento a partir de una propuesta original en la que se considero el uso de geosintéticos en combinación con materiales granulares conformando una capa de sustento compensada y resistente como apoyo al cajón de conducción.

La prueba tiene los siguientes objetivos:

- 1.- Identificar las propiedades índice del azolve y realizar un diagnóstico inicial de sus propiedades y comportamiento.
- 2.- Definir las propiedades mecánicas del azolve mediante la exploración geotécnica y los ensayos de laboratorio que permiten caracterizar el comportamiento geológico de estos materiales.
- 3.- Definir la factibilidad del uso de geosintéticos y su significación en el efecto de reducir los asentamientos diferenciales e incrementar la estabilidad general de la estructura de conducción.
- 4.- Establecer los parámetros de diseño estructural.
- 5.- Detallar el procedimiento constructivo.

Presentándose tres tramos de prueba con las siguientes características:

**TRAMO 1:** Mejoramiento a base de geosintéticos y materiales granulares e instalación de drenes verticales de arena

de 30 cm. de diámetro y 4.5 m. de longitud - georedes y drenes verticales.

**TRAMO 3:** Mejoramiento de tezontle a base de geosintéticos y materiales granulares - georedes .

**TRAMO 4:** Mejoramiento a base de geosintéticos y materiales granulares con bombeo durante las dos últimas semanas - georedes y bombeo .

En cada uno de los tramos de prueba se aplicará precarga mediante terraplenes de tepetate sin compactar con una altura de 3.70 m.

## **5.2.- Estratigrafía de los Tramos de Prueba.**

Una vez que se tuvo acceso al sitio de la obra, al seccionarse el canal para interrumpir el flujo de aguas en dicho tramo, se procedió a complementar la información geotécnica de los depósitos alojados bajo el fondo del canal.

La exploración desarrollada una vez cortado el flujo de aguas negras consistió en sondeos de muestras representativas inalteradas con muestreador tipo Shelby en el azolve y la arcilla hasta una profundidad de 15 m.

Ya con esta información obtenida de los sondeos se tiene la siguiente descripción estratigráfica del tramo de prueba.

**Azolve.-** constituido de materiales areno-limosos con altos contenidos de materia orgánica y en ocasiones con grumos de arcilla de color y olor característicos fuertemente contaminados con basura de toda clase incluyendo pedacería de metales, plásticos y textiles, sus propiedades mecánicas son erráticas pero en general se trata de materiales de muy baja resistencia al corte

y de compresibles, (la herramienta de penetración estándar penetró por peso propio en la mayoría de los casos o registró un número de golpes inferior a 5), a muy comprensibles, los contenidos de humedad del azolve varían del 50% al 100%, la resistencia al corte en pruebas consolidadas no drenadas indicarán valores del ángulo de fricción interna en un rango de  $9^\circ$  a  $27^\circ$  sin cohesión en condiciones saturadas.

En general el espesor del estado de azolve, en el eje de entubamiento, varía de 3.0 a 9.0 m.

Arcilla (FAS).- bajo el azolve se presentan los depósitos lacustre característicos del Valle de México de la denominada formación arcillosa superior los contenidos de agua de estos materiales varían de 210% a 500%, su resistencia al corte en prueba no drenada es de  $2.4 \text{ ton/m}^3$ , identificando lentes de arena fina en los niveles 2219.548, 2216.95, 2210.600 msnm.

Existe una capa de 1.5 m. de espesor de limo arenoso a 30 m. de profundidad medidos desde el nivel del terreno natural margen derecha.

Primera capa dura.- la primera capa dura se localiza a 34.3 m. de profundidad medidos desde la superficie.

Para complementar la interpretación de resultados de las instrumentaciones y mediciones desarrolladas en los tramos de prueba se realizaron los siguientes análisis:

- a).- Compresión en el azolve y en la arcilla.
- b).- Análisis de la estabilidad general del azolve ante la construcción del terraplén de mejoramiento y la precarga.

El primero de los análisis se efectuó con el objeto de identificar la contribución de los estratos comprensibles de arcilla en el asentamiento total registrado y con ello obtener la compresión real del azolve.

Para este fin, se obtuvieron los incrementos de esfuerzos efectivos con la profundidad tomando en cuenta el proceso de histeresis que ha sufrido la arcilla alojada bajo el cauce por efecto de la excavación del canal su puesta en servicio y la aplicación de la precarga.

Siendo que la precarga se mantuvo por un periodo de 30 días se hizo necesario estimar el asentamiento elástico y por consolidación primaria de cada uno de los estratos de arcilla, tomando en cuenta las condiciones de drenaje por la presencia de capas de arena interestratificadas con los estratos de arcilla. Se calcularon los incrementos de la deformación elástica correspondiente y la evolución de asentamientos por consolidación.

La deformación elástica calculada en los estratos de arcilla por aplicación de la precarga fue de solo 2.278 cm., por otra parte la deformación por consolidación de la arcilla calculada para el periodo en que se mantuvo la precarga (30 días) fue de 18.50 cm.

El análisis de consolidación muestra que el asentamiento total por consolidación primaria se alcanzaría en aproximadamente 1400 días (3.6 años) esto si se mantuviese la precarga o bien si el cajón de entubamiento produce incremento de esfuerzos efectivos similares a los de la precarga lo cual sucedería si se abate el nivel piezométrico en la zona del cauce produciendo asentamientos muy importantes (99.7 cm).

### **5.3.- CONCLUSIONES AL DESPLANTE DE LA ESTRUCTURA**

- 1).- La comprensión lograda en el azolve aplicandole la carga equivalente al peso del cajón y un tirante medio de agua, varió de 0.967 a 0.459 m. siendo mayor en los tramos mejorados con georedes y material granular que en los tramos de tezontle a volteo y vibrado.
- 2).- Se considera que la precarga es necesaria para lograr que las deformaciones se presenten previamente a la colocación del cajón de concreto en el tiempo necesario que debe permanecer la precarga y su altura definitiva deberá ser calculado a la luz de los resultados obtenidos, esto permitirá optimizar la aplicación de los recursos, en general se observó que la comprensión en los azolves se produce en un periodo de entre 10 y 20 días con lo cual se logra el efecto buscado sin necesidad de aplicar medidas que aceleren el drenaje con pozos de bombeo o drenes.

- 3).- Los análisis de estabilidad realizados mostrarán la necesidad de que el mejoramiento proporcione una contribución en la resistencia del terreno de sustento del cajón el efecto benéfico de esto tiene varios aspectos.
- a).- Los factores de seguridad ante la falla general del terraplén implican el uso de georedes.
  - b).- Las georedes tienden a uniformizar la distribución de esfuerzos y en congruencia los desplazamientos presentan una distribución más uniforme la magnitud de los mismos fue mayor que los tramos mejorados con georedes.
- 4).- Siendo que el azolve se comporta como arena fina limosa bajo el nivel freático puede presentar riesgo de licuación por lo que un adecuado confinamiento se hace indispensable además.
- 5).- El conjunto cajón de conducción – vialidad con todos los elementos que lo construirán deberán ser tal que las modificaciones en los niveles de esfuerzo netos transmitidos a la masa de suelo generen desplazamientos (hundimientos y/o expansiones) que sean tolerables para ambas estructuras hidráulica y vial.

Debiendose evitar el abatimiento del nivel de aguas freáticas.

Por tal motivo se requiere que el proyecto permita la recuperación del NAF con lo que se obtiene el efecto de subpresión actuando en la base de este y reduciendo los esfuerzos efectivos en la masa de suelo.

## **6.- ANALISIS GEOTECNICO.**

### **6.1.- ANALISIS DE COMPENSACION.**

El principio en que se basa este análisis es tratar de transmitir al suelo de desplante una carga similar a que tenía antes de la construcción del cajón de conducción, de manera que al nivel de desplante el suelo mantenga el nivel de esfuerzo que tenía antes de realizar la obra.



- 3).- Los análisis de estabilidad realizados mostrarán la necesidad de que el mejoramiento proporcione una contribución en la resistencia del terreno de sustento del cajón el efecto benéfico de esto tiene varios aspectos.
- a).- Los factores de seguridad ante la falla general del terraplén implican el uso de georedes.
  - b).- Las georedes tienden a uniformizar la distribución de esfuerzos y en congruencia los desplazamientos presentan una distribución más uniforme la magnitud de los mismos fue mayor que los tramos mejorados con georedes.
- 4).- Siendo que el azolve se comporta como arena fina limosa bajo el nivel freático puede presentar riesgo de licuación por lo que un adecuado confinamiento se hace indispensable además.
- 5).- El conjunto cajón de conducción – vialidad con todos los elementos que lo construirán deberán ser tal que las modificaciones en los niveles de esfuerzo netos transmitidos a la masa de suelo generen desplazamientos (hundimientos y/o expansiones) que sean tolerables para ambas estructuras hidráulica y vial.

Debiéndose evitar el abatimiento del nivel de aguas freáticas.

Por tal motivo se requiere que el proyecto permita la recuperación del NAF con lo que se obtiene el efecto de subpresión actuando en la base de este y reduciendo los esfuerzos efectivos en la masa de suelo.

## **6.- ANALISIS GEOTECNICO.**

### **6.1.- ANALISIS DE COMPENSACION.**

El principio en que se basa este análisis es tratar de transmitir al suelo de desplante una carga similar a que tenía antes de la construcción del cajón de conducción, de manera que al nivel de desplante el suelo mantenga el nivel de esfuerzo que tenía antes de realizar la obra.

En este caso se trató de que la carga transmitida por el cajón fuera igual a las cargas debidas al agua que transportaba el cauce y al azolve retirado.

La compensación de una estructura está dada por la siguiente ecuación.

$$q_d = G_{od} + U_d$$

Donde:  $q_d$  = Peso unitario de la estructura al nivel de desplante.

$G_{od}$  = Esfuerzo efectivo en el nivel de desplante.

$U_d$  = Presión de poro al nivel de desplante.

En el caso de que la relación anterior se cumpla se dice que la estructura está totalmente compensada, en caso de que no se cumpla la igualdad se tienen dos casos a saber:

- 1).- Si el peso de la estructura es mayor a los pesos desalojados, se tiene una estructura subcompensada, por lo que se transmite una sobrecarga que genera hundimientos.
- 2).- Si por el contrario, el peso de la estructura es menor que los pesos desalojados, se tiene una estructura sobrecompensada, debido a esto se presenta un alivio de esfuerzos en la masa del suelo, generando expansiones.

En determinado momento que se presente alguno de los dos casos anteriores (sobrecompensación), la diferencia del esfuerzo total en el nivel del desplante, debe mantenerse dentro de un rango aceptable de tal manera que los movimientos generados sean de la magnitud; aceptando un rango de variación entre  $-1.0 \text{ t/m}^2$  (sobre compensación) y  $1.0 \text{ t/m}^2$  (subcompensación).

Por las condiciones en las que se encuentra el cajón para el entubamiento del Gran Canal se analizó como una estructura compensada, para condiciones medias de operación, es decir se consideró al conducto funcionando con el gasto medio, teniendo como datos fijos la rasante hidráulica, el ancho de las cámaras y el trazo del cajón (ubicación), a partir de éstas se realizó el análisis de compensación variando los espesores de losa de fondo, losa tapa y muros, de

tal manera que se alcanzará un peso tal que permitiera cumplir con el rango anterior.

Ya con estas deducciones el análisis se dividió en dos partes: en la primera se revisó el cajón en los tramos entre las vialidades y en la segunda las transiciones en los cruces con vialidades, las estructuras de inicio, de descarga y de obra de toma, las galerías de conexión entre las plantas de bombeo y la estructura de entubamiento.

