



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES

‘‘ ARAGON ’’

sist. 22042

194

Análisis y diseño de un túnel de sección circular en un estrato arcilloso

T E S I S

Que para obtener el título de:

INGENIERO CIVIL

Presenta:

EDMUNDO DIAZ DE LEON GONGORA



Universidad Nacional
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

Biblioteca Central



UNAM – Dirección General de Bibliotecas
Tesis Digitales
Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS ©
PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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



ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
 ARAGON
 DIRECCION

UNIVERSIDAD NACIONAL
 AVENIDA DE
 MEXICO

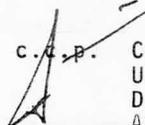
EDMUNDO DIAZ DE LEON GONGORA
 P R E S E N T E .

En contestación a su solicitud de fecha 1° de julio del año en curso, relativa a la autorización que se le debe conceder para que el señor profesor, Ing. JOSE PAULO MEJORADA MOTA pueda dirigirle el trabajo de Tesis denominado " ANALISIS Y DISEÑO DE UN TUNEL DE SECCION CIRCULAR EN UN ESTRATO ARCILLOSO ", 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 atenta consideración.

ATENTAMENTE
 "POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
 San Juan de Aragón, Méx., julio 7 de 1986.
 EL DIRECTOR


 LIC. SERGIO GUERRERO VERDEJO

  c. d. p. Coordinación de Ingeniería (21).
 Unidad Académica.
 Departamento de Servicios Escolares.
 Asesor de Tesis.

SGV'AMCP'11a.

A MIS PADRES

Les dedico este trabajo como fruto de un esfuerzo que realicé durante años ; siempre inspirado por el amor , cariño y comprensión que ustedes me dieron.

A MIS HERMANOS

Les agradezco su ayuda que tan desinteresadamente me otorgaron.

A MI ESPOSA

Le reitero mi amor por su apoyo para que este pequeño libro sea un ejemplo para nuestros hijos.

A mi escuela le agradezco la oportunidad que me brindó para realizar mis estudios . A mis profesores su aporte de conocimientos . A mis compañeros su amistad . Y a todos los que de alguna manera me ayudaron para mi formación les doy las más sinceras gracias.

Análisis y diseño de un túnel
de sección circular
en un estrato
arcilloso

INDICE

- I INTRODUCCION
- II CLASIFICACION DE TUNELES
 - II-1 Túneles de tráfico
 - II-2 Túneles de transporte o conducción
- III PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS
 - III-1 Generalidades
 - III-2 Clasificación de los terrenos para el empleo de --
los métodos de construcción
 - III-2-1 Construcción de túneles en roca
 - III-2-1-1 Nuevo Método Austríaco
 - III-2-2 Construcción de túneles en suelos firmes
 - III-2-2-1 Método de ataque a plena sección o Método Inglés
 - III-2-2-2 Método de la galería de clave o Método -
Belga
 - III-2-2-3 Método de las dos galerías o Método Aus-
tríaco
 - III-2-2-4 Método de las tres galerías o Método Ale-
mán
 - III-2-3 Construcción de túneles en suelos blandos
 - III-2-3-1 Comportamiento de túneles excavados en
suelos blandos
 - III-2-3-2 Excavación con escudo de frente abierto
 - III-2-3-3 Excavación con escudo de frente cerrado
 - III-2-3-4 Excavación con escudo y aire comprimido
 - III-2-3-5 Excavación con escudo de lodo bentonítico

III-3 Construcción de túneles en la Cd. de México

III-3-1 Clasificación del suelo

III-3-2 Túneles en la zona de lomas

III-3-3 Túneles en la zona de transición

III-3-4 Túneles en la zona de lago

IV DEDUCCION DE FORMULAS PARA DETERMINAR LOS ELEMENTOS MECANICOS QUE ACTUAN EN UN TUNEL DE SECCION CIRCULAR

IV-1 Bajo la carga horizontal (W_h)

IV-2 Bajo la carga vertical (W_v)

IV-3 Bajo la carga triangular (W_t)

IV-4 Bajo la carga del peso propio (W_{popo})

IV-5 Bajo la carga del peso propio del elemento líquido
($W_{popo}(s)$)

IV-6 Bajo la presión externa (W_e)

IV-7 Bajo la presión interna (W_i)

IV-8 Comprobación matemática de las fórmulas de momento para las cargas vertical, horizontal y triangular

IV-9 Deflexión bajo las cargas vertical, horizontal, triangular, por peso propio y por peso propio del líquido

IV-10 Programa túnel

IV-10-1 Diagrama de flujo

IV-10-2 Algoritmo

V COMPORTAMIENTO SISMICO

V-I Comportamiento de túneles bajo efectos sísmicos en -
la zona del Distrito Federal

V-2 Momento flexionante en un túnel producido por las ondas "S"

V-3 Análisis sísmico de túneles en suelos blandos

VI DISEÑO DE UN TUNEL DE SECCION CIRCULAR

VI-I Ejemplo

VI-I-1 Revestimiento primario

VI-I-2 Revestimiento secundario o definitivo

VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES.

I Introducción

I INTRODUCCION

El objetivo de éste trabajo es determinar desde el punto de vista estructural, los elementos mecánicos actuantes sobre un túnel de sección circular en un estrato arcilloso -- blando; para así calcular el área de acero necesaria para resistir estas fuerzas.

En éste trabajo podemos encontrar una referencia en -- cuanto al tipo y forma que hay de túneles, una descripción -- de los diferentes tipos de procedimientos constructivos desde roca intacta sana hasta suelos blandos inestables; se hace también de una manera particular una clasificación de suelos del valle de México y así determinar los tipos de estructuras construídas en esta zona.

Se deducen las fórmulas para determinar los elementos -- mecánicos que actúan en un túnel de sección circular, utilizando las ecuaciones dadas por RAYMOND J. ROARK de su libro -- "Formulas for the stress and the strain"; bajo todo tipo de cargas actuantes para después hacer una comprobación matemática de éstas fórmulas para verificar exactitud.

Se encontraron las deformaciones bajo estas cargas y se desarrolló un programa llamado "Tunel", que dándole los valores de las cargas y la geometría del túnel proporciona los -- elementos mecánicos, la deformación y los esfuerzos actuantes en cada punto de la sección.

Se analiza el comportamiento sísmico de una manera par-

particular para el Distrito Federal para determinar los tipos de falla y la deformación inducida en el suelo por el sismo. Se analiza el momento flexionante en un túnel producido por las ondas de cortante y además se analiza por el efecto de la atenuación de la aceleración con la profundidad.

Se diseña un túnel de sección circular tomando como ejemplo un tramo del colector semiprofundo de Iztapalapa del drenaje de la Cd. de México; analizando y diseñando el revestimiento primario a base de dovelas de concreto prefabricadas y el revestimiento definitivo a base de concreto colado en sitio, todo esto bajo las normas dadas por el reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

Este trabajo puede servir para dar una idea general de los diferentes tipos de túneles existentes y su problemática en cuanto al procedimiento constructivo y además hace de una manera muy particular el análisis y diseño de un túnel de sección circular en un manto arcilloso, característico del valle de México.

II Clasificación de túneles

II CLASIFICACION DE TUNELES.

El propósito de los túneles es asegurar el transporte directo de pasajeros o de carga a través de ciertos obstáculos. Los túneles pueden ser clasificados en varios grupos dependiendo del obstáculo que tenga que ser librado; puede ser una montaña, zonas acuáticas, áreas densas urbanas o industriales, tráfico, etc. Los túneles pueden pasar por debajo de la superficie del terreno para poder librar todos estos obstáculos.

Su propósito puede ser para servicio de trenes, para carreteras, paso de peatones, tráfico acuático, transporte de agua, electricidad, gas, drenaje, etc. ó suministrar transporte para plantas industriales.

Así los túneles pueden ser clasificados de acuerdo a su propósito, localización y situación geológica. Se pueden distinguir dos grupos principales de túneles dependiendo de su propósito en la forma siguiente:

A) TUNELES DE TRAFICO

- 1.- Túneles de rieles.
- 2.- Túneles de carretera.
- 3.- Túneles peatonales.
- 4.- Túneles de navegación.
- 5.- Túneles del metro subterráneo.

B) TUNELES DE TRANSPORTE O CONDUCCION.

- 1.- Túneles para estaciones hidroeléctricas.
- 2.- Túneles para suministro de agua.
- 3.- Túneles para conductos de servicio público.
- 4.- Túneles para drenaje.

Ademas del propósito es importante una clasificación de acuerdo a la localización, posición relativa al terreno y su alineamiento. Todo esto tiene una influencia decisiva en la sección del túnel, el método de construcción, el diseño y las fuerzas actuantes.

Los túneles en lo futuro serán definidos como estructuras subterráneas las cuales además de servir a los propósitos mencionados, están construídos por métodos especiales de tuneleo subterráneo sin dañar la superficie.

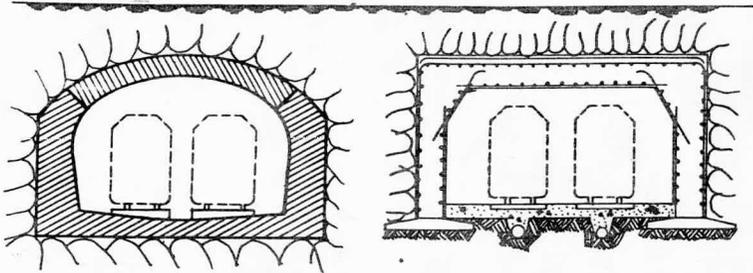
II-I TUNELES DE TRAFICO.

- Túneles de vías.- Entre los túneles de tráfico éste es el de mayor importancia. Son encontrados en terreno montañoso, pero hay algunos que han sido construídos bajo agua o en áreas urbanas.

- Túneles de vía bajo áreas urbanas.- Los túneles de vía bajo suelo urbano constituyen un grupo individual entre ellos, a diferencia de otros, en cuanto a su localización, método de construcción, materiales y uso. Los más recientes son en forma de herradura, mientras que los túneles subterráneos de rieles son normalmente circulares, rectangulares o poligonales en su sección, dependiendo que tan alto esté localizado la clave del túnel con respecto a la superficie del terreno. Ver la fig. II-I. Los obstáculos que estos túneles deben salvar son las áreas urbanas densas, la red de calles y edificios. Los túneles subterráneos bajo agua pertenecen a éste grupo pero son relativamente pocos en número. Las estaciones de vías subterráneas tienen un diseño estructural especial y una gran variedad de tipos, especialmente en el caso de líneas profundas.

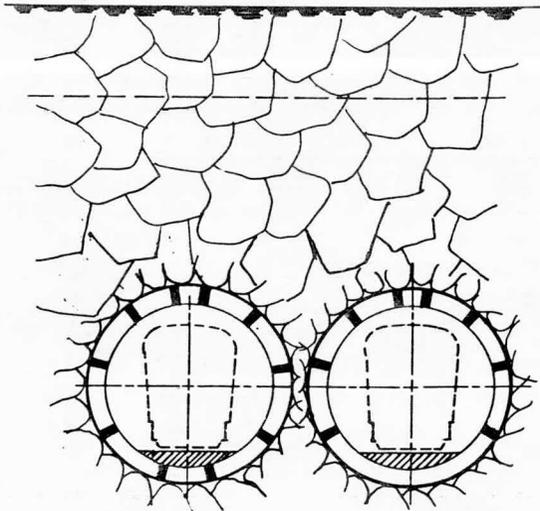
ALINEAMIENTO SUPERFICIAL

SUPERFICIE DEL TERRENO



ALINEAMIENTO PROFUNDO

SUPERFICIE DEL TERRENO



Los requerimientos especiales de túneles de vías subterráneas a diferencia de los otros túneles de vías, pueden ser agrupados como sigue:

1.- Un aumento de los requerimientos de seguridad debidos a la gran densidad y alta velocidad del tráfico.

2.- Un cuidadoso sellamiento o impermeabilización contra el agua.

3.- Un alto estandar de limpieza y ventilación.

Y tener muy en cuenta que:

1.- Un descarrilamiento debido a la rotura de los rieles puede volverse una catastrófica consecuencia en vista del alta velocidad de los trenes y al espacio confinado.

2.- Que los túneles localizados bajo el nivel de aguas o en formaciones de nacimientos de agua geológicamente más jóvenes, basicamente estan sentados en agua.

3.- Y, ya que las estaciones mismas estan acomodadas en el mismo túnel que la vía, se debe tener mas atención al saneamiento y a los requerimientos de ventilación del gran número de pasajeros, tambien la eliminación del calor y del polvo cauzado por el frenado y aceleración de los trenes de alta velocidad.

- Túneles de carreteras de alta velocidad.- Estos túneles pueden ser clasificados dentro de tres grupos:

a).- Tuneles construidos para vehículos de motor, o rutas de tráfico modernas o principales; pueden pertenecer al mismo tipo de túneles de vías; túneles de paso, túneles de base o túneles inclinados.

Debido a la pendiente de las carreteras de alta velocidad, no han sido construidos los túneles en espiral hasta ahora. La única diferencia de sección en comparación con los túneles de vías es la reducida altura, (Ver la fig. II-2), ya que el radio de curvatura y la altura de las carreteras -- de dos sentidos difiere del alcance de un camino de vías.

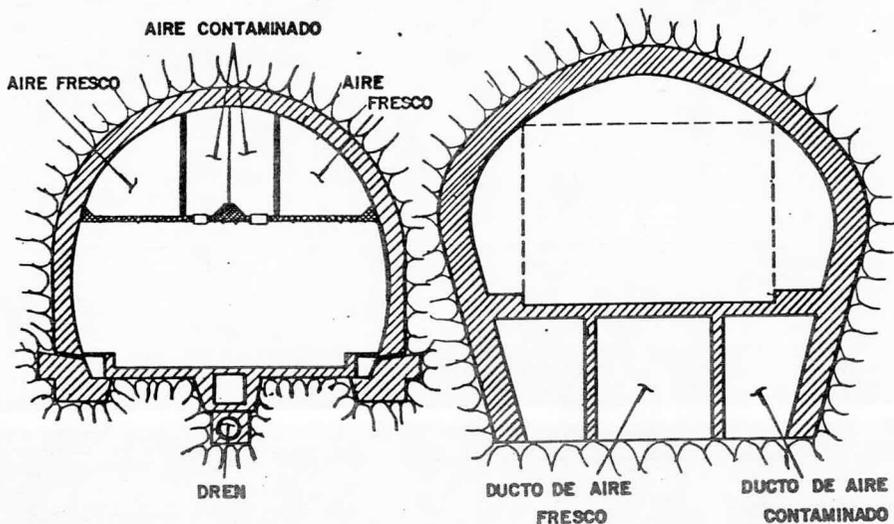


Fig. II-2 TUNELES VEHICULARES.

La demanda de construcción de modernas carreteras para vehículos de motor es similar a la de vías.

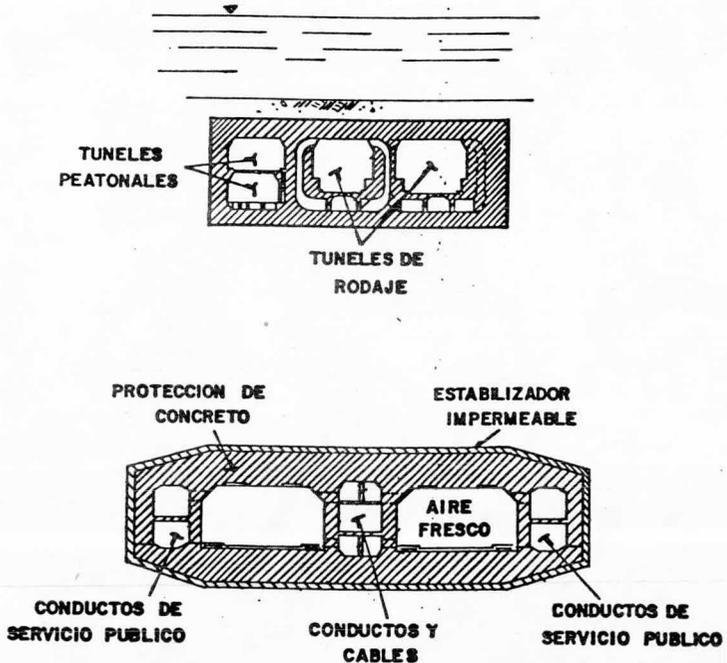
b).- Túneles de interconexión que sirven para pasar pequeñas colinas en el interior de los pueblos, los cuales difieren de los otros en sus dimensiones. Estos túneles son normalmente continuaciones directas de una carretera o de u

na arteria urbana ancha y se distinguen por una gran altura en su sección, y por que tienen una ventilación artificial.

c).- El tercer grupo de túneles vehiculares son los que van por debajo de aguas y que se pueden encontrar mas frecuentemente en áreas urbanas. Al llevar tráfico urbano éstos - túneles compiten con los puentes y presentan una alternativa especialmente atractiva a los últimos donde se requiere un espacio libre alto y asegurar el pasaje y pasarlo en naves a todas horas. En los puertos con mucho tráfico se hicieron pruebas previas para solucionar el tráfico de carretera y navegación simultaneo, con puentes de los que se levantan o giran. Con el aumento de la densidad del tráfico en ambos, agua y carretera, la situación pronto se volvio intolerable. El acomodo de los barcos que se acercaban y los altos niveles de los puentes, asi como el gran número de vehículos parados, creaban muchos problemas para el pueblo, ya que se congestionaba totalmente el tráfico para alguno de los dos medios. Con esto se justificaba el abandono de dicha solución. En muchas ocasiones tambien, el costo de una construcción de un puente permanente puede ser mayor a la de un túnel. Ver la fig. II-3.

- Túneles de peatones.- Escencialmente, éstos pertenecen al grupo de los túneles de carretera, pero debido a su sección más pequeña, su radio de curvatura más corto y una inclinación permisible de hasta el 10%, como tambien la posibilidad de proporcionar accesos al túnel por medio de pozos verticales en lugar de rampas, su construcción y diseño es suficiente para justificar su discusión como un grupo separado

Fig II-3 TUNELES POR DEBAJO DE AGUAS.



Ellos son utilizados bajo la superficie de centros de tráfico, por ejemplo en el interior de ciudades o bajo agua. Empezando con los pasos a desnivel en intersecciones muy congestionadas y bajo los acercamientos de túneles, hasta los túneles peatonales bajo anchos cursos de agua. Por otro lado han sido construidas estructuras similares bajo las más grandes variedades de condiciones.

- Túneles de navegación.- Entre los túneles para tráfico, los túneles de navegación estuvieron dentro de aquellos en los cuales la importancia y los intereses económicos justificaban el gasto y la labor involucrada en la construcción. En el desarrollo de la civilización la transportación potencial de caminos de agua fué la primera utilizada, y para establecer las conexiones de navegación desde un sistema de río a otro, se empezó la construcción de canales de navegación en -

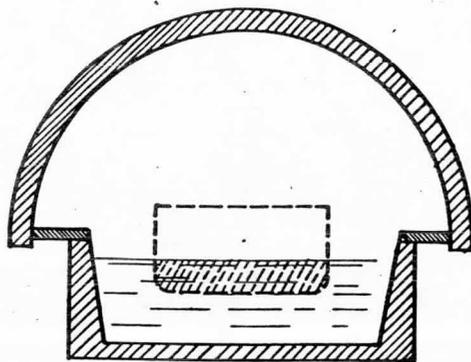


Fig. II-4 TUNEL DE NAVEGACION.

tierra por el siglo XVII. Para cruzar montañas que dividen el tráfico navegable, la necesidad de construir túneles pronto llegó.

Las características típicas de los túneles de navegación son su revestimiento impermeable y su sellado cuidadoso, así como la gran anchura la cual es relativa al barco remolcado. Un factor importante es que estos túneles no deben ser construidos en zonas sísmicas. Ver la fig. II-4.

II-2 TUNELES DE TRANSPORTE O CONDUCCION.

- Túneles para estaciones hidroeléctricas.- El agua desvía para su utilización en las estaciones hidroeléctricas es transportada desde el depósito elevado al valle adyacente e a la estación generadora localizada a una elevación más baja . Se pueden distinguir dos grupos principales de túneles para este propósito.

Primeramente hay túneles de presión que son aquellos que descargan a sección completa directamente a las turbinas y debido a la diferencia considerable en cuanto a elevación se refiere, son sujetos a presiones internas muy elevadas. En contraste con éstos, hay túneles construidos para una sola función de transportar el agua por gravedad normal de un lado de la montaña al otro o desde el punto de diversión a la cabeza o al tope de la inclinación; son llamados túneles de descarga

Existen diferencias significativas entre estos dos grupos en cuanto a carga, su sección y la forma. Los túneles de presión están sujetos a una presión interna del agua la cual es frecuentemente mayor que la presión de la roca externa y que la ejercida por la presión del agua del suelo. El esfuerzo resultante de tensión puede ser resistida por una sección circular. Los túneles de presión por lo tanto son construidos con una sección circular o en forma de herradura, los más recientes más bien adaptados a los métodos de barrenos por medio de anclas, (método que se verá más adelante), a fin de resistir las fuerzas de tensión. Estas secciones están provistas de al menos concreto reforzado pero también, son bastante comunes los recubrimientos de acero. Estos recubrimientos por su-

puerto tienen una función de sellamiento también, ya que el agua bajo altas presiones tiende a escapar a través de las fisuras en las grietas de las rocas.