Para la revisión de la compensación del cajón se realizaron secciones a cada 20 m. en las que se verificó que el peso de la estructura quedara dentro de los rangos aceptables de compensación ( $\pm 1.0 \text{ t/m}^2$ ) en toda su longitud.

En la segunda parte del análisis se revisaron las transiciones en los cruces viales y las estructuras de inicio y descarga, obra de toma y galerías de conexión siguiendo un criterio similar respecto a los rangos aceptables del peso del cajón y considerando a cada transición como una estructura continua desde el punto de vista estructural.

## **6.2.- ANALISIS DE FLOTACION.**

Dado que la rasante hidráulica del cajón se encuentra bajo el nivel freático, se generará una fuerza de supresión bajo el cajón, la cual deberá ser equilibrada por las cargas generadas por la estructura, esta situación es especialmente crítica, cuando las dos cámaras se encuentren vacías y, por lo tanto, la carga disponible para equilibrar la fuerza de supresión es demasiado baja. A partir de lo anterior esta condición es la que rige la revisión.

El análisis se realizó a través de la obtención del factor de seguridad dado por la siguiente relación:

$$F_{sp} = W_c - h_w A$$

Donde:

**Fsp** = Factor de seguridad contra flotación.

**Wc** = Peso de la estructura.

**hw** = Distancia vertical entre el nivel freático y el nivel interior del cajón.

**A** = Area de contacto.

El análisis inició considerando el cajón con el peso y geometría arrojados por el análisis de compensación, dando por resultado factores de seguridad menores a uno, dado lo anterior se decidió realizar ampliaciones laterales al cajón, para que el peso de los rellenos laterales ayuden a la estructura contra la flotación deberá llevar ampliaciones laterales en la losa de fondo de 1.60 m. cada una, dicho resultado se revisó por compensación arrojando un buen resultado.

### 6.3.- EMPUJES HORIZONTALES.

En este apartado se analizarán los empujes debidos a los rellenos laterales y a la reacción hacia arriba del suelo mismos que habrá de soportar la estructura durante su construcción y su vida útil.

Siendo que la presión horizontal del suelo sobre los muros laterales a largo plazo tiende a tener la condición en reposo representada por la siguiente ecuación:

$$P_h = K_o P_v + P_w$$

Donde:

**Ph** = Presión horizontal

**Ko** = Coeficiente de tierras en reposo, en los términos de esfuerzos efectivos, para arcillas = 0.5.

**Pu** = Presión vertical horizontal efectiva

**Pw** = Presión de poro

Para las reacciones del suelo, el análisis de cargas sobre el fondo de la excavación, se realizó mediante un análisis de interacción suelo-estructura (Zeevaert, 1985) el cual propone la siguiente solución para el caso de una cimentación rígida:

$$[\delta_i] = [\delta_j]^t q_i$$

Donde:

$[\delta_i]$  = Matriz de desplazamiento vertical del suelo.

$[\delta_j]^t$  = Matriz de flexibilidades del suelo.

$q_i$  = Vector de cargas unitarias.

Una vez obtenida la matriz de desplazamiento del suelo se obtiene la rigidez del suelo ante la carga aplicada de la siguiente manera.

$$K_i = Q_j$$

$S_i$

Con el valor de la rigidez se revisa la compatibilidad de movimientos entre el suelo y la estructura, realizando un proceso iterativo hasta que no se registren variaciones en el resultado de la interacción "i" con la i+1.

## 6.4.- ESTABILIDAD DE TALUDES

Para analizar la estabilidad de taludes del Gran Canal del desagüe en la zona comprendida entre los cadenamientos 0+000 y el 9+312 se eligieron con base a las condiciones geométricas del cauce 10 secciones, las cuales se ubican en los cadenamientos 0+403, 3+013, 3+580, 4+080, 5+080, 6+560, 7+052, 7+712, 8+392 y 9+032.

El estado incipiente de falla que presentan los taludes del Gran Canal es uno de los problemas por solucionar, durante las diferentes etapas de construcción del mismo, por lo cual se realizó el análisis de estabilidad para las siguientes condiciones:

- a).- Análisis para la condición inmediata al seccionamiento del cauce.
- b).- Análisis para definir los taludes estables durante la etapa de la construcción del cajón (excavación del azolve suelto)
- c).- Análisis considerando una sobrecarga en el pie del talud con un  $\gamma_m = 1.3 \text{ t/m}^3$ , para tratar de estabilizar el talud en forma inmediata.

Para las condiciones antes descritas se consideró el abatimiento del nivel freático, mediante pozos de bombeo, por lo cual no se consideró algún posible efecto que tuviese el flujo de agua sobre el talud, ni sobrecarga alguna sobre el hombro del mismo.

Por otro lado la cohesión se obtuvo de las pruebas triaxiales UU y de compresión simple, tomando como cohesión representativa al promedio de las mas bajas en el estrato considerado, aplicando un coeficiente de reducción de 0.85 a la cohesión obtenida.

El coeficiente fue determinado en base a la relación que se encontró de comparar las cohesiones obtenidas de pruebas triaxiales UU de carga controlada y las pruebas triaxiales de deformación controlada, basandose en que los taludes se encuentran en un estado incipiente de falla, por lo cual se ubican en la frontera del estado elástico y plástico representada por el esfuerzo de fluencia, el cual como ya se indicó, se obtiene al aplicar el factor de reducción de 0.85 a la cohesión obtenida de pruebas triaxiales UU con carga controlada y de compresión simple.

El primer criterio utilizado fue el método de Jambu el cual parte de las siguientes hipótesis:

- 1.- La superficie de falla es cilíndrica.
- 2.- El análisis es bidimensional.
- 3.- El depósito de suelo está constituido por materiales parcialmente saturados.
- 4.- La resistencia al corte de este material puede expresarse a través de la ecuación de Coulomb.
- 5.- La resistencia al corte se moviliza en su totalidad en todos los puntos a lo largo de la superficie de falla.

Este método calcula las coordenadas del círculo crítico para una falla por pie de talud a través de ecuaciones que están en función de números dimensionales que a su vez son función de las características del suelo y de la geometría del talud.

El segundo criterio utilizado fue el método de Fellenius para su aplicación, se tomó como punto de partida el círculo crítico que pasa por el pie del talud determinado por Jambu.

El segundo criterio utilizado fue el método de Fellenius para su aplicación, se tomó de partida el círculo crítico que pasa por el pie del talud determinado por Jambu.

El método consiste en lo siguiente:

- a).- Se determinan las fuerzas normales "N" y tangenciales "T" al círculo de falla en la dovela considerada de la siguiente manera:

$$N = W \cos \alpha$$

$$T = W \sin \alpha$$

Donde:  $W$  = peso de la dovela considerada.

$\alpha$  = Angulo que forma la vertical con la línea que se prolonga del círculo crítico

al centro de la base de la dovela.

$N$  = Fuerza normal en la base de la dovela.

$T$  = Fuerza tangencial a la base de la dovela.

Como tercer criterio se utilizó el método de Terzaghi para calcular incremento del momento motor, ocasionado al formarse una grieta de tensión sobre el hombro del talud, por lo cual se deben hacer las siguientes consideraciones:

- 1).- La grieta de tensión sobre el hombro del talud corta al círculo crítico.
- 2).- La grieta se llena de agua hasta el NAF.

Para los análisis realizados no se consideró ningún flujo de agua.

Los métodos de análisis se emplearon de la siguiente manera:

El método de Jambú sirvió para determinar en forma preliminar las coordenadas del círculo crítico, así como el factor de seguridad, observándose que éste resultaba mayor que el obtenido por otros métodos.

En lo que respecta con el método de Fellenius, se utilizó para calibrar al método Bishop simplificado de manera manual, y solo se ocupó para algunos análisis.

Por otro lado el método de Terzaghi se utilizó para determinar la posición de la grieta de tensión sobre el hombro del talud y evaluar el efecto que ocasiona está a la estabilidad del talud.

Se pudo observar que al considerar la grieta de tensión llena de agua hasta el nivel freático limitada en la parte inferior por el círculo crítico, que el factor de seguridad disminuía de 86% a 99% del obtenido por los métodos de Fellenius y Bishop simplificado.

Finalmente se utilizó el método de Bishop simplificado mediante un programa de computadora, el cual se iteró cambiando las coordenadas y el radio del círculo crítico obtenido por el método de Jambú para encontrar el círculo crítico definitivo.

Por otro lado se observó que los círculos más profundos presentaron menor factor de seguridad que los más superficiales, esto es debido a las propiedades más bajas de los estratos más profundos.



De tal forma que el análisis consistió, como ya se describió, en tratar de encontrar una solución óptima a la estabilida de los taludes a lo largo del trazo del Gran Canal del Desagüe.

Estos se encuentran en un estado incipiente de falla, motivo por el cual, se determinó emplear una cohesión menor a la obtenida en los estudios geotécnicos, al afectarla por un factor de 0.85, obtenido de la relación entre pruebas triaxiales UU de deformación controlada y carga controlada.

De los análisis realizados se concluye que el talud que combina mejor los márgenes de seguridad contra la falla y la economía es aquel que tiene una relación horizontal – vertical de 3:1.

## **6.5.- ESTABILIDAD GENERAL DE LA ESTRUCTURA.**

Dado que la estructura del entubamiento del Gran Canal deberá ser estable ante las posibles fallas generadas por la baja resistencia al corte del azolve, se realizó el análisis de la estabilidad general de la estructura a corto y a largo plazo.

Para el análisis a corto plazo se consideraron las siguientes condiciones:

- a).- Terraplén de precarga (falla longitudinal).
- b).- Cajón terminado sin rellenos laterales (falla transversal).

Por otro lado, para el análisis a largo plazo, se consideró el cajón funcionando con los rellenos laterales colocados y el nivel freático en dos condiciones:

Abatido hasta el nivel en que se encuentra actualmente y, recuperado, es decir, en su nivel original.

El análisis general de estabilidad de la estructura se realizó a través del método simplificado de Bishop, partiendo de las siguientes hipótesis:

- 1).- La superficie de falla es circular.
- 2).- El suelo tiene un comportamiento que cumple con la ley Mohr-Coulomb.
- 3).- La resistencia al corte y el peso volumétrico son constantes en el espesor de cada estrato.
- 4).- El factor de seguridad se evalúa usando el método de Bishop fundamentado en la Teoría del equilibrio límite.

De los resultados de la exploración geotécnica y los ensayos de laboratorio se obtuvo una gran heterogeneidad en las características mecánicas del azolve; por tal motivo se analizaron los posibles rangos de variación de la resistencia al corte de la siguiente manera:

El análisis planteo 3 casos de azolve:

	<b>MATERIAL</b>	<b><math>\gamma</math></b> <b>(ton/m<sup>3</sup>)</b>	<b>C</b> <b>(ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\phi</math></b> <b>(°)</b>
Caso 1	Azolve	1.31	0.71	9
Caso 2	Azolve	1.31	0.34	16
Caso 3	Azolve	1.31	0.10	25

Así mismo la arcilla se consideró con las siguientes características:

<b>MATERIAL</b>	<b><math>\gamma</math> (ton/m<sup>3</sup>)</b>	<b>C (ton/m<sup>2</sup>)</b>	<b><math>\phi</math> (°)</b>
Bordos laterales	1.20	1.95	0
Arcilla contacto inferior azolve	1.15	2.25	0
Estrato inferior de arcilla	1.17	2.59	0

Donde:

- $\gamma$  = Peso volumétrico
- C = Cohesión
- $\phi$  = Angulo de fricción

## 6.6.- CARACTERISTICAS DEL MEJORAMIENTO.

El mejoramiento propone la siguiente distribución de materiales:

En el contacto con el azolve se coloca, sobre un geotextil, una georredbiaxial tipo BX-1200, a continuación un material granular (grava-arena) bien graduado de 0.30 m. de espesor, finalmente se colocan 0.30 m. de tezontle ligero. Para el análisis, se considerarán dos etapas, a corto y a largo plazo.