Por otro lado los túneles de descarga simple, son diseñados normalmente con una sección en forma de herradura, similar a los túneles de vías. La presión interna causada por el agua transportada es insignificamente pequeña a comparación con la presión de la roca actuante sobre el túnel, la sección en forma de herradura con la base invertida ha sido encontrada como la más económica para los túneles de este tipo. Ver la fig. II-5.

Los túneles de presión no deben ser construidos en rocas entrelazadas con fallas y grietas e que tiendan a resbalarse e en lugares que son dados a movimientos telúricos.

- Túneles de suministro de agua.- Pueden ser túneles de derivación e de toma para plantas hidroeléctricas, (como vimos en el párrafo anterior), e para acueductos que traen el agua a los sistemas de distribución de las ciudades y municipios.

Los túneles de derivación desvían el agua alrededor de la zona de construcción de la represa. Se diseñan para que lleven el escurrimiento máximo que pueda esperarse durante este periodo de construcción. También pueden servir para descargar el exceso de agua después de que se haya llenado el embalse, e convertirlos en túneles de toma para una planta hidroeléctrica. También se han construido grandes túneles de derivación para recoger el agua de varias cuencas colectoras con destino a una planta central de fuerza.

Se han construido muchos kilómetros de túneles para acue

ductos con destino a los sistemas de distribución de agua, en el municipio o en el área. Estos túneles se construyen, lo más, en roca, pero también pueden tener tramos en terreno blando sometidos a fuertes presiones hidrostáticas.

Los túneles con poca o ninguna presión interior tienen, por lo general, una sección de herradura; los túneles a presión son circulares. El revestimiento es de concreto, que depende del tamaño, la presión y la naturaleza del suelo. Los túneles a nivel del terreno se pueden recubrir con concreto simple, los túneles a presión con concreto armado.

Para acelerar la construcción, los túneles largos se subdividen en varios frentes, por pozos o lumbreras de ataque, separadas de 1.5 a 2 Kms. Ver la fig. III-1.

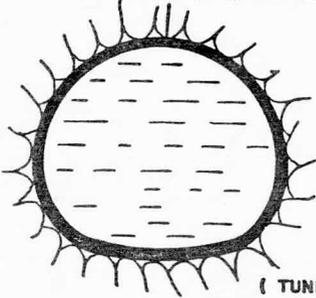
- Túneles para conductos de servicio público.- Estos son generalmente construidos en áreas urbanas para llevar la electricidad el teléfono y otros cables, gas, agua y otras tuberías de servicio, bajo grandes extensiones de agua, caminos, rieles o vías, o manzanas de casas, etc. y que están provistos para ser inspeccionados, tener mantenimiento y reparo ocasional de daños.

Una gran ventaja de estos túneles de servicio público urbanos, es la posibilidad de construirlos con métodos de túnelo evitando la necesidad de abrir zanjas y perturbar el tráfico de la superficie. Su mantenimiento puede ser llevado a cabo de una forma similar. Algunas líneas de servicio público, como el gas, agua, cables de teléfono, etc. son acomodados en un túnel común, especialmente en plantas industriales y en las nuevas áreas residenciales establecidas. Ver la fig. II-6

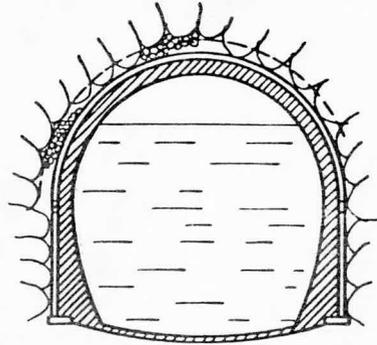
Fig. II-5 TUNELES TRANSPORTADORES DE AGUA O DRENAJE.

(TUNEL A PRESION)

REVESTIMIENTO DE CONCRETO
REFORZADO CON UN FORRO
EVENTUAL DE LAMINA ACERADA



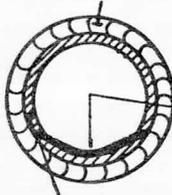
(TUNEL TRANSPORTADOR DE AGUA)



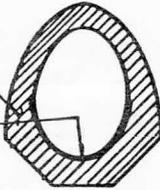
(TUNELES DE DESAGÜE)

BLOCKS DE CONCRETO

CONCRETO
REFORZADO



LADRILLO VITRIFICADO

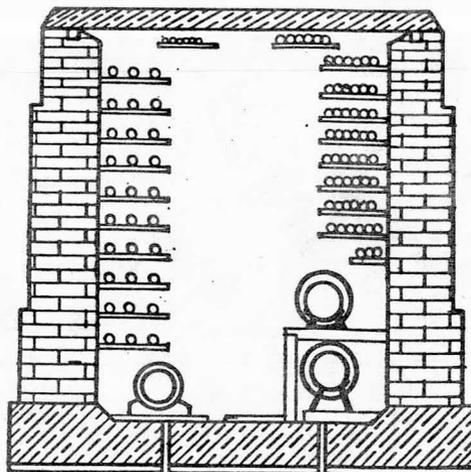
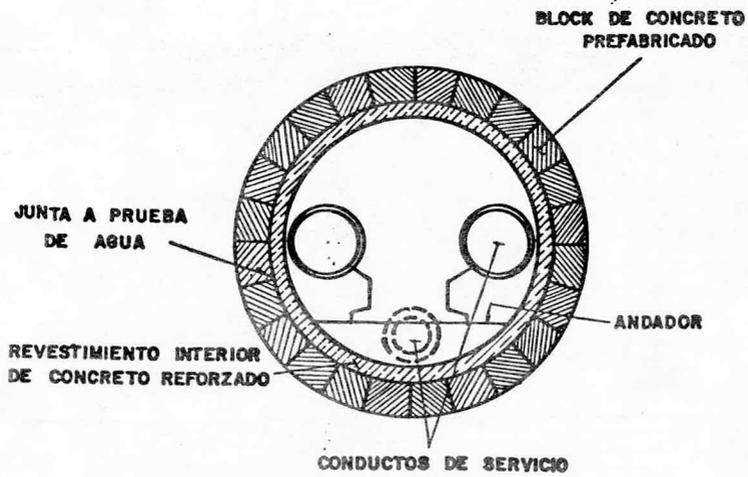


REVESTIMIENTO
DEFINITIVO DE CONCRETO
REFORZADO

Los túneles de servicios públicos pueden ser rectangulares o circulares en su sección, dependiendo del método de construcción. En cuanto a su localización y dimensiones, casi siempre se parecen a los túneles peatonales urbanos.

- Túneles de drenaje.- Las grandes ciudades requieren muchos kilómetros de túneles para conducir el escurrimiento -

Fig. II-6 TUNELES PARA CONDUCTOS DE SERVICIO PUBLICO.



pluvial y las aguas negras a las plantas de tratamiento. Estos túneles se construyen en una gran diversidad de terrenos. Algunos se construyeron, como los de alcantarilla, por el método de corte y cubierta, pero los más se excavan con escudos y aire comprimido, (métodos que veremos en el capítulo siguiente), Los túneles de drenaje pluvial son generalmente más pequeños ya que pueden descargar en el área de agua más cercana

La sección de los túneles de drenaje son generalmente - circulares, con revestimiento de dovelas (segmentos prefabricados) y reforzado con concreto armado. La calidad del concreto reviste vital importancia, a fin de poder resistir los efectos perjudiciales de las aguas negras. Una sección circular mantiene la velocidad con flujo bajo para evitar el excesivo azolve.

El alineamiento se rige por la ubicación de las plantas de tratamiento, las condiciones del terreno y la traza de las calles de la ciudad. Se deben mantener las pendientes continuas y mínima para asegurar el flujo por gravedad. Ver la fig. II-5.

III

Procedimientos constructivos

III . - PROCEDIMIENTOS CONSTRUCTIVOS.

III-I GENERALIDADES.

La construcción de los túneles ordinarios plantea dos problemas principales: la PERFORACION, es decir, la ejecución de la excavación, y la EJECUCION DEL REVESTIMIENTO.

Estos trabajos se efectúan avanzando a partir de un número restringido de bocas de ataque, (lumbreras).

Los tajos de excavación y revestimiento se escalonan de tras de cada frente de ataque, y la duración de realización de la obra depende del número de bocas de ataque que puedan utilizarse simultáneamente. Evidentemente, para ir de prisa conviene multiplicar los frentes de ataque.

Un túnel largo se ataca siempre por los dos extremos y, frecuentemente, no es posible atacarlo por más puntos.

Si la altura del obstáculo sobre el túnel lo permite, pueden crearse ataques intermedios descendiendo por pozos hasta la plataforma del túnel, avanzando en galerías a uno y otro lado del fondo de éstos pozos que se utilizarán para la evacuación de los escombros. Ver la fig. III-I

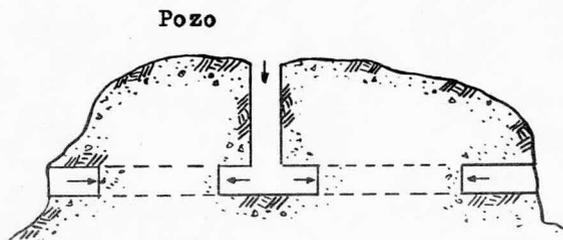


Fig. III-I TUNEL CON CUATRO FRENTES DE ATAQUE.

III-2 CLASIFICACION DE LOS TERRENOS PARA EL EMPLEO DE LOS METODOS DE CONSTRUCCION.

Según la naturaleza del terreno, puede atacarse la perforación con una sección superficial más o menos grande.

En los terrenos sin cohesión (arenas secas, gravas) , será necesario, por el contrario, limitarse a una galería elemental de 4 a 5 mts² para poder avanzar con una entibación adecuada.

Si se trata de arenas finas saturadas de agua a presión (arenas fluidas), de lodos, arcillas o terrenos en los que se presentan importantes afloraciones de agua, será necesario incluso recurrir a procedimientos especiales, como lo son los ESCUDOS PARA EXCAVACION.

Esta clasificación no pretende más que jerarquizar las dificultades, especialmente en cuanto a la entibación o ademado, indicando los métodos de construcción correspondiente.

PRIMERA CATEGORIA.

Roca que exige el empleo de explosivos. Esta categoría va desde la roca dura e intacta que permite el ataque a gran sección sin ademes, a la roca inestable que hace necesaria esta.

SEGUNDA CATEGORIA.

Buen terreno extraído sin explosivos, que permite la ejecución de 1 a 3 mts² de galería de sección adecuada sin ademes.

Entran en esta categoría las arcillas duras, las tierras compactas, las areniscas y gravas aglomeradas.

TERCERA CATEGORIA.

Terreno medio o mediocre, en el que el techo de una galería de sección adecuada puede mantenerse algunos minutos y los laterales y el frente una hora aproximadamente, tal es el caso de las arcillas consistentes, la tierra seca, la arena y grava aglomeradas y ciertas rocas dislocadas.