- Para corto plazo se consideró una precarga de 4m. de altura, realizada con material limo arenoso colocado a volteo y compactado por el peso del equipo (precarga).
- A largo plazo y una vez construido el cajón, se colocan rellenos laterales de 2.90 m. de altura, de material limo-arenoso compactado al 95% de la prueba proctor estándar (AASHTO-99).

Las características de los materiales a utilizar son las siguientes:

MATERIAL	$\gamma$ (ton/m <sup>3</sup> )	C (ton/m <sup>2</sup> )	$\phi$ (°)
Tepetate de precarga	1.30	1.17	25
Tezontle	1.25	0.00	33
Filtro de grava-arena	1.60	0.00	30
Tepetate compactado por el paso del equipo	1.45	1.20	25

De los resultados obtenidos en los diferentes tramos de prueba, se considera lo siguiente:

a).- El filtro de grava-arena del mejoramiento con georedes permite una rápida disipación del exceso de presión de poro de manera que ésta, en el peor de los casos, puede alcanzar un valor máximo de 0.60 ton/m<sup>2</sup>. considerando por requerimiento del modelo analítico, una altura piezométrica, referenciada al nivel del desplante del cajón de 0.60 m. y otra al de 0.00 m.

De tal forma que para considerar el efecto sísmico, dentro de los análisis de estabilidad, se tomó como aceleración máxima del terreno, la recomendada por el Reglamento de Construcciones del distrito Federal (RCDF-93), para estructuras del grupo "A", es decir  $C=0.13$ .

## 6.7.- RESULTADOS Y CONCLUSIONES DE LOS ANALISIS GEOTECNICOS.

El análisis se desarrolló a través del programa de estabilidad general TSLOP/TSTAB computer programs for limit Equilibrium Slope Stability análisis, desarrollado por TAGA Enginnering Software Service, Berkely, california.

El análisis se realiza siguiendo una cuadrícula en la que cada nodo define el centro de un círculo de falla, asimismo se determinan curvas de igual factor de seguridad dentro de las cuales variará el radio de cada círculo analizado. Lo anterior permite que se tome en cuenta una gran variedad de superficies de falla posibles, lo que garantiza que el factor de seguridad mínimo realmente lo sea.

De los resultados anteriores se concluye:

1).- Condiciones a corto plazo:

Precarga.- en este caso y para condiciones estáticas, el factor de seguridad es de 2.75, disminuyendo a 1.01 en condiciones dinámicas con  $\rho U=0.60 \text{ t/m}^2$ .

Para el caso del cajón vacío sin rellenos laterales: los factores de seguridad se comportan de la siguiente manera.

Georedes:  $FS > 3.00$  en condiciones estáticas, disminuyendo a 1.20 bajo sismo.

2).- Condiciones a largo plazo:

Para estas condiciones el factor de seguridad tuvo el siguiente comportamiento:

Georedes:  $FS > 3.00$  en condiciones estáticas, disminuyendo a 1.49 bajo sismo.

Se concluye en base a los anteriores resultados que el mejoramiento con georedes como refuerzo y el geotextil como filtro para facilitar el drenaje, cumple con la estabilidad general, en todas las condiciones analizadas, tanto en condiciones estáticas como dinámicas.

## 7.- ANALISIS DEL POTENCIAL DE LICUACION DEL AZOLVE.

Dentro de las condiciones muy importantes de diseño de la estructura del entubamiento del gran Canal, una de las preocupaciones principales, es la problemática que plantea el apoyo de la estructura sobre el azolve el cual a lo

El análisis se realiza siguiendo una cuadrícula en la que cada nodo define el centro de un círculo de falla, asimismo se determinan curvas de igual factor de seguridad dentro de las cuales variará el radio de cada círculo analizado. Lo anterior permite que se tome en cuenta una gran variedad de superficies de falla posibles, lo que garantiza que el factor de seguridad mínimo realmente lo sea.

De los resultados anteriores se concluye:

1).- Condiciones a corto plazo:

Precarga.- en este caso y para condiciones estáticas, el factor de seguridad es de 2.75, disminuyendo a 1.01 en condiciones dinámicas con  $\rho U=0.60 \text{ t/m}^2$ .

Para el caso del cajón vacío sin rellenos laterales: los factores de seguridad se comportan de la siguiente manera.

Georedes:  $FS > 3.00$  en condiciones estáticas, disminuyendo a 1.20 bajo sismo.

2).- Condiciones a largo plazo:

Para estas condiciones el factor de seguridad tuvo el siguiente comportamiento:

Georedes:  $FS > 3.00$  en condiciones estáticas, disminuyendo a 1.49 bajo sismo.

Se concluye en base a los anteriores resultados que el mejoramiento con georedes como refuerzo y el geotextil como filtro para facilitar el drenaje, cumple con la estabilidad general, en todas las condiciones analizadas, tanto en condiciones estáticas como dinámicas.

## 7.- ANALISIS DEL POTENCIAL DE LICUACION DEL AZOLVE.

Dentro de las condiciones muy importantes de diseño de la estructura del entubamiento del gran Canal, una de las preocupaciones principales, es la problemática que plantea el apoyo de la estructura sobre el azolve el cual a lo

largo del cauce, tiene propiedades mecánicas bajas y una distribución granulométrica uniforme, por tal motivo es conveniente valorar el potencial de licuación en el azolve y tomar las medidas pertinentes para aminorar los efectos.

## 7.1.- PROPIEDADES DINAMICAS.

Para el estudio de las propiedades dinámicas del azolve y de los materiales involucrados en el mejoramiento del cajón de entubamiento, se realizaron dos estudios geofísicos, uno de refracción sísmica y otro de medición de periodos dominantes.

El estudio de refracción sísmica se realizó en tres zonas: una primera serie de registros se obtuvieron fuera de la obra (fuera del canal), con el objeto de obtener las características dinámicas de los estratos de arcilla que subyacen al azolve; una segunda serie, se realizó directamente sobre el azolve virgen y finalmente, una tercera serie de registros se llevo a cabo sobre el bordo de una precarga donde el mejoramiento empleado fue realizado con tezontle vibrado. Los resultados obtenidos del estudio de refracción, se muestran en la siguiente tabla:

MATERIAL	V <sub>s</sub> (m/s)	V <sub>p</sub> (m/s)	γ (T/m <sup>3</sup> )	E (N/m <sup>2</sup> )	G (N/m <sup>2</sup> )	ν
ASOLVE VIRGEN	45	270	1.40	8.4E6	2.83E6	0.485
ARCILLA	100	350	1.15	33.4E6	11.5E6	0.455
TEZONTLE VIBRADO	160	360	1.35	95.1E6	34.5E6	0.376
AZOLVE MEJORADO	72	300	1.40	21.3E6	7.25E6	0.469
ARCILLA MEJORADA	120	400	1.15	48.0E6	16.5E6	0.450

Por otra parte el estudio de vibración ambiental se realizó, al igual que el de refracción sísmica, en tres puntos dentro de la zona de estudio, con la siguiente ubicación uno fuera del canal, otro sobre el mejoramiento con tezontle y el tercero directamente sobre el azolve virgen. Obteniéndose los siguientes resultados:

Para el azolve virgen la frecuencia obtenida es de 0.4 Hz, lo que proporciona un periodo natural de 2.5 seg.

Los parámetros obtenidos por refracción sísmica, como las velocidades al corte  $V_s$ , muestran como la precarga ayuda a mejorar las características elásticas del azolve y de la arcilla que la subyace; ya que el aumento de la velocidad de onda al corte, es señal de que la relación de vacíos original del suelo ha disminuido y/o su compacidad ha ido en aumento. Así mismo, los módulos de rigidez al corte obtenidos en la arcilla y en el azolve, en las condiciones previas a la precarga denotan la importancia de considerar la amplificación del esfuerzo cortante sísmico dentro del azolve debido a la diferencia tan marcada entre las rigideces del azolve y la arcilla.

Partiendo de lo anterior se plantea el análisis de licuación que a continuación se describe.

### **7.3.- EVALUACION DEL POTENCIAL DE LICUACION.**

Se consideró para el análisis del fenómeno de licuación varios criterios que aparecen publicados en diferentes artículos técnicos; en los cuales se toma en cuenta las interacciones existentes entre las características del sismo y propiedades del medio.

La revisión de un gran número de casos históricos, en por lo menos 30 lugares donde se ha presentado el fenómeno de licuación (Gerassimos 1992), han constatado que la magnitud del sismo, la distancia epicentral y el fenómeno de licuación están relacionados. Para la Ciudad de México se ha obtenido que el



fenómeno de licuación podrá presentarse cuando la magnitud del sismo sea superior a 7.9° Richter, con una distancia al epicentro de 400 km. o menos.

El análisis contempla una primera estimación del potencial de licuación que puede presentarse en el azolve del Gran Canal, cuando es afectado por un sismo, que induce una aceleración máxima en el contacto azolve-arcilla de  $a = 0.10$  (según RCDF-93), dicha aceleración se amplifica dentro del cuerpo del azolve, suponiendo este incremento proporcional al cociente de rigideces entre la arcilla y el azolve.

Se analizaron cinco diferentes casos probables de carga sobre el azolve con diferentes y posibles incrementos en la presión de poro, los casos de carga considerados fueron:

- Azolve virgen, sin sobrecarga.
- Azolve con el peso del cajón de sección ligera, vacío.
- Azolve con el peso del cajón de sección pesada, vacío.
- Azolve con el peso del cajón de sección ligera, lleno.
- Azolve con el peso del cajón de sección pesada, lleno.

Los valores de presión de poro en exceso, utilizado para el análisis del mejoramiento con tezontle vibrado fueron de: 0, 0.6, 1.0 y 2.0 t/m<sup>2</sup> y para el caso del mejoramiento con georedes y filtro 0.0, 0.3 y 0.6 t/m<sup>2</sup> esto debido a que el filtro permite una mejor disipación del exceso de presión de poro que se genera durante un sismo, no así para el caso del tezontle vibrado.

Hay que recordar que los estudios paramétricos de licuación se sustentan en las pruebas de penetración estándar y en curvas granulométricas, así como de observaciones hechas en campo por diversos investigadores.

El objeto del análisis es la construcción de la gráfica esfuerzo cortante inducido por sismo  $\zeta$  y normalizado con respecto al esfuerzo efectivo del sitio, contra la resistencia al corte, definida como la resistencia a la penetración estándar normalizada ( $N^1$ )<sub>60</sub>, se parte inicialmente del número de golpes. "N" obtenidos de la prueba de penetración estándar, que para el caso del azolve del Gran Canal oscila entre 0 y 4.

En lo que respecta al esfuerzo cortante inducido por sismo, se consideró para todos los casos de carga estudiados amplificado, como se mencionó anteriormente, debido a la relación de rigidez entre el azolve y la arcilla.

Los valores del análisis se observan con gran similitud de las curvas granulométricas del azolve, con respecto a los suelos altamente licuables, que han sido obtenidos tanto en laboratorio como in situ por diferentes investigadores, se aprecia que el mejoramiento a base de tezontle, le confiere al azolve mucho mayor probabilidad de licuación que el mejoramiento a base de georedes y filtro.

Otro factor que interviene en la licuación es el contenido de finos que gobierna el límite de la zona y cuyo valor mínimo es menor al 5%, ya que en esta investigación se observó que el contenido de finos tiene un porcentaje superior al 20%, sin embargo, el porcentaje de finos del azolve a pesar que tiene un  $I_p$  del orden del 60% su consistencia física al tacto es aceitosa, por lo que la plasticidad del suelo no es representativa de su comportamiento e implica un estudio más detallado con respecto a esta propiedad.

La obtención de  $I_p$  se realizó mediante cono de penetración, en el Instituto de Ingeniería, debido fundamentalmente a la dificultad para trabajar el azolve en la copa de Casagrande.

Otro criterio para la estimación del problema de licuación del azolve, es la comparación de las características y efectos dinámicos en el propio azolve. Esto se realizó partiendo de los valores de aceleración máxima del terreno y de las velocidades de onda al corte obtenidas mediante refracción sísmica.

La aceleración del terreno considerada para el análisis de licuación fue de  $0.10 \text{ m/s}^2$ , la que se amplificó según lo comentado en párrafos anteriores y con lo cual se procedió a graficar,  $a_{max}$  contra las velocidades, con lo cual se puede constatar que las velocidades y aceleraciones probables durante un sismo, hacen que el azolve se aproxime a la zona de licuación, según lo observado en distintos sitios afectados por este fenómeno.

Adicionalmente hay que tomar en cuenta dos efectos fundamentales dentro de las hipótesis del análisis: el aumento de la compacidad relativa  $D_r$  y de la velocidad de ondas al corte  $V_s$  con el tiempo.

Por otra parte, se ha observado que las características geotécnicas de la zona del Lago Virgen asociadas con la presencia de un sismo, ocasionan una serie de ciclos de carga en el terreno, los cuales pueden ser superiores a 20 ciclos. Por lo que la relación que existe entre el número de ciclos de carga sobre el terreno

y la posibilidad de que se presente licuación, para ciclos de entre 20 y 30 se puede inferir que durante la acción de un sismo, la probabilidad de licuación en el azolve es alta.

### **7.3.- CONCLUSIONES.**

Se puede concluir, que a pesar de que para el análisis realizado se trabajó de manera limpia y cuidadosa, no es concluyente, sin embargo es notorio que existe la probabilidad de licuación del azolve en el Gran Canal, ya que se conjugan varias propiedades y condiciones, como la distancia epicentral donde generalmente ocurren la mayoría de los sismos más importantes que afectan a la Cd. de México, así como por las características dinámicas, índice y mecánicas del mismo azolve.

Es distintivo en el análisis, que el mejoramiento a base de tezontle ocasiona que el azolve sea más susceptible a la licuación, siendo menos probable la misma, cuando se utiliza el mejoramiento a base de georedes y filtro.

### **8.0.- ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCION TIPO.**

#### **8.1.- Ingeniería Estructural y Reglamentos.**

El código utilizado para el análisis y diseño estructural del proyecto ejecutivo del Entubamiento del Gran Canal correspondió al Reglamento de Construcción para el Distrito Federal versión (RCD-93) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Estructuras de Concreto. Adicionalmente, se uso el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, versión 1993, para diseño por sismo y Diseño de Cimentaciones.

De conformidad con lo dispuesto en el Artículo 174 fracción 1 del RCDF-93 y atendiendo a las características funcionales que presenta el entubamiento del Gran Canal, se le clasificó como una estructura perteneciente al grupo "A", ya

y la posibilidad de que se presente licuación, para ciclos de entre 20 y 30 se puede inferir que durante la acción de un sismo, la probabilidad de licuación en el azolve es alta.

### **7.3.- CONCLUSIONES.**

Se puede concluir, que a pesar de que para el análisis realizado se trabajó de manera limpia y cuidadosa, no es concluyente, sin embargo es notorio que existe la probabilidad de licuación del azolve en el Gran Canal, ya que se conjugan varias propiedades y condiciones, como la distancia epicentral donde generalmente ocurren la mayoría de los sismos más importantes que afectan a la Cd. de México, así como por las características dinámicas, índice y mecánicas del mismo azolve.

Es distintivo en el análisis, que el mejoramiento a base de tezontle ocasiona que el azolve sea más susceptible a la licuación, siendo menos probable la misma, cuando se utiliza el mejoramiento a base de georedes y filtro.

## **8.0.- ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE LA SECCION TIPO.**

### **8.1.- Ingeniería Estructural y Reglamentos.**

El código utilizado para el análisis y diseño estructural del proyecto ejecutivo del Entubamiento del Gran Canal correspondió al Reglamento de Construcción para el Distrito Federal versión (RCD-93) y sus Normas Técnicas Complementarias para Diseño y Construcciones de Estructuras de Concreto. Adicionalmente, se uso el Manual de Diseño de Obras Civiles de la Comisión Federal de Electricidad, versión 1993, para diseño por sismo y Diseño de Cimentaciones.

De conformidad con lo dispuesto en el Artículo 174 fracción 1 del RCDF-93 y atendiendo a las características funcionales que presenta el entubamiento del Gran Canal, se le clasificó como una estructura perteneciente al grupo "A", ya

que en caso de ocurrirle cualquier falla estructural, provocaría severos problemas de contaminación e inundaciones a una gran parte de la Cd. de México, lo cual generaría grandes problemas ambientales, sociales y económicos.

En términos generales para analizar y diseñar la estructura, se considerarán las siguientes características de materiales.

Concreto clase 1 de  $f'c = 300 \text{ Kg/cm}^2$ .

Peso volumétrico =  $2.200 \text{ ton/m}^3$  en estado fresco.

El uso del concreto clase 1 se justifica porque este garantiza una mayor impermeabilidad y durabilidad ante los efectos corrosivos del tipo de agua y sus gases, que conducirá el entubamiento.

Acero de refuerzo de grado estructural  $f_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$  para varillas del No. 3 al No. 12 de  $f_y = 2,530 \text{ Kg/cm}^2$  para varillas del No. 2.

## 8.2.- Analisis de Cargas.

De acuerdo a lo dispuesto por el RCDF-93 referente a las categorías de acciones y la duración en que éstas actúan sobre las estructuras con su intensidad máxima, se manejarán tres tipos de acciones que son:

- Acciones permanentes.-causadas por carga muerta
- Acciones variables.- por la carga viva
- Acciones accidentales.-por efecto sísmico

En nuestro caso se considerarán las siguientes cargas:

- Cargas Muertas: Con la finalidad de determinar la carga muerta total se realizarán las cubicaciones de todos y cada uno de los elementos estructurales de los rellenos y de todo aquello que ocupa una posición permanente, de acuerdo al peso volumétrico de los diferentes materiales de

construcción utilizados, cuya intensidad no varía con el tiempo, incluyendo el equipo y las instalaciones adicionales.

- Cargas Vivas: Se consideraron como fuerzas vivas, las fuerzas gravitacionales que actúan en la estructura y que no tienen carácter permanente.

En cuanto a las cargas del agua, se consideraron todas las posibles condiciones de acuerdo al funcionamiento hidráulico, al igual que las cargas y condiciones por las diferentes etapas del procedimiento constructivo.

Para la evaluación de las cargas vivas nominales unitarias se siguieron los lineamientos y especificaciones indicadas por el RCDF-93.

En el diseño de estructuras de soporte de maquinaria, se tomaron en cuenta para considerar las cargas concentradas provocadas por las instalaciones mecánicas y eléctricas, así como las de otros tipos; además se incluyeron los efectos de impacto.

- Cargas accidentales: Para la determinación de las fuerzas accidentales producidas por efectos sísmicos, se estableció el coeficiente sísmico  $C=0.4$  amplificado un 50% de acuerdo al tipo de estructura y un factor de comportamiento sísmico de  $Q=1$ .

$$C = \frac{0.4 \times 1.5}{1} = 0.6$$

En las diversas secciones transversales analizadas, se consideró un comportamiento elástico-lineal, empleando el paquete de computadora STAAD III.

La estructura se idealizó mediante un modelo de barras interconectadas rígidamente entre sí por medio de nudos, procurando que el modelo fuera lo más aproximado posible al comportamiento real de la estructura.

La topología del modelo corresponde aproximadamente a la geometría de la estructura real; en el modelo se especifican el número de barras y de nudos, así como las dimensiones y propiedades estructurales de las barras.

También se especifican las condiciones de apoyo y las cargas que actúan sobre la estructura, así como las combinaciones de carga, considerando 2 probables reacciones del suelo, que son las siguientes:

- Condición 1 a largo plazo, (Interacción suelo-estructura):

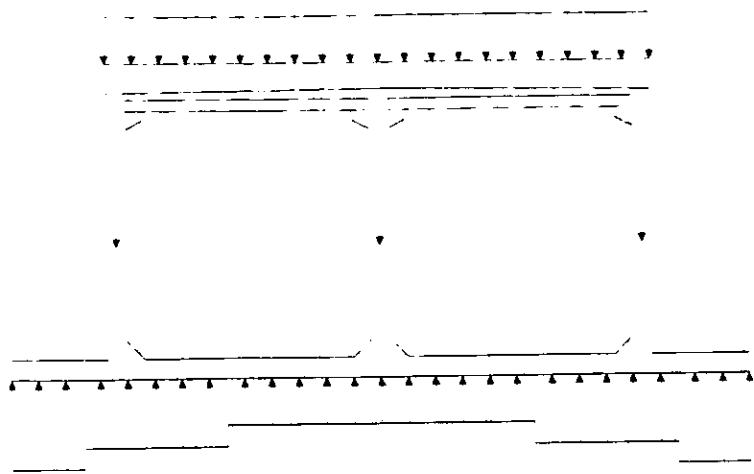
- 1.a).- Peso propio del cajón (Fig.-A)
- 1.b).- Peso del agua en condiciones de servicio normal (Fig.-B)
- 1.c).- Peso del relleno lateral y sobrecargas (Fig.-C)

- Condición 2 a corto plazo, (Reacción elástica del terreno)

- 2.a).- Carga viva de 100 kg./m<sup>2</sup>. (Fig.-D)
- 2.b).- Un conducto lleno (Fig.-E)
- 2.c).- Un conducto a presión (Fig.-F)
- 2.d).- Dos conductos llenos (Fig.-G)
- 2.e).- Dos conductos a presión (Fig.-H)

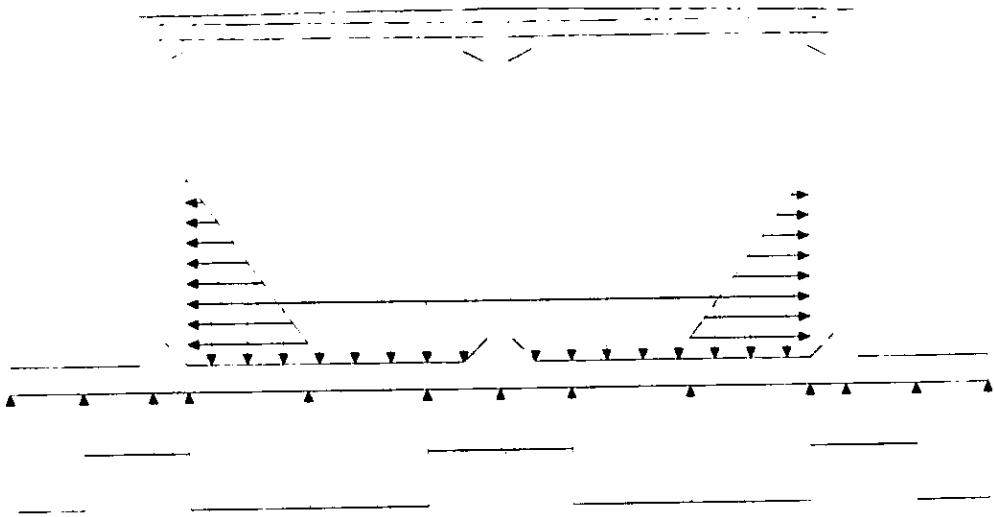
De igual manera, se realizó una revisión en la dirección longitudinal para evaluar el efecto de los asentamientos diferenciales en este sentido. Estos trabajos, se aplicaron para la condición de mejoramiento del suelo con georredes, tezontle, filtros de arena-grava y tepetate.