CUARTA CATEGORIA.

Mal terreno, en el que el techo de las galerías de sección adecuada debe apuntalarse a medida que se avanza, resistiendo los laterales algunos minutos, tal es el caso de las arcillas blandas o que se expanden de aire, las arenas húmedas, gravas o tierras vegetales sin gran cohesión, roca descompuesta o gravas.

QUINTA CATEGORIA.

Terrenos sueltos, como arenas o gravas secas en los que no se puede progresar en sección pequeña más que al abrigo de blindaje continuo tanto en el frente como en el techo y muros laterales. Cuando se trata de arenas finas saturadas de agua, de arcillas blandas o de venidas de agua importantes, se imponen métodos especiales (ESCUDOS).

III-2-I CONSTRUCCION DE TUNELES EN ROCA.

Nos referimos aquí a terrenos de la primera categoría.

Para túneles excavados en éste tipo de terreno, (roca), los Ingenieros se enfrentaron al problema de soportar en forma sencilla, bloques aislados, potencialmente inestables , y emplearon entonces lo que se ha llamado "pernos de anclaje". Los primeros pernos de roca fueron dotados de cuñas formada con la varilla misma y un elemento auxiliar para formar la parte en que el perno se sujeta en la roca. Posteriormente -

se desarrollaron elementos mecánicos para sujetar el perno - de anclaje, o ancla, a la roca, mediante el accionamiento de este elemento, denominado expansor, y para el cual se conocen diseños en que la expansión se realiza paralelamente a la superficie del barreno, y otros en que dicha expansión presiona las paredes del barreno en un punto de contacto inicial y progresa posteriormente apoyando un tramo del elemento expansor sobre la roca. En ambos casos, estas anclas se conocen como "de tensión".

El empleo de las anclas en roca de menor calidad, esto es, con un alto grado de fisuración y aún en rocas constituidas por materiales granulares, indujo a los Ingenieros de túneles a emplear anclas que pudieran tener contacto con la roca a todo lo largo del barreno en que se instalan, así, se conocen anclas en las cuales, la varilla que las forma, queda embebida en mortero de cemento, otras en que el elemento de relleno es una lechada de cemento Portland, y recientemente el elemento cementante se ha elaborado a base de resinas. Por la forma en que funcionan, las anclas rellenas se conocen como "de fricción".

La observación del funcionamiento de los anclajes colocados en excavaciones subterráneas, permitió el desarrollo de sistemas de soporte en los cuales las anclas tienen una participación fundamental, aún cuando es casi generalmente admitido, que el principal elemento para el soporte de la excavación es la roca misma, y se refuerza con las anclas para permitir que se desarrolle un comportamiento uniforme y mono

lítico; ocasionalmente se requiere la colocación de elementos adicionales, tales como marcos de acero ligeros y concreto en las paredes de la excavación, para prevenir el desarrollo de inestabilidades locales. Son ejemplos de métodos que admitan estas hipótesis: El nuevo Método Austríaco de excavación de túneles desarrollado por el Dr. RABCEWICZ, profusamente empleado actualmente en túneles europeos y así también los sistemas de soporte a base de anclas de fricción empleadas en algunos túneles rusos.

Existen dos hipótesis fundamentales que se mantienen; - la primera nos indica que la roca alrededor de la excavación es el principal elemento para resistir la presión vertical - actuante, lo cual se realiza mediante la formación de un arco, dentro de la masa del suelo, que trabaja solo a esfuerzos de compresión y que por tanto es parabólico. Las anclas uniformizan el comportamiento del material dentro del arco lograndose así un trabajo de conjunto en la roca que lo constituye. La segunda dice que, el material del subsuelo situado bajo el arco de carga y entre las anclas, se afloja y tiende a desplazarse de su sitio, este material debe ser sostenido por las anclas o por los elementos del sistema de soporte que complementan a las anclas y que pueden consistir de - marcos de acero, concreto lanzado, etc.

III-2-I-I NUEVO METODO AUSTRIACO

Este método está basado sobre la utilización del concreto lanzado , (con un espesor de 20 a 30 centímetros) , co-

mo revestimiento definitivo, colocado desde la apertura de la excavación en sección parcial o total. El concreto lanzado, reforzado con varillas soldadas y eventualmente cimbras metálicas en terrenos muy difíciles, bloquea el macizo para reducir al máximo la descomposición y los desordenes que se producen. El revestimiento se hace solidario al terreno por anclajes que contribuyen a incrementar la presión del confinamiento estabilizador engendrado por el efecto de bóveda en contacto con el concreto-roca. El campo de utilización de las técnicas austriacas es muy vasto y solamente en los terrenos totalmente disgregados sin cohesión o demasiado plásticos no puede ser aplicado. Estas técnicas necesitan, en efecto, el poder abrir una excavación de una veintena de metros cúbicos estable durante un tiempo suficiente como para proyectar el concreto.

El nuevo método austriaco constituye un progreso cierto en el campo de la construcción de túneles además la ventaja de ser altamente interesante en el plano económico.

En el compartimiento del macizo a través del cuál se abre una excavación, tres fenómenos son de primera importancia, a saber:

a) La influencia de la descompresión y de la dilatación del macizo sobre la resistencia mecánica.

b) La influencia del grado de funcionamiento sobre la resistencia.

c) La influencia del factor "tiempo" sobre la descompresión del macizo y sus consecuencias.

A estos tres puntos corresponden evidentemente tres imperativos fundamentales a respetar cuando se trata de la --- construcción de túneles:

a) Evitar a limitar toda descompresión o dislocación -- del macizo en las cercanías de la excavación.

b) Aportar en cuanto sea posible a la pared de la excavación un confinamiento continuo para neutralizar los esta-- dos de contracciones uniaxiales.

c) Utilizar lo mejor posible el tiempo disponible antes de que el macizo se deforme.

En función del problema planteado y del fin a alcanzar, el nuevo método austríaco de construcción de túneles permite, por la afortunada asociación del concreto lanzado reforzado, por entramados soldados, (y eventualmente de cimbras ligeras) y arraigado al terreno por anclas, es capaz de realizar un -- sostenimiento que presenta las siguientes características:

-- es de colocación en obra rápida, inmediatamente después - de la excavación.

-- constituye un revestimiento definitivo.

-- puede intervenir en sección total o parcial, incluso de - bajas dimensiones, para los terrenos muy difíciles o los túneles de gran sección.

-- es flexible y se adapta por ello a los caprichos del te-- rreno.

-- es continuo y no engendra así ninguna fuerza de punta ele vada entre el macizo y el revestimiento.

-- es perfectamente solidario al terreno y forma con el una bó veda monolítica.

-- mejora las características mecánicas del medio natural -- soldando los bloques entre sí, cimentando los vacíos, juntas o fisuras.

-- aporta una presión radial de confinamiento estabilizadora en el macizo.

-- hace posible el drenaje del macizo.

Sobre el plano geotécnico la elaboración del proyecto de ejecución necesita en contrapartida:

-- Un buen conocimiento del medio y de las características mecánicas de los materiales (en obra y en evolución).

-- Una evaluación del estado de las contracciones en el macizo alrededor de la cavidad excavada, en sección parcial o total.

-- Un control muy preciso de las deformaciones "in situ" en el estadio de la ejecución de los trabajos en vista a comprender el sostenimiento a las necesidades, jugando sobre los parámetros variables (espesor del concreto proyectado, ferrallas, densidad de anclajes, etc).

Desde el punto de vista de proyecto de ejecución es elaborado conjuntamente a partir de:

-- de datos recogidos en el reconocimiento preliminar completados por los obtenidos con ocasión de la ejecución de galerías experimentales.

-- de la clasificación geotécnica de los terrenos.

-- de los resultados de ensayos geotécnicos.

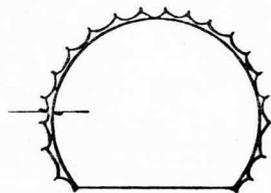
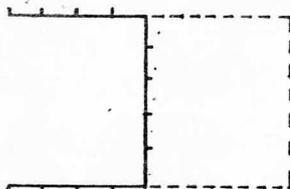
-- de un estudio teórico.

A través de estos estudios se hace una clasificación del terreno, así como un tipo característico de sostenimiento de la siguiente manera: Ver la fig III-2

CLASE

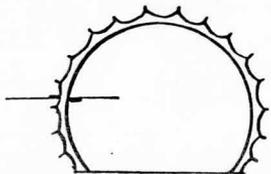
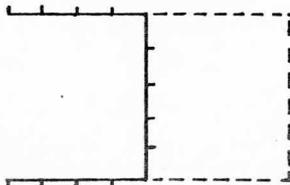
REPRESENTACION ESQUEMATICA

A



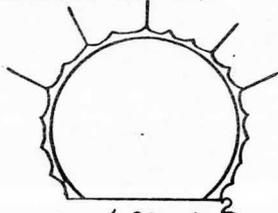
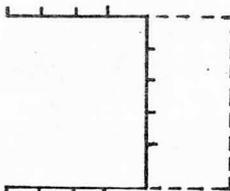
10 cms de concreto lanzado

B



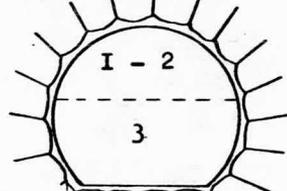
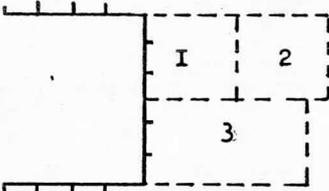
20 cms de concreto lanzado

C



1 ancla / 20 mts

D



1 ancla / 4 mts

E

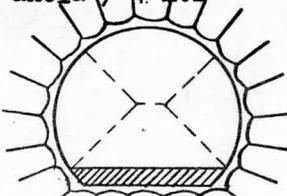
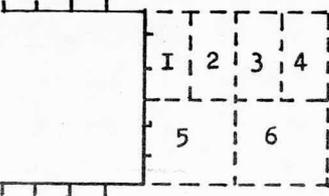


FIG. III-2 CLASES DE TERRENOS Y CARACTERISTICAS DE SOSTENIMIENTO.

CLASE	TIPO DE TERRENO	EXCAVACION	SOSTENIMIENTO
A.	Lecho de roca - sano, muy compacta, estable.	Excavación a plena sección. Vanos importantes Explosivo precorte.	Sostenimiento inútil. Concreto lanzado - (10 cms) de protección contra la alteración.
B	Lecho de roca - sano, compacto, estable	Excavación a sección completa. Vanos importantes Explosivo precorte.	Concreto lanzado - (20 cms) reforzado por varillas - soldadas ligeras - para protección - contra las caídas de bloques y alteraciones. Anclaje según la sección.
C	Lecho rocoso <u>sa</u> no bastante alterado. Conglomerados - bien cimentados	- idem - con reducción de los vanos o si es posible excavación mecánica. (Máquina de avance <u>meca</u> nizado).	Concreto lanzado - (30 cms) reforzado por entrancados de varillas fuertes. Anclajes sistemáticos de baja <u>den</u> sidad de corona.
D	Lecho rocoso <u>al</u> fracturado y muy Rocas blandas. Conglomerados - medianamente <u>ci</u> mentados.	Excavación en <u>sec</u> ción parcial poco profunda al <u>explo</u> sivo. Excavación <u>mecáni</u> ca.	Concreto lanzado - (30 cms) Entramado soldado y reforzado. Cimbras metálicas ligeras. Anclajes sistemáticamente densos.

Cont.

CLASE	TIPO DE TERRENO	EXCAVACION	SOSTENIMIENTO
E	<p>Terreno muy difícil.</p> <p>Macizo alterado y muy fracturado - con juntas arcillosas.</p> <p>Rocas blandas de baja cohesión.</p> <p>Conglomerados mal cimentados.</p> <p>En general terrenos blandos de fuerte cohesión.</p>	<p>Excavación en sección parcial (muy reducida 5-10 mts²). Pases inferiores a 1,5 mts.</p> <p>Excavación mecánica.</p>	<p>Concreto lanzado (30 cms o más) sistemáticamente para la superficie del túnel y los frentes de corte en sección parcial.</p> <p>Entramado, soldado reforzado en dos capas.</p> <p>Cimbras metálicas ligeras.</p> <p>Anclajes muy densos.</p> <p>Revestimiento continuo cerrado en solera.</p>

Esta es el complemento de la fig. III-2, y el procedimiento constructivo con más detalle se ve en el inciso III-2-2.

III-2-2 CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS FIRMES.

Nos referimos aquí a los terrenos de las categorías 2 , 3 y 4 correspondientes a túneles normales en suelos firmes - excavables.

El nuevo método Austriaco antes mencionado tiene gran aplicación en estos suelos, sobre todo en los de mayor estabilidad.

La estructura de los suelos firmes es heterogénea y hasta caótica en los aluviones y conos de deyección. Y es relativamente uniforme en los depósitos lacustres y en las emisiones de tobas, tepetates y pómez.

(Las decisiones que en relación con estos túneles tendrán mayor incidencia en el costo serán las relativas a su trazo y perfil. Para lograr un compromiso bien balanceado entre los costos de servicio y los de construcción, deberá prestársele mucha atención a la predicción geológica y geotécnica en las primeras etapas decisorias. La calidad y oportunidad de los estudios preliminares cobra aquí capital importancia. La interpretación más detallada de la experiencia antecedente y la elaboración de mapas de verdadera geología ingenieril son trabajos muy útiles para la toma de estas primeras decisiones. En túneles con baja relación de profundidad a diámetro, los esfuerzos naturales por peso propio son bajos lo mismo que el nivel de confinamiento. En estas condiciones cobra mayor importancia el cuidado de los detalles de diseño y construcción que llevan a túneles más económicos y seguros.)
El sistema de soporte debe ser de aplicación inmediata para

evitar una descompresión y un desconfinamiento excesivo. La geometría del frente de excavación y la rapidez y eficiencia de las actividades en esta zona, irán encaminadas a limitar los desplazamientos a los estrictamente indispensables para que el terreno desarrolle su propia resistencia, sin generar movimientos o asentamientos en la zona vecina que puedan dañar o causar desperfectos en construcciones o instalaciones urbanas.

A continuación damos el principio de varios métodos aplicables a terrenos de este tipo, entendiéndose que es posible imaginar variantes que se adapten al caso a tratar.

III-2-2-I METODO DE ATAQUE A PLENA SECCION

O

METODO INGLES.

[Los túneles de pequeña sección (menos de 15 mts²) son los que más a menudo se atacan a plena sección.

Dentro de ciertos límites, también los túneles más importantes pueden atacarse a sección plena para terrenos de segunda categoría y, naturalmente, en roca] (primera categoría).

[En ciertos casos se puede utilizar el ataque a plena sección realizando la excavación en toda la anchura del túnel, pero con varios escalones de ataque.]

El esquema de la fig. III-3 indica (el proceso de actuación cuyas diversas etapas se numeran en una serie única según su orden de ejecución, correspondiéndole los números rodeados de un círculo a una fase de mampostería.

La excavación se efectúa por franjas horizontales comen

zando por la parte superior, lo que presenta el inconveniente de que la vía de evacuación definitiva al nivel del piso inferior exige varias actuaciones.

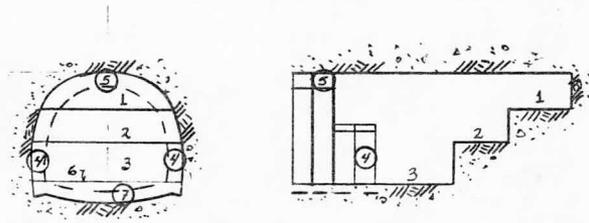


Fig. III-3 ATAQUE A PLENA SECCION CON VARIOS PISOS.

1, escalón superior; 2, escalón intermedio; 3, escalón inferior; 4, pilares; 5, bóveda; 6 y 7, solera (eventualmente).

Pueden evitarse estos haciendo avanzar en el eje del túnel del escalón inferior por delante del escalón superior, una galería de base que sirve para la evacuación por pozo de los escombros producidos en los escalones superiores. Ver la fig. III-4.

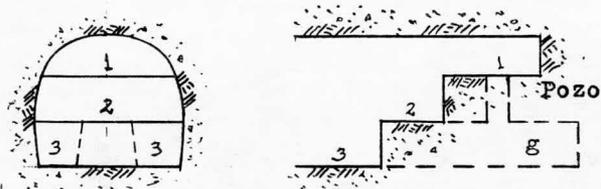


Fig. III-4 ATAQUE A PLENA SECCION CON GALERIA DE BASE

1, escalón superior; 2, escalón intermedio; 3, escalón inferior; g, galería de base.

[El ataque a plena sección presenta la ventaja de permitir las voladuras en una sección que dá a los obreros más espacio que en las galerías estrechas características de otros métodos.

El método es práctico en roca franca, cuando no hay necesidad de revestir, pudiendo limitarse la entibación, cuando es necesaria, a ademes metálicos ligeros. Por el contrario, si el terreno exige revestimiento, especialmente en terrenos de segunda categoría, el problema se complica.]

[En este caso el revestimiento se hace por etapas.

La corona de la bóveda se reviste sobre puntales radiales, (apuntalamiento en abanico). Estos puntales soportan elementos longitudinales tras lo que se hace deslizar las planchas de encofrado, todos estos puntales se apoyan en vigas transversales.

En el escalón inferior se colocan travesaños y se establece apuntalamiento entre estos y los de la etapa de bóveda continuando así en cada escalón.] Ver la fig. III-5.

En el esquema de la fig. III-5 se ve el apuntalamiento total de un túnel atacado a plena sección, es de notar que es complicado y que exige un gran volúmen de madera y trabajos de montaje delicados.

[El revestimiento se ejecuta tras la excavación comenzando por los muros y terminando por la bóveda. Esta ejecución lógica del revestimiento es una de las ventajas del método. A veces, puede ejecutarse el revestimiento en su totalidad, muros y bóveda, por anillos de 2 a 3 mts de longitud. Esto -

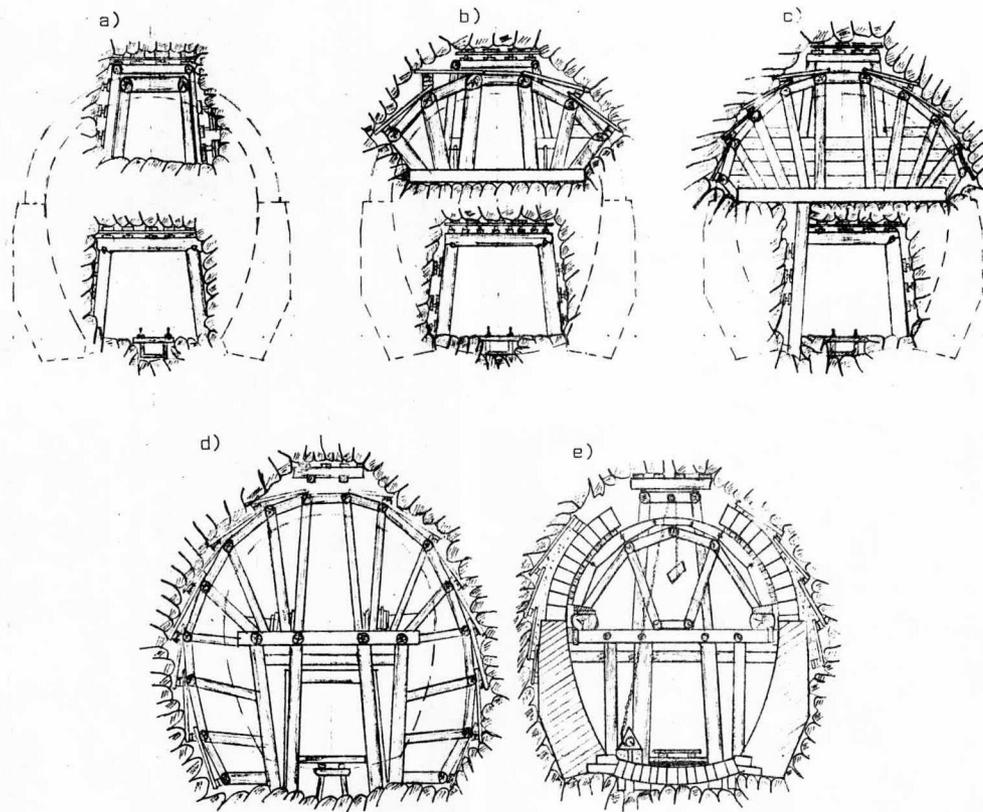


Fig. III-5 APUNTAMIENTO DE UN TUNEL A PLENA NECCION.

no presenta ninguna dificultad en los terrenos resistentes - que se mantienen sin revestimiento. En este caso, se realiza a menudo con un encofrado metálico rodante con la forma del gálibo interior del revestimiento de concreto y que se des---plaza a medida que se realiza el avance.]

III-2-2-2 METODO DE LA GALERIA DE CLAVE O METODO BELGA.

[La característica del método es ejecutar rápidamente la bóveda para proteger la obra por encima, terminando después el revestimiento por los muros. Se ataca el túnel en galería de avance de pequeña sección en el eje del túnel y en la parte superior, la anchura de esta galería varía de 2.5 a 3.00 mts, su altura de 2.00 a 4.00 mts y su sección de 5.00 a 12.00 mts². Se construye esta galería a nivel de los arranques - de la bóveda, ensanchando después a derecha e izquierda para dejar al descubierto la bóveda. Estos ensanches se realizan con un rendimiento de excavación muy superior al de la galería de avance, pues se trabaja por los costados y no de frente.]