Además se dejarán preparaciones en la losa de fondo para recibir pilotes, con el objeto de ajustar pendientes hidráulicas y movimientos diferenciales transversales y longitudinales.

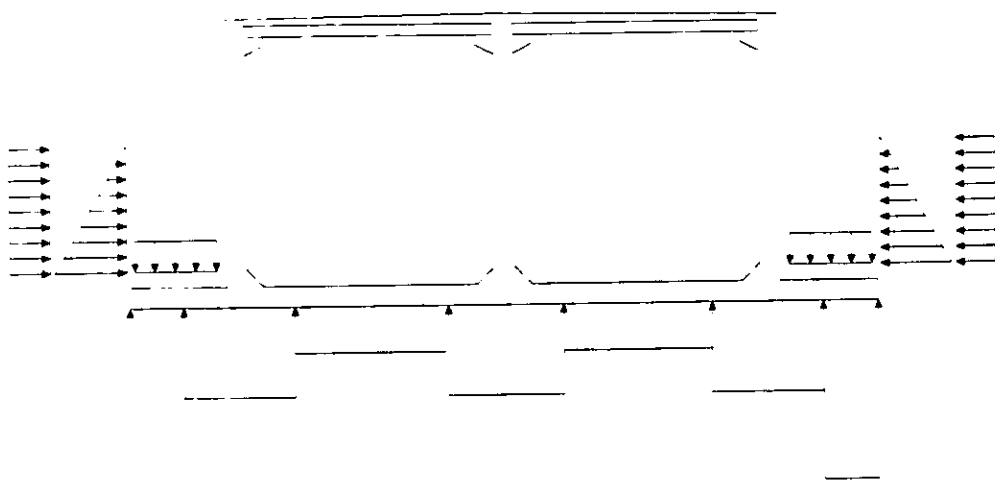


CONDICION I.A.  
PESO PROPIO.

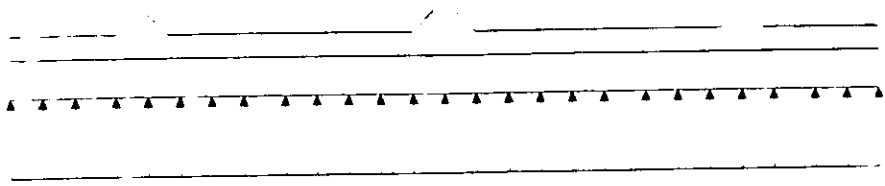
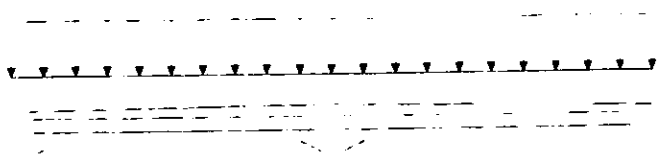




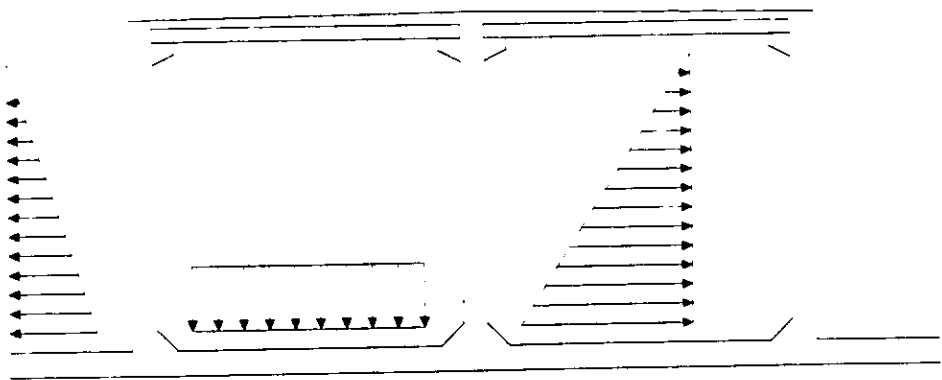
CONDICION 1.b.  
SERVICIO NORMAL.



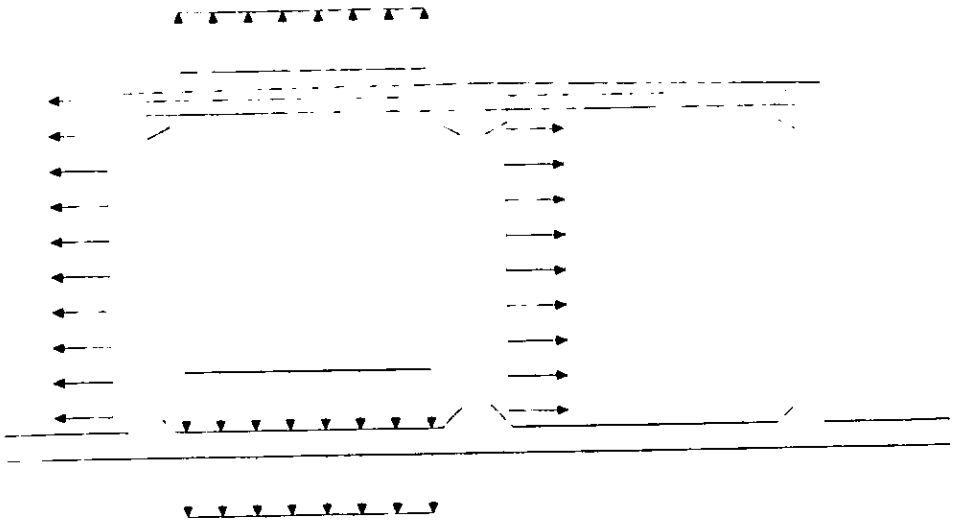
CONDICION I c.  
RELLENO LATERAL Y SOBRECARGAS.



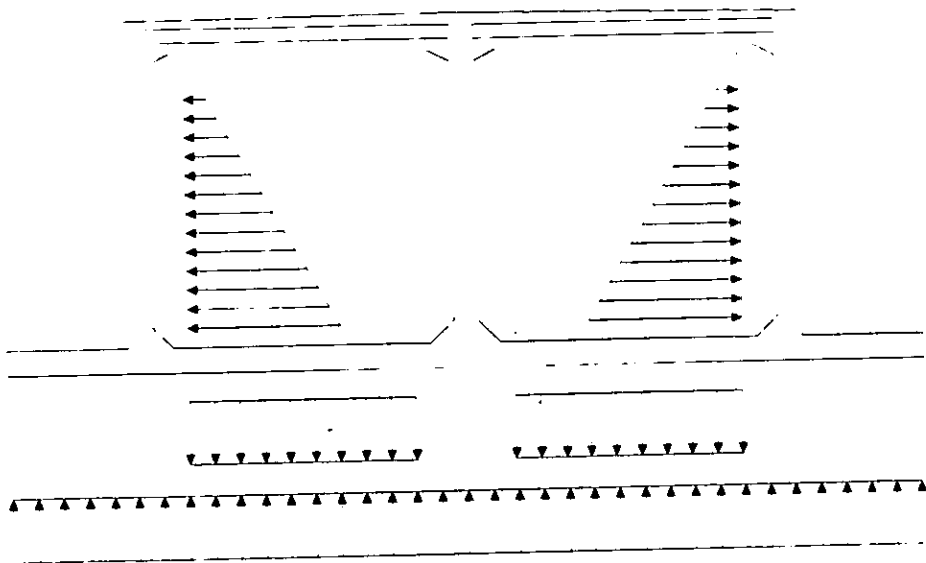
CONDICION 2.a.  
CARGA VIVA



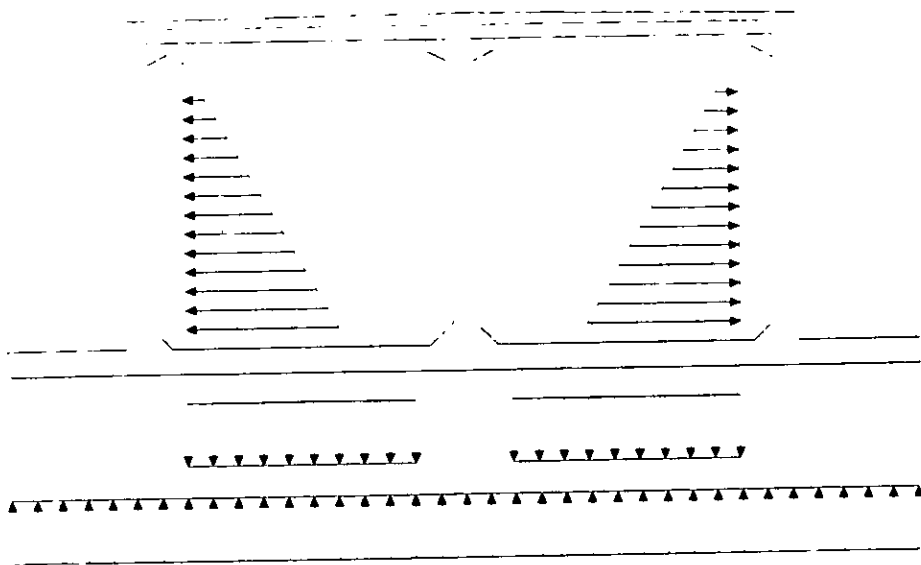
CONDICION 2.b.  
UN CONDUCTO LLENO



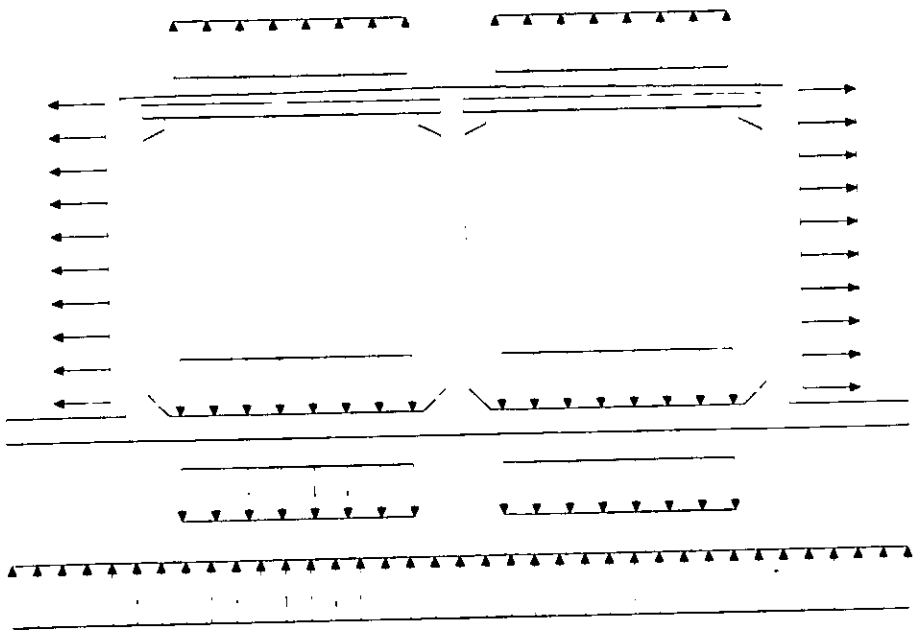
CONDICION 2.c.  
UN CONDUCTO A PRESION



CONDICION 2.d.  
DOS CONDUCTOS LLENOS



CONDICION 2.d.  
DOS CONDUCTOS LLENOS



CONDICION 2.e.  
DOS CONDUCTOS A PRESION



Análisis Sísmico: El tipo de análisis elegido, se basa en la hipótesis de que la máxima deformación axial de la estructura, ocurre cuando ésta se mueve igual que el suelo que la rodea. Con esto se toman en cuenta los efectos ocasionados por la diferencia de amplitudes de desplazamiento del terreno a lo largo de ella.