[A medida que se avanza se apuntala la bóveda mediante - puntales radiales que se apoyan sobre la destroza, y al final de esa fase la obra tiene la forma de una excavación en semicírculo correspondiente a la parte superior del gálibo - del túnel.]

[Después se construye la bóveda haciendola descansar directamente sobre el terreno si es resistente o sobre tablo---nes longitudinales juntos que reparten las presiones si el - terreno es menos bueno, tambien es posible utilizar apoyos -

de concreto armado.]

Cuando la bóveda ha endurecido, se quitan los encofrados y los puntales y la bóveda protege a la obra durante las operaciones siguientes. Entonces se ataca la excavación de la parte inferior del túnel excavando en la destroza una cuneta central que se reviste si es necesario. Después se realiza la excavación en el emplazamiento de los muros del revestimiento partiendo de la cuneta hacia los costados, realizando excavaciones de pequeña longitud (4 a 6 mts) que se ejecutan alternativamente a derecha e izquierda. Después se ejecutan los muros subiendo bajo la bóveda ya construida, operando de esta manera por elementos de poca longitud, no se compromete la seguridad de la bóveda, que descansa siempre sobre la destroza no excavada o sobre los pilares ya construidos.

Se termina por la construcción de la solera cuando es necesaria.

Este método, adecuado para terrenos resistentes, es seguro con tal que la resistencia del suelo sea suficiente para que la bóveda no sufra asentamientos antes de que se le hayan construido debajo de los muros.

Sin embargo presenta el inconveniente de exigir vías de evacuación de los escombros a diferentes niveles: la galería de avance que evacua por la parte superior del túnel y los últimos tajos de excavación de la destroza al nivel de la solera. Al llegar a unirse las dos atapas, los escombros de la galería de clave deben hacerse bajar al piso inferior.]

Todo este procedimiento se muestra en la fig. III-6.

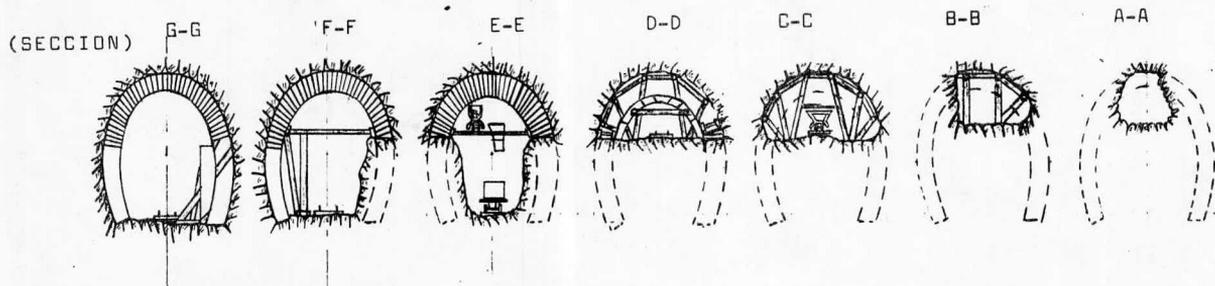
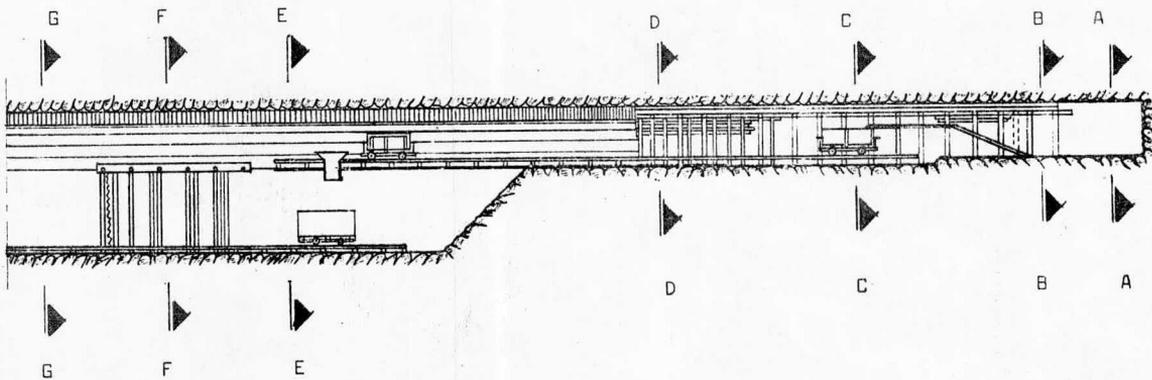


FIG. III-6. METODO DE LA GALERIA DE CLAVE O METODO BELGA.

III-2-2-3 METODO DE LAS DOS GALERIAS O METODO AUSTRIACO

Este método se caracteriza por el empleo de una galería de avance en el eje y base del túnel. En ella se instala una vía de evacuación que se utiliza durante toda la obra.

Cuando esta galería ha avanzado cierta longitud, se sube verticalmente con un pozo hacia la clave del túnel atacando después una segunda galería por encima de la primera y trabajando hacia delante y hacia atrás. Los escombros de la galería superior se envían por el pozo a la galería inferior que sirve para evacuar sin transbordo todos los escombros de los diferentes ataques. Por otro lado, es posible multiplicar los pozos y los ataques en la galería de coronación.

Una vez perforada la galería de clave, se continúa como el método BELGA: excavando de la bóveda, construcción de esta, destroza, excavación de los muros y construcción del revestimiento de estos.

Puede evitarse la perforación de la segunda galería de clave mediante un corte de clave elevando en dos fases la galería de base.

El método de la galería de base se presta a la evacuación de los escombros sin desplazamiento de la vía y facilita la eliminación de las aguas de infiltración.

Permite multiplicar los ataques de la galería de clave y de los tajos posteriores, lo que se traduce en una aceleración de la ejecución del túnel.

Todo este procedimiento se muestra en la fig. III-7.

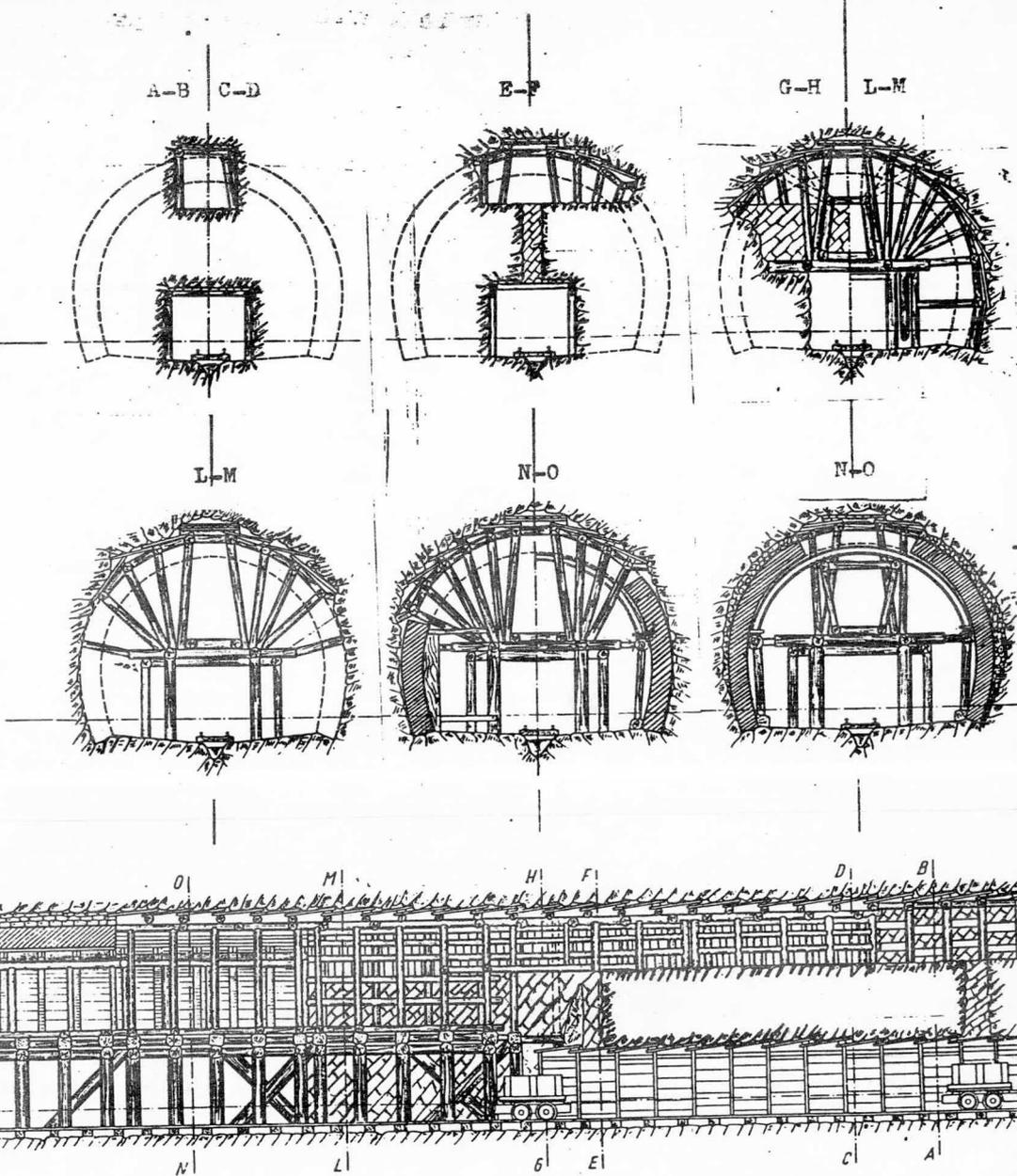


Fig. III-7 METODO DE LAS DOS GALERIAS O METODO AUSTRIACO

III-2-2-4 METODO DE LAS TRES GALERIAS O METODO ALEMAN.

Este método se caracteriza por la conservación de la destroza hasta la terminación de los muros y de la bóveda. La destroza sirve de apoyo para todos los apuntalamientos y cimbras y evita el empleo de andamios de gran luz. Para que el método resulte interesante es necesario que la sección del túnel sea bastante grande, superior en principio a 50 m^2

Se atacan dos galerías de base a derecha e izquierda del túnel, se ensanchan después y se construyen los muros en terreno malo apuntalados contra la destroza.

Mas allá se ataca una galería de coronación que se ensancha construyendo la bóveda haciendola descansar sobre los muros ya construidos y sobre puntales apoyados en la destroza.

Cuando la bóveda ha endurecido, pueden quitarse todos los puntales excavando la destroza. Después, se ejecuta la solera para completar el revestimiento por franjas en algunos metros de longitud para evitar excavar completamente la destroza antes de terminado el revestimiento.

La sección del túnel durante su construcción, muestra que gracias a la destroza, la seguridad contra los empujes laterales del terreno queda asegurada, pero en cambio el costo, del método de la perforación de tres galerías de avance, es elevado.

Todo este procedimiento se muestra en la fig. III-8.

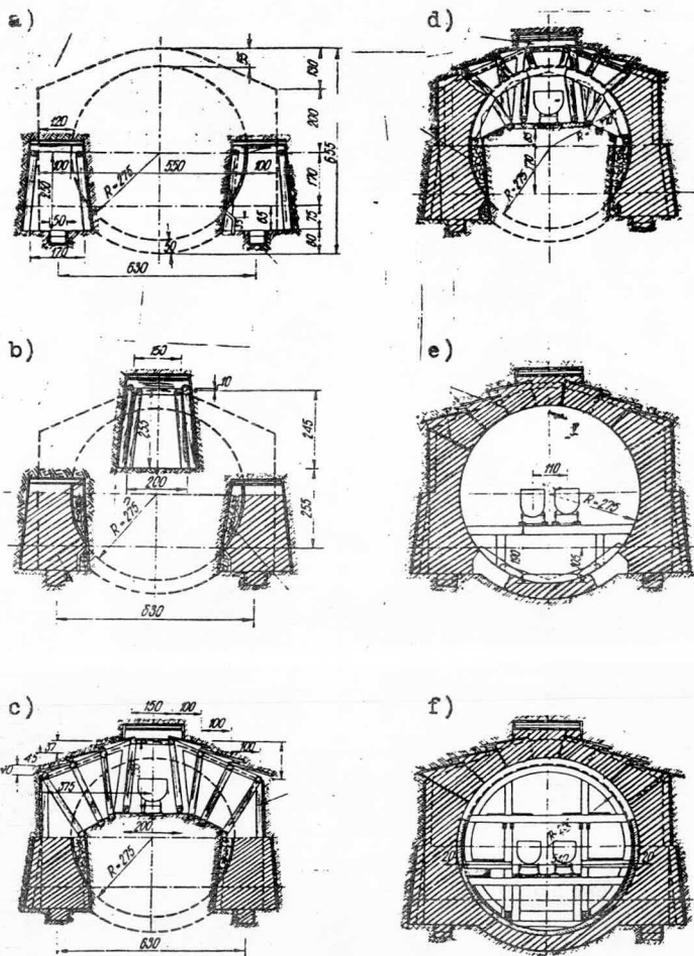


Fig. III-8 METODO DE LAS TRES GALERIAS O METODO ALEMAN.

III-2-3 CONSTRUCCION DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS

Nos referimos aquí a terrenos de la quinta categoría , en la cual por sus características para poder construir un túnel se requiere de procedimientos especiales, como lo són los ESCUDOS.

Este capítulo es de gran importancia para el objetivo de este trabajo, ya que es; en esta clasificación donde se encuentra el túnel que se diseñará. Bajo las condiciones de un estrato arcilloso, característico de la Cd. de México en la zona del lago.

III-2-3-I COMPORTAMIENTO DE TUNELES EXCAVADOS EN SUELOS BLANDOS.

Analizaremos el comportamiento del túnel desde el punto de vista constructivo, o sea, durante su construcción.

Tomando como un punto de partida que cuando se excava - un túnel con las técnicas actuales, (escudo), se produce una alteración al estado de esfuerzos iniciales. En el frente - los esfuerzos son tridimensionales, pero tienden a transformarse en bidimensionales a medida en que la zona que los produce va quedando atrás. La excavación también produce cambios en la presión de poro del suelo en su entorno, ya que el túnel representa casi siempre una zona a presión atmosférica , excepto cuando se utiliza un escudo con el sistema de aire comprimido. La adaptación de las presiones del agua, en suelos de permeabilidad relativamente baja, a los nuevos estados de esfuerzos de ninguna manera es instantánea por lo que el tiempo es un elemento importante en los mecanismos de evo

lución de las presiones de poro.

La aparición de presiones efectivas ahí donde las presiones de poro se vayan disipando es fuente de la generación de nuevos esfuerzos cortantes y de nuevas deformaciones del medio. El fenómeno puede volverse más complejo por la aparición de efectos viscoplásticos. El estado final de equilibrio implica el establecimiento de nuevas condiciones hidráulicas en el subsuelo y el cese de las deformaciones y de los cambios de esfuerzos producidos por la excavación.

La forma de la distribución de los esfuerzos, su magnitud y las deformaciones que se generen van a depender de los siguientes factores:

- a) Perfil estratigráfico.
- b) Propiedades mecánicas e hidráulicas del subsuelo.
- c) Geometría de la sección.
- d) Tipo y flexibilidad del sistema de soporte primario y secundario.
- e) Condiciones hidráulicas del terreno.
- f) Procedimiento constructivo.

Refiriéndose exclusivamente al caso de suelos blandos, las condiciones de estabilidad del frente y paredes así como de las deformaciones que se induzcan en la superficie, son las directrices de diseño y construcción que se elijan.

Analizando el problema de la estabilidad del frente de ataque, se ha visto que esta depende de la resistencia no consolidada no drenada de las arcillas.

Para un túnel de sección circular la falla se presenta

cuando:

$$\gamma h / C_u > 7.50$$

A la relación h / C_u se le ha denominado factor o relación de sobrecarga.

Si el factor de sobrecarga es menor que 2 ó 3 probablemente los movimientos hacia la excavación serán pequeñas y de naturaleza más bien elástica; para valores más allá de este límite comienzan las grandes deformaciones plásticas.

Al parecer se ha comprobado que los movimientos de la arcilla hacia el frente se detienen cuando cesan las maniobras de avance, a no ser que el frente este en condición próxima a la falla: de esta manera el que ocurran los movimientos cuando se detiene el proceso constructivo será siempre una indicación de peligro.

Por otro lado, las deformaciones inducidas son el otro parámetro que regirá en las condiciones de diseño y construcción. A este respecto tenemos que aún cuando no haya amenaza de un colapso, derrumbe o cierre de la excavación, puede requerirse el revestimiento como una forma para mantener las deformaciones de la excavación dentro de límites tolerables. Deformaciones muy grandes pueden distorsionar en exceso la sección estructural ó producir cambios en la superficie del terreno o daños a estructuras próximas; además las grandes distorsiones suelen producir reducciones indeseables en la resistencia al esfuerzo cortante de los suelos.

De aquí puede desprenderse que la geometría de la sección y la flexibilidad del ademe y del revestimiento consti

tuyen parámetros de fundamental importancia.

Un revestimiento circular se verá inicialmente sometido a una presión vertical h y a una horizontal $K_0 \cdot h$ ($K_0 \leq 1$) si consideramos el arillo flexible sólo podrá estar ésta en -- equilibrio si los esfuerzos normales radiales son iguales en todas las direcciones, para lo cuál las presiones verticales deberán disminuir mientras que las horizontales tendrán que aumentar. A ésta situación sólo puede llegarse por medio de la deformación del revestimiento en el momento necesario en cada punto y en la dirección precisa.

Si el arillo del revestimiento tolera los esfuerzos radiales uniformes que se producen, alcanzará una condición satisfactoria de equilibrio, siempre y cuando el monto de la -- deformación necesaria para ello no exceda límites tolerables de acuerdo con condiciones de toda índole, pero de naturaleza no estructural, tales como, por ejemplo, que no se disminuyan los gálibos necesarios.

Una elección apropiada de los sistemas de revestimiento y de los momentos en que se instalen puede contribuir a minimizar las cargas de tierra y hacer que el medio tome por sí mismo la mayor parte de sus presiones. De hecho, y ésta es una regla fundamental, un revestimiento debe contemplarse -- siempre como una restricción que se coloca para ayudar a el material excavado a soportarse así mismo. Desde éste punto de vista es muy importante el control de los movimientos , -- pues mientras los muy grandes aflojan y debilitan al medio, haciendolo perder capacidad de soporte, los demasiado peque-

ños pueden impedir que el material desarrolle toda su capacidad.

Comentando ahora sobre las condiciones hidráulicas, un túnel generalmente produce abatimiento del nivel freático vecino a él y ello hace aumentar los esfuerzos efectivos en la masa del suelo, los pesos de ésa masa y las deformaciones en superficie. Si el revestimiento del túnel es impermeable o se toman precauciones para restaurar el contenido de agua y la condición de la misma en el suelo, el nivel freático se recupera al cabo de un tiempo, en caso contrario el túnel será dren permanente. La primera actitud conduce a la necesidad de que los revestimientos soporten adicionalmente presiones hidrostáticas, en tanto que la segunda exige tomar todas las precauciones para que el túnel funcione efectivamente como un dren, sin que ello interfiera en su utilización principal.

Cuando se trabaja con arenas finas saturadas o arcillas blandas se imponen métodos de construcción especiales, Generalmente éste tipo de suelos requieren de un soporte continuo de las paredes y muchas veces de frente. Razón por la cuál el método del escudo ha tenido gran aceptación para efectuar los trabajos de tuneleo.

Existen varias clases de equipos que se podrán agrupar de la siguiente forma:

- a) Escudos de frente abierta
- b) Escudos de frente cerrado
- c) Escudos de aire comprimido

d) Escudos de lodo bentonítico

La excavación con escudo permite llevar un frente más uniforme, liso y bien terminado, lo que representa una situación de ataque del frente más favorable.

Una ventaja del escudo es que cuando se hinca la cuchilla cortadora, una franja del suelo queda liberada de la carga vertical y crea un empuje pasivo contra el frente de ataque que estabilizando la excavación.

Cuando los depósitos limo arenosos y arcillosos están bajo el nivel de aguas freáticas es común que los estratos posean muy baja resistencia a el esfuerzo cortante, lo que da lugar a problemas de estabilidad en el frente de ataque y que aparezcan lentes de arena suelta que tengan tendencia a tubificarse y a fluir hacia el frente de trabajo. En tales casos es necesario abatir las presiones del agua al nivel de la excavación ; utilizando el bombeo, la electrólisis y los demás métodos de subdrenaje ó impidiendo la descarga del agua , en la galería, aumentando la presión del aire dentro de la misma y creando una contrapresión de dentro hacia afuera que mantenga el agua en los pozos del suelo, total o parcialmente. La longitud de la zona de trabajo bajo aire comprimido debe, naturalmente, ser mínima, pero ha de ser suficiente para dar espacio a las maniobras de inyección y demás necesidades de trabajo.

III-2-3-2 EXCAVACION CON ESCUDO DE FRENTE ABIERTO

Esta excavación es en suelos bajo el nivel freático -- constituidos por delgadas capas de arenas, gravas, limos y --

arcillas, en combinación con el abatimiento del mismo.

Para comprender el mecanismo de trabajo y sus componentes y características principales veremos de manera secuencial:

- a) Propósito del escudo.
- b) Estructura y dimensiones de escudos para túneles.
- c) Equipo del escudo.
- d) Segmentos para ademe (dovelas).
- e) Ciclo de operación.
- f) Inyecciones.
- g) Abatimiento de nivel freático.
- h) Topografía.
- i) Rendimientos.