Las ondas sísmicas afectan a muchas estructuras cuando estas no están diseñadas para soportarlas, el análisis y diseño estructural del cajón contempla esta condición, ya que existe la posibilidad de que puedan presentarse deformaciones importantes, ocasionándole graves daños. El comportamiento estructural del cajón bajo cargas sísmicas, se evaluó mediante la aplicación de una carga estática equivalente. Como una primera consideración, la carga sísmica equivalente se obtuvo considerando la masa de la losa de cubierta, más la mitad de la masa de los tres muros que conforman el cajón, aplicando la fuerza inercial equivalente a la altura del eje de la losa de cubierta.

Para obtener la fuerza estática equivalente, se siguieron los lineamientos que para tal efecto marca el Reglamento de construcciones del Distrito Federal y sus Normas Técnicas complementarias.

Una vez obtenida la fuerza equivalente, se revisó el deslizamiento del cajón en su condición más desfavorable, concluyéndose que no es necesario ninguna modificación adicional a la estructura, para garantizar su estabilidad.

Asimismo se revisó el cajón del entubamiento, aplicando dicha fuerza lateral al modelo usado para el análisis estructural en dirección transversal.

La revisión de la estructura en el sentido longitudinal, se efectuó considerando los desplazamientos verticales generados en los apoyos equivalentes del suelo (resortes) obteniendo con ello, los elementos mecánicos más desfavorables para realizar el diseño estructural correspondiente.

### **8.3.- SECCION TIPO DEL ENTUBAMIENTO.**

La sección tipo del cajón está conformada por dos muros laterales, un muro central, losa de cubierta y losa de fondo, la cual se prolonga en sus extremos a partir del paño exterior de los muros laterales a manera de ala de zapata (Figura No. 1). Cabe señalar que la losa de cubierta se construirá en dos etapas, con el objeto de darle mayor fluidez al proceso constructivo, considerándose en la

primera etapa la colocación de elementos prefabricados (tabletas) y un colado adicional en la segunda etapa (firme de compresión).

La longitud transversal de la losa de fondo es de 12.10 m. y tiene un espesor de 33 cm; el ancho de la losa de cubierta hasta sus bordes es de 8.90 m. con un espesor que varía de 28 cm. en los extremos hasta 34 cm. al centro de la misma. Los muros extremos y el central tienen una altura libre interior de 4m. y un espesor de 30 cm.

La estructura estará semienterrada con un relleno aproximado de 2.40 m., contados a partir del nivel de la losa de fondo, el cual se colocará después de los elementos estructurales del cajón, alcancen cuando menos el 85% de la resistencia de proyecto.

El análisis y diseño estructural del cajón, considera todas las solicitaciones a las que estará sometido, ya sea durante sus etapas de construcción, como durante su vida útil, garantizando de este modo su estabilidad y funcionalidad.

El diseño de los elementos de concreto reforzado que conforman el cajón, se llevó a cabo considerando las Normas Técnicas Complementarias del RCDF-93 (diseño plástico), basándose en el criterio de resistencia última, utilizando los factores de carga señalados en el Título IV del RCDF-93.

El diseño estructural de la sección en el sentido longitudinal y transversal, se efectuó considerando los elementos mecánicos mas desfavorables de todas las combinaciones de carga posibles, asegurando tomar en cuenta la envolvente de los elementos mecánicos obtenidos de los análisis de las diferentes etapas y condiciones de carga posibles, según el procedimiento constructivo adoptado.

En lo que respecta al análisis para combinaciones de cargas permanentes, se han considerado las etapas constructivas, así como la de las cargas definitivas.

Bajo estas consideraciones, el cajón se comporta como una sección anular rígida con esfuerzos máximos en las caras exteriores de la unión de losas-muros y en las caras interiores al centro del claro de losas.

Sin embargo, ante efectos sísmicos, el cajón se ve sujeto simultáneamente a movimientos transversales y longitudinales, debido al movimiento de la masa de suelo que lo circunda.

Por la elevada relación que existe entre la longitud del cajón respecto a su sección transversal, la rigidez equivalente de la estructura es mucho menor que la del suelo con lo cual se puede asegurar que la deformación del suelo debida al sismo, se impone a la estructura.

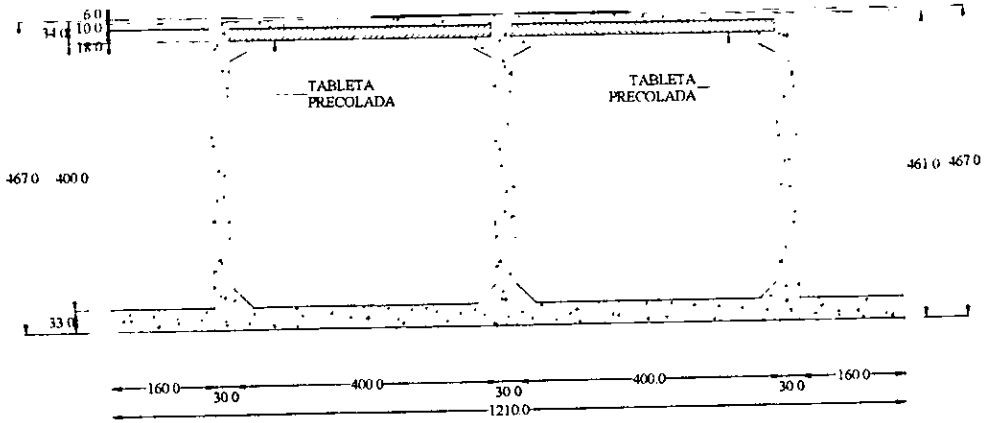
El análisis sísmico se realizó con base en los criterios de Thomas Kuesel, en los que considera que durante un sismo, el suelo no pierde su integridad, la deformación unitaria máxima de la estructura resulta de una onda que viaja oblicuamente con un ángulo aproximado de 32 grados respecto al eje de la estructura, generando con esto las deformaciones transversales senusoidales del suelo y longitudinales, a las cuales se adaptara la estructura. Para ello, la sección transversal del cajón tendra que soportar la distorsión, por pasar de una sección de forma rectangular a una de forma romboidal, ya que el desplazamiento del suelo blando en la base es menor que en la superficie del terreno. Asimismo, será capaz de resistir las deformaciones impuestas por el suelo en la dirección longitudinal.

La deformación unitaria máxima combinada que resulta de una onda oblicua resulto ser menor a 0.0001, lo cual implica que la sección de concreto no tendrá que reforzarse adicionalmente por efectos sísmicos.

Con el objeto de evitar agrietamientos en la estructura, se previeron juntas constructivas perimetrales, en todos los cambios de rigidez bruscos, tales como la unión del cajón tipo con los cajones de control de las plantas de bombeo y con los cruces vehiculares. La holgura entre los dos cajones es de una dimensión tal, que está previsto que durante un sismo intenso, no se presenten golpes por exceso de deformación longitudinal y además se colocará una banda elástica e impermeable de PVC con bulbo deformable al centro, que permitirá flexibilidad en la junta sin dar lugar a que se presenten infiltraciones del manto freático y se absorban los giros entre ambas estructuras.

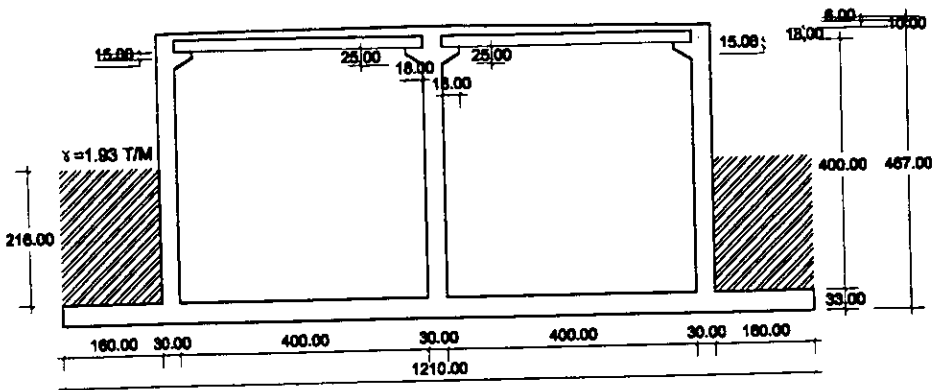
SECCION TIPO DE CAJON DE ENTUBAMIENTO

DIMENSIONES GENERALES



8.4.- ANALISIS MATEMATICO

GEOMETRIA DEL CAJON



PESO DE LA ESTRUCTURA CONSIDERANDO 1 M. DE ANCHO.

- MUROS=  $4(0.30) (2.4 \text{ T/M}) (3 \text{ PZA}) = 8.64 \text{ TON.}$
- LOSA TAPA=  $(\frac{0.34+0.28}{2}) 4.3(2.4) (2) = 8.39 \text{ TON.}$
- LOSA FONDO=  $12 \frac{10(0.33)}{2} (2.4) = 9.58 \text{ TON.}$
- MENSULA=  $(\frac{0.15+0.25}{2}) 0.18 (2.4) (4) = 0.34 \text{ TON.}$
- RELLENO=  $2.16 (16) (1.93) (2) = 13.34 \text{ TON.}$

ANALISIS DE CARGA LOSA TAPA

- TABLETA =  $0.18 (2.4) = 0.43$
  - FIRME =  $0.16 (2.4) = 0.38$
  - INC. R.C.D.F. = 0.04
  - C.M.  $0.85 \text{ T/M}^2$
  - C.V.  $0.10 \text{ T/M}^2$
- 0.85 T/M<sup>2</sup>

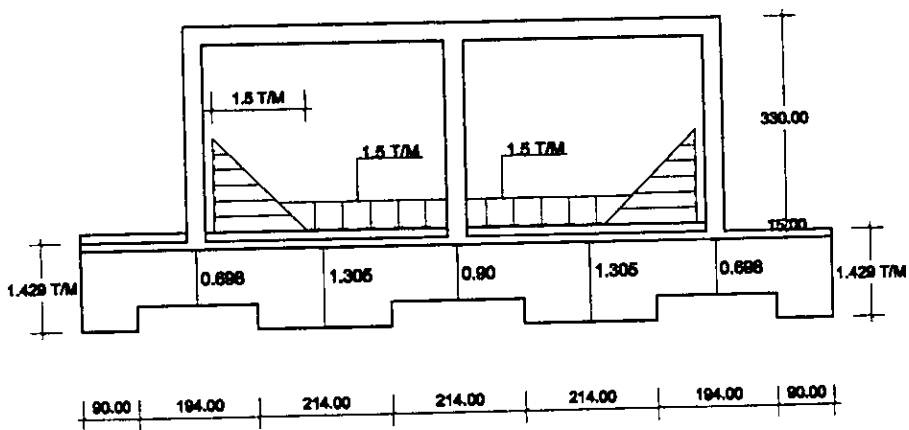
REACCION DEL TERRENO PESO PROPIO SIN RELLENO =  $\frac{24.95}{12.10} = 2.08 \text{ T/M}^2$

REACCION DEL TERRENO PESO PROPIO CON RELLENO =  $\frac{38.29}{12.10} = 3.18 \text{ T/M}^2$

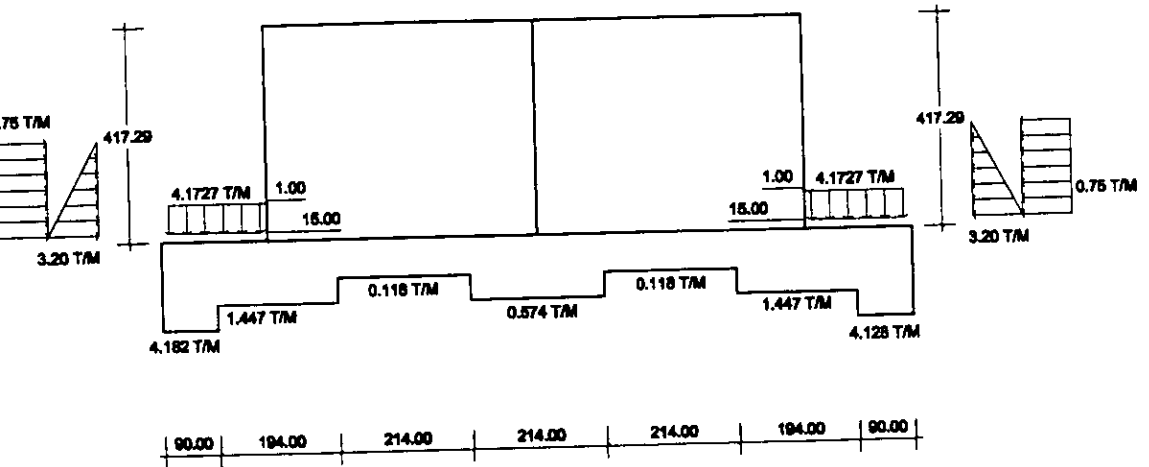
REVISION POR FLOTACION:

- VOL. EXCAVADO =  $12.10 (2.48) (1) = 29.78 \text{ TON.}$
- PESO DEL CAJON + RELLENO =  $24.95 \text{ TON.} + 13.34 \text{ TON.} = 38.29 \text{ TON.}$
- F.S. =  $\frac{38.29 \text{ TON}}{29.78} = 1.28 > 1.15$  SI PASA

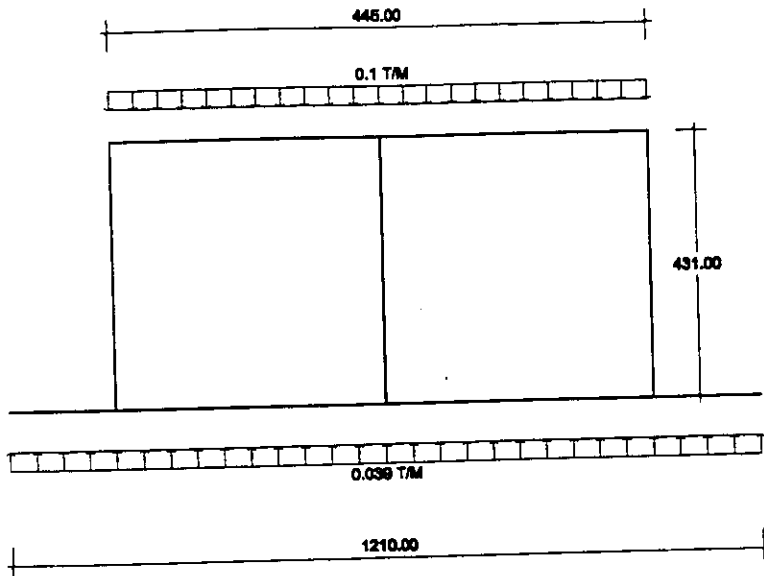
1.b PESO PROPIO DEL AGUA EN CONDICIONES DE SERVICIO NORMAL



1.c.- PESO DEL RELLENO LATERAL Y SOBRECARGAS



2.2.- CARGA VIVA DE 100 KG/M2





2.c. - UN CONDUCTO LLENO EN CONDICIONES DE SERVICIO

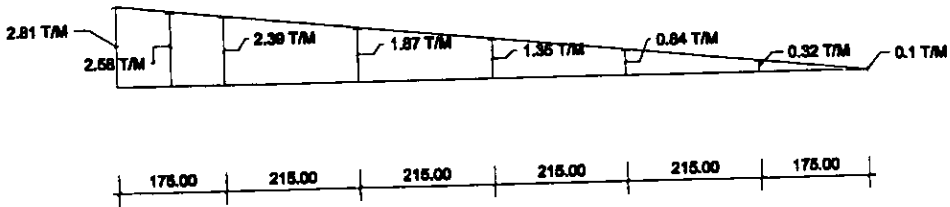
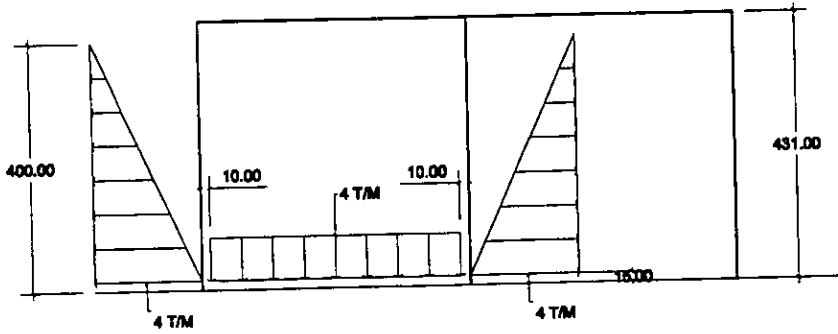
$$e = 2.15 \text{ M.} \quad I = \frac{1.0 \cdot 12.10^3}{12} = 147.63 \text{ M}^4$$

$$P = 4.0 \cdot 4.0 = 16 \text{ TON}$$

$$M = 16 \cdot 2.15 = 34.40 \text{ TON-M}$$

$$\sigma_1 = \frac{16.0}{12.10} = 1.32 \text{ T/M}^2 \quad \sigma_2 = \frac{34.40 \cdot 8.05}{147.63} = 1.40 \text{ T/M}^2$$

$$\sigma_3 = - \frac{34.40 \cdot 8.05}{147.63} = - 1.40 \text{ T/M}^2$$



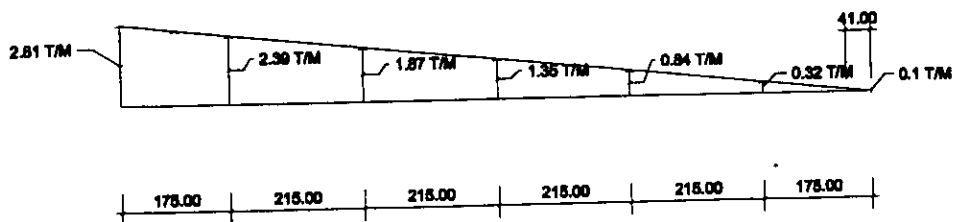
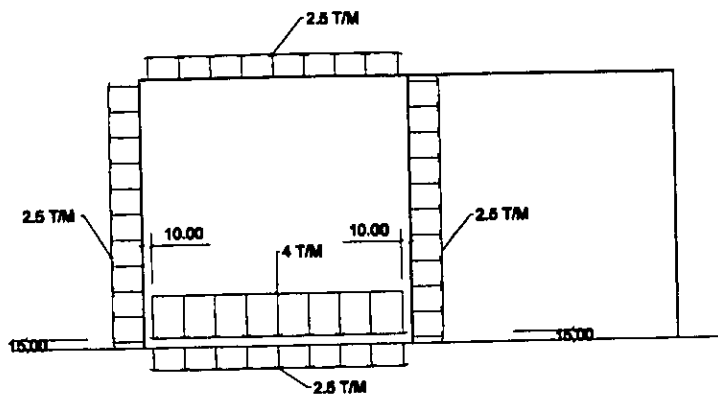
2.d.- UN CONDUCTO A PRESION

$$e = 2.15 \text{ M.} \quad I = \frac{1.0 \cdot 12.10^3}{12} = 147.83 \text{ M}^4$$

$$P = 4.0 \cdot 4.0 = 16 \text{ TON} \quad M = 16 \cdot 2.15 = 34.40 \text{ TON-M}$$

$$\sigma_1 = \frac{16.0}{12.10} = 1.32 \text{ T/M}^2 \quad \sigma_2 = \frac{34.40 \cdot 6.05}{147.83} = 1.40 \text{ T/M}^2$$

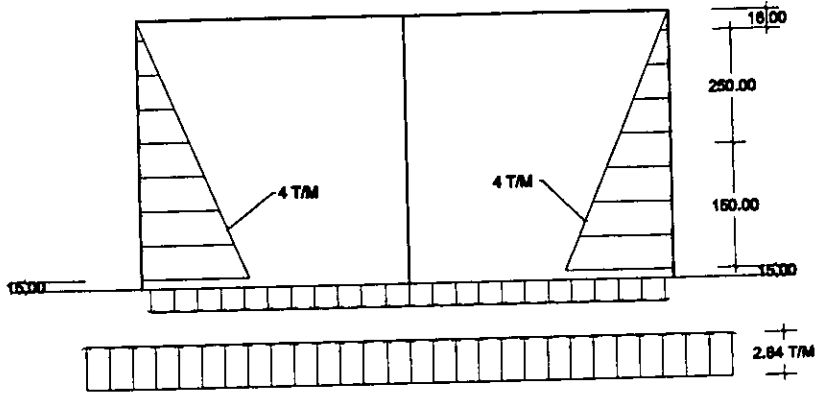
$$\sigma_3 = - \frac{34.40 \cdot 6.05}{147.83} = - 1.40 \text{ T/M}^2$$



2.d.- DOS CONDUCTOS LLENOS

$$P = 4.0 \times 4.0 \times 1.0 \times 2.0 = 32 \text{ TON}$$

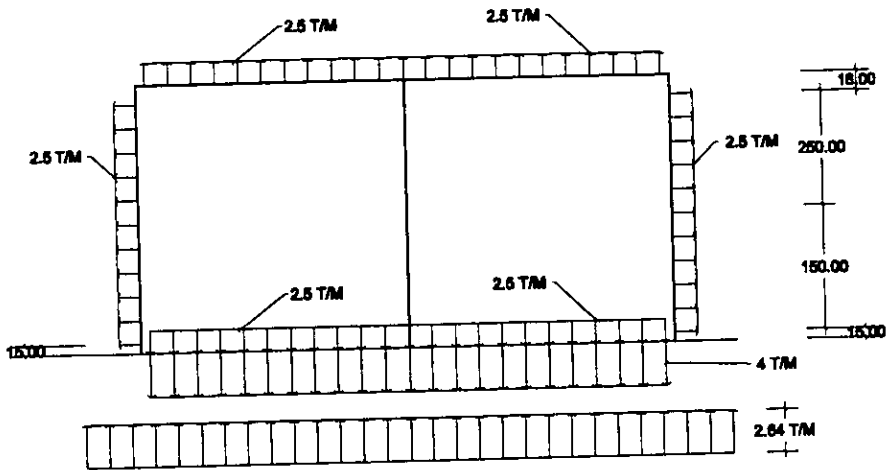
$$W = \frac{32 \text{ TON}}{12.16 \text{ M}} = 2.64 \text{ TON/M}^2$$



2.c.- DOS CONDUCTOS A PRESION

$$P = 4.0 \times 4.0 \times 1.0 \times 2.0 = 32 \text{ TON}$$

$$W = \frac{32 \text{ TON}}{12.10 \text{ M}} = 2.64 \text{ TON/M}^2$$



ESTA TESIS NO DEBE  
SALIR DE LA BIBLIOTECA

## 8.5.- CONCLUSIONES

Actualmente el deterioro ambiental es muy evidente y consiste en la sobre explotación de los recursos naturales o la sobrecarga de las funciones ambientales, el Entubamiento del Gran Canal del Desagüe de la Ciudad de México es una obra de beneficio social y ambiental, ya que estas obras de entubamiento son una obra de restauración de paisaje urbano, de modernización de infraestructura y de aumento en la calidad de vida de los habitantes de la zona. Lo cual coloca a la obra como un objeto que afirma la transición hacia un desarrollo sustentable, contribuyendo a formar parte de la transformación eficiente y socialmente equitativa de los recursos comunes.

Se entuba el Gran Canal del Desagüe a lo largo de casi 9300 m. de recorrido en su tramo Palacio Legislativo – Río de los Remedios (limite con el Estado de México).

La única forma de desalojar agua proveniente de más de 10,000 km. De red secundaria y de más de 1,400 km. De red primaria (capacidad nominal superior a 506 m<sup>3</sup>/seg.), es por medio de grandes estructuras que conduzcan esos volúmenes sin dilación. El Gran Canal es una obra iniciada por Profirio Días en 1888, que funcionaba con el primer túnel de Tequisquiatic, en 1937 se inicia el segundo túnel de Tequisquiatic y para 1954 se termina junto a una ampliación del Gran Canal. Actualmente tiene un desarrollo de 45 km., de los cuales solo 9.5 están dentro del D. F., debido a que se han reforzado y sobre-elevado sus bordos, alcanza una capacidad de 175 m<sup>3</sup>/seg.

Debido al hundimiento gradual de la ciudad, el Gran Canal tiene doce plantas de bombeo, con una capacidad de 220 m<sup>3</sup>/seg.

Además, cuenta con una conexión hacia el drenaje profundo, obra que le permite derivar un volumen importante de agua negra.

Para llegar al diseño del Cajón del Gran Canal del Desagüe de la Ciudad de México se tomaron en cuenta las siguientes consideraciones generales:

- 1).- La sección transversal del entubamiento será rectangular y estará compuesta por dos compartimientos simétricos.
- 2).- La trayectoria que seguirá el entubamiento será la del cauce actual y su desplante se realizará a partir de la elevación (2,200) 25.50 msnm.

- 3).- Las dimensiones de la sección transversal se conservarán constantes a lo largo de toda la longitud de la conducción, excepto en las zonas de interferencia con los puentes.
- 4).- El diseño de la conducción se fundamenta en las ecuaciones de flujo gradualmente variado (gasto constante).
- 5).- El trazo definido para el perfil considera la ubicación que tendrá el entubamiento en relación con las vialidades existentes y con las limitaciones que ya se describieron, de acuerdo con los datos topográficos.
- 6).- El análisis de las condiciones que rigen el comportamiento del flujo se realizará bajo la ocurrencia de gasto máximo, medio y mínimo, suponiendo que el escurrimiento es proporcional en cada una de las cámaras o compartimientos de la sección transversal.
- 7).- El régimen de flujo que conviene establecer es de tipo subcrítico (velocidad baja), y estará influenciado por el remanso que se genera aguas debajo de la sección final del cajón, así como por la pendiente de la plantilla.

Por lo que de los resultados del análisis establecieron las siguientes características geométricas e hidráulicas para el Diseño de la construcción del cajón de conducción:

Pendiente de la plantilla	$S_o = 0.00015$
Sección transversal	Rectangular de doble cajón
Material	Concreto
Ancho de plantilla	$b = 4.00 \text{ m.}$
Altura del cajón	$h = 4.00 \text{ m.}$
Gasto de diseño	$50.00 \text{ m}^3/\text{seg.}$
Velocidad media	$1.6 \text{ m}^3/\text{seg.}$

De lo anteriormente expuesto se sabe que, una vez terminada la etapa de exploración y partiendo de las características del azolve, se iniciaron los estudios para encontrar la mejor solución para el desplante de la estructura.

Por lo que debido al gran espesor, la heterogeneidad y la baja resistencia al corte, el desplante de la estructura plantea problemas cuya solución no fue simple, proponiéndose una serie de opciones para determinar la más óptima y segura.

#### Propuestas:

Eliminar azolves, no era factible, ya que su excavación plantearía numerosos incidentes de inestabilidad, en el propio azolve y sus alrededores. La estabilización deberá de hacerse por medio de tabla estacados, o por la sustitución del material del azolve por materiales estables, de resistencia mayor que las arcillas encontradas en el azolve. Ambas soluciones requieren grandes movimientos de materiales.

Sustentar el cajón sobre pilotes de fricción incados directamente sobre el azolve hasta lograr la estabilidad. Esta opción implica un costo elevado.

Otras opciones implican mejorar el medio con la adición de materiales: columnas de grava-arena, o con drenes de Geotextiles en el azolve, mezclas o inyección de cal y otros químicos. O la compactación por vibrado y desecación.

Habiéndose hecho algunas pruebas para conocer las propiedades índice del azolve y realizar un diagnóstico inicial de sus propiedades y comportamientos, tanto como con la combinación de uso de georedes y geosintéticos se obtuvo que:

La compresión lograda en el azolve aplicándole la carga equivalente al peso del cajón y un tirante medio de agua, varió de 0.967 a 0.459 m. siendo mayor en los tramos mejorados con georedes y material granular que en los tramos de tezontle a volteo y vibrado.

También se considera que la precarga es necesaria para lograr que las deformaciones se presenten previamente a la colocación del cajón de concreto en el tiempo necesario que debe permanecer la precarga y su altura definitiva

deberá ser calculado a la luz de los resultados obtenidos, esto permitirá optimizar la aplicación de los recursos, en general se observó que la compresión de los azolves se produce en un periodo de entre 10 y 20 días con lo cual se logra el efecto buscado sin necesidad de aplicar medidas que aceleren el drenaje con pozos de bombeo o drenes.

Por lo que los análisis de estabilidad mostrarán la necesidad de que el mejoramiento proporcione una contribución en la resistencia del terreno de sustento del cajón, el efecto benéfico de esto tiene varios aspectos:

- a).- Los factores de seguridad ante la falla general del terraplén implican el uso de georedes.
- b).- Las georedes tienden a uniformizar la distribución de esfuerzos y en congruencia los desplazamientos presentan una distribución más uniforme, la magnitud de los mismos fue mayor que los tramos mejorados con georedes y que el azolve se comporta como una arena fina limosa bajo el nivel freático por lo que se puede presentar riesgo de licuación. Se requiere un adecuado confinamiento.
- c).- El conjunto cajón de conducción – vialidad, con todos los elementos que los construirán, deberá ser tal que las modificaciones en los niveles de esfuerzo netos transmitidos a la masa del suelo generen desplazamientos (hundimientos y expansiones) que sean tolerables para ambas estructuras hidráulica y vial, debiéndose evitar el abatimiento del nivel de aguas freáticas.
- d).- Debido a que los taludes se encuentran en un estado incipiente de falla se estimó, que la construcción se haga con taludes 3:1, en relación horizontal vertical.

Con los hundimientos que presenta la ciudad de México y el funcionamiento hidráulico se calcula su duración en 50 años, por razones de los materiales empleados en su construcción.



## BIBLIOGRAFIA

Las referencias bibliográficas que se utilizaron en la elaboración de este trabajo y que sirvieron de apoyo y consulta fueron los siguientes;

- 1.- HIDRAULICA DE LOS CANALES ABIERTOS, ed. DIANA, 1983.  
V. TE CHOW.
- 2.- HIDRAULICA GENERAL, VOLUMEN I, editorial LIMUSA, 1976.  
GILBERTO SOTELO AVILA
- 3.- HIDRAULICA GENERAL, VOLUMEN II, ed. FACULTAD DE  
INGENIERIA UNAM, 1990.  
GILBERTO SOTELO AVILA
- 4.- ESTUDIO PARA LA EVALUACION DE GASTOS EN LOS  
COLECTORES QUE APORTAN AL GRAN CANAL  
D.G.C.O.H, 1991.
- 5.- PROYECTO HIDRAULICO-GEOMETRICO DEL ENTUBAMIENTO  
DEL RIO DE LOS REMEDIOS  
CATIC, S.A. D.G.C.O.H, DICIEMBRE DE 1991
- 6.- PROYECTO EJECUTIVO DEL CRUCE DE LA LINEA 5 DEL  
METRO CON EL GRAN CANAL DEL DESAGUE  
COVITUR NOVIEMBRE DE 1978
- 7.- INTERACCION SUELO-ESTRUCTURA DE CIMENTACION, 2<sup>ND</sup>.  
EDICION, NORIEGA LIMUSA  
MEXICO D.F., 1991  
ZEEVAERT, LEONARDO
- 8.- FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL  
CONDITIONS, 2<sup>ND</sup> EDITION. VAN NOSTRAND  
REINHOLD CO, NEW YORK, 1983  
ZEEVAERT, LEONARDO

- 9.- FACTORES QUE INTERVIENEN EN EL ANALISIS DE LICUACION.  
MEJORAMIENTO MAXIMO DE SUELOS. NOVIEMBRE 1979.  
MEXICO D.F.  
ALBERTO J. PAREDES
- 10.- MANUAL DE DISEÑO GEOTECNICO VOL. 1  
COVITUR, MEXICO 1987  
E. TAMEZ. ET A1
- 11.- DESIGNING WITH GEOSYNTETICS, 2<sup>ND</sup> EDITION PRENTICE-HALL, INC, ENGLEWOOD CLIFFS, N 1990  
KOERNER, R.M.
- 12.- GEOGRID REINFORCEMENT FOR COCHRANE BIDGE EMBANKMENT. ELSEVIER APPLIED SCIENCE, LONDON 1987  
ROBERT M. MATTOX
- 13.- SETTLEMENT OF GEOSYNTETIC REINFORCED GROUND ART GEOTEXTILES, GEOMENBRANES AND RELATED PRODUCTS, BALKEMA, ROTTERDAM, 1990  
MADHIRA, R. MADHAU
- 14.- GEOSYNTHETICS INCLUDING VERTICAL DRAINS FOR DEEP FOUNDATION IMPROVEMENT TIAJM PORT, CHINA  
GEOSYNTHETIC CASE HISTORIES INTERNATIONAL SOCIETY FOR SOIL MECHANICS AND FOUNDATION ENGINEERING, MARCH, 1993  
X. T. ZENG.
- 15.- GEOTEXTILE - AGGREGATE MAT AND VERTICAL DRAINS FOR DEEP S.M. Q1. FOUNDATION IMPROVEMENT GASHOLDER AF HANGZHOO, CHINA
- 16.- THE USE OF GEOSYNTHETICS TO SUPPORT ROADWAYS OVER SINKHOLE PRONE AREAS 2<sup>ND</sup> MULTIDISCIPLINARY CONFERENCE ON SINKHOLE AND ENVIROMENTAL IMPACT OF KARST.  
ORLANDO FLORIDA, 1987  
R. BONAPARTE, R. BERG

- 17.- PHYSICAL AND GEOTECHNICAL PROPERTIES OF SOILS  
2ª. EDITION MC GRAW-HILL 1981, U.S.A.  
JOSEPH, E. BOWLES
  
- 18.- NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y  
CONSTRUCCION DE CIMENTACIONES  
DDF, MEXICO 1993