A) PROPOSITO DEL ESCUDO.

La idea fundamental del escudo es que el proceso de excavación y el montaje del revestimiento deben dividirse en etapas lo más pequeñas posible, de manera que ambas operaciones sean lo más concurrentes o simultaneas.

El escudo, consistente de un cilindro de metal rígido - que cubre la sección frontal del túnel de la misma forma en que la tapa de un telescopio cubre al instrumento, sirve para resistir las presiones del terreno mientras el revestimiento se va construyendo dentro de esta protección.

El escudo moderno, de frente abierto, es un cilindro de acero rígido abierto en ambos extremos; provee facilidades a su frente para la excavación del terreno y en su parte posterior para la erección del revestimiento prefabricado. El es-

cudo es impulsado hacia adelante por pasos manteniendo armonía con el avance de la excavación y el trabajo de erección del ademe primario, de manera que el área excavada esta bien soportada hasta que se cuele el revestimiento final.

El túneleo con escudo ofrece las siguientes ventajas esenciales:

1.- La sección del túnel puede avanzar con sus dimensiones completas.

2.- Ofrece un soporte constante al terreno, en todas direcciones.

3.- Facilita el trabajo de construcción.

4.- Evita deformaciones excesivas del terreno y por lo tanto reduce los asentamientos en la superficie.

B) ESTRUCTURA Y DIMENSIONES DE ESCUDOS PARA TUNELES.

El principal elemento de la estructura del escudo es el forro o camisa que está construido de placas de acero, rolandas a la geometría de la sección del túnel y ligeramente mayor que el.

La camisa puede dividirse en tres partes principales, - en función de su rigidez interior y del arreglo de acuerdo a su propósito. Ver la fig. III-9.

El extremo delantero delantero de la camisa, donde se efectúa la excavación, es sumamente reforzada, generalmente - con piezas fundidas para formar la cara de corte, y su rigidez interna se incrementa con anillos atiezados.

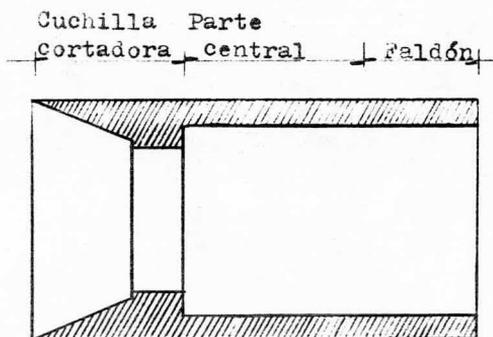


Fig. III-9

Su propósito principal es facilitar el posible avance u niforme y conducción del cuerpo del escudo cortando el frente, y proveer una distribución hasta donde sea posible de las importantes presiones inducidas que lo forzan hacia atrás. - Su segunda tarea es dar una protección adecuada a los trabajadores ocupados en la excavación además de proporcionar un cierto soporte continuo al frente. El diámetro de la cara de corte debe ser ligeramente mayor que el diámetro del escudo, con objeto de disminuir la presión de tierra sobre el escudo

La parte intermedia o tronco está destinada para el alojamiento de la maquinaria de empuje, (gatos hidráulicos, tablero de operación, etc.). Ver la fig. III-10.

La parte trasera o faldón del escudo está diseñada para soportar el túnel mientras se realiza el montaje de los segmentos del revestimiento. Algunos diseñadores piensan que el faldón debe cubrir el ancho de dos anillos completos más unos pocos centímetros del tercer anillo. Sin embargo debe -

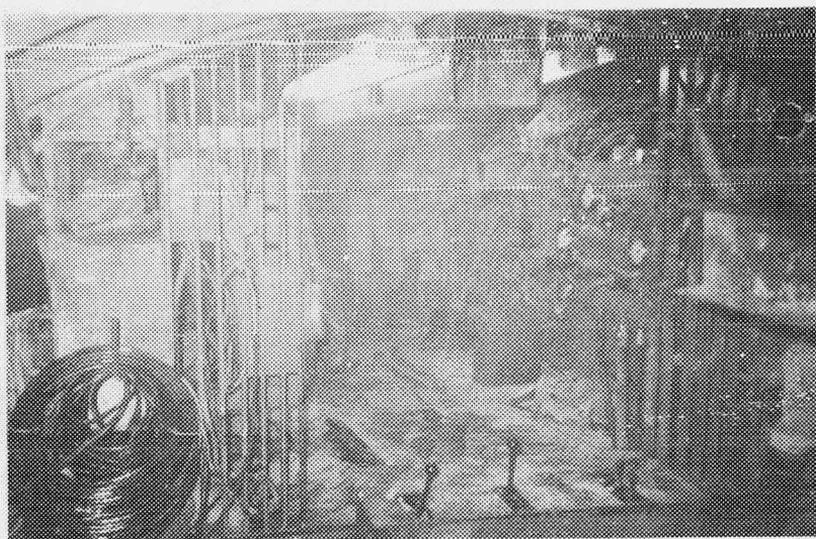


Fig. III-10 MAQUINARIA DE CONTROL DEL ESCUDO.

considerarse que las secciones del faldón largo pueden deformarse fácilmente.

Además algunos elementos suplementarios importantes son incorporados en el interior del escudo, la mayoría en combinación con elementos rigidizadores, tales como plataformas de trabajo montadas sobre partes aticadoras horizontales, verticales y vigas, o gatos para soportar al frente montados sobre las paredes divisorias de las plataformas de trabajo, etc.

La adecuada construcción del escudo se complementa con maquinaria especial para la excavación, resaca y transporte

del material, montaje e inyección, todo lo indispensable en el túneleo con escudo.

C) EQUIPO DEL ESCUDO.

I.- Gatos de empuje.- El movimiento del escudo es efectuado por medio de gatos hidráulicos colocados a la estructura del escudo que reaccionan contra los anillos del revestimiento del túnel previamente erigidos, para mover el escudo deben ser tomadas en cuenta las siguientes resistencias. Ver la fig. III-II.

a) La fricción del terreno sobre la superficie exterior de la camisa del escudo.

b) La fricción del anillo de dovelas en el faldón del escudo.

c) La resistencia del terreno que no ha sido excavado en el frente del escudo.

En cuanto a la distribución de los gatos de empuje, generalmente es mayor en la mitad inferior del escudo, pues éste tiende a clavarse.

2.- Gatos frontales.- El mejor método para soportar el frente mientras el escudo avanza, es mediante gatos al frente, los cuales ejercen una presión constante y uniforme.

Los gatos frontales deben llegar más allá de la cara de corte y su carrera debe ser al menos igual al ancho de un anillo de dovelas.

3.- Plataformas deslizantes.- Son para proveer áreas de trabajo acercando al frente de excavación.

Existe una gran variedad de escudos, pero los escudos -

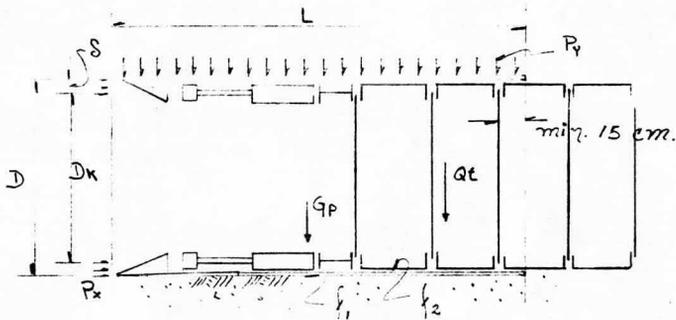


Fig. III-II FUERZAS RESISTENTES AL EMPUJE DEL ESCUDO.

P_y = Presión vertical del terreno.

P_x = Presión Horizontal del terreno.

L = Longitud del escudo.

D = Diámetro del escudo.

G_p = Peso del escudo.

f_1 = Coeficiente de fricción entre la camisa del escudo y el terreno.

Q_t = Peso de los segmentos erigidos en el faldón del escudo.

f_2 = Coeficiente de fricción entre la camisa y los segmentos

D_k = Diámetro del escudo medido al centro de líneas de la cara de corte.

S = Espesor de la cara de corte.

circulares generalmente son los que ofrecen la mejor resistencia a las presiones externas.

La experiencia en el diseño de escudos circulares, indica que para mayor facilidad en el manejo, la relación longitud a diámetro debe ser 0.75 o menor, ya que a menor longitud es mayor la dificultad de mantenerlo alineado, pero es más fácil girarlo. Los escudos más largos requieren presiones más elevadas en sus gatos de empuje. Es experiencia común para los escudos el girar alrededor de su eje longitudinal, esto se debe a la estratificación oblicua, a presiones externas asimétricas, o a una excavación no uniforme. La corrección de este giro se hace mediante el uso de estabilizadores (aletas), cuya localización se hace por tanteos.

D) SEGMENTOS PARA ADEME (DOVELAS).

Deben tener las siguientes características:

1.- Suficiente capacidad de carga, para soportar la presión total (suelo más agua), sin que exista deformación o filtración.

2.- Resistencia a los esfuerzos de impacto debido a un manejo brusco, transporte y colocación.

3.- Resistencia a altos esfuerzos axiales, producidos por los gatos de empuje durante el avance del escudo.

4.- Resistencia a la humedad y a los efectos del agua del terreno sobre el segmento mismo, así como resistencia a la corrosión.

5.- Economía en construcción y mantenimiento.

Los segmentos pueden ser de:

- a) Hierro fundido.
- b) Acero.
- c) Concreto. Ver las figs. III-I2, III-I3, III-I4 y III-I5.

Las dimensiones de un anillo de segmentos dependen de:

- a) Capacidad de fabricación.
- b) Peso que pueda ser manejado convenientemente.
- c) Dimensiones del faldón del escudo.

E) CICLO DE OPERACION.

El propósito para establecer y anotar el ciclo de operaciones, es el de poder realizar una comparación de costos dentro de una fase de un proyecto y del proyecto completo. - Esta información puede entonces ser utilizada para estimar los costos de futuros proyectos.

Los registros del ciclo de operaciones, también permiten conocer cada día si la productividad de trabajo está funcionando como se estimó, y a la vez indican cuáles fases del trabajo necesitan de una atención especial.

Dentro de las operaciones del túnel, el ciclo de operación se compone de varias etapas de trabajo:

- 1.- Excavación y rezaga. Ver la fig. III-I6
- 2.- Ademe del frente. Ver la fig. III-I7
- 3.- Levantar compuerta de rezaga. Ver la fig. III-I8
- 4.- Empuje del escudo.
- 5.- Limpieza de la plantilla.
- 6.- Colocación de segmentos. Ver la fig. III-I9
- 7.- Apretar tornillos entre segmentos. Ver la fig. III-20
- 8.- Bajar compuerta de rezaga.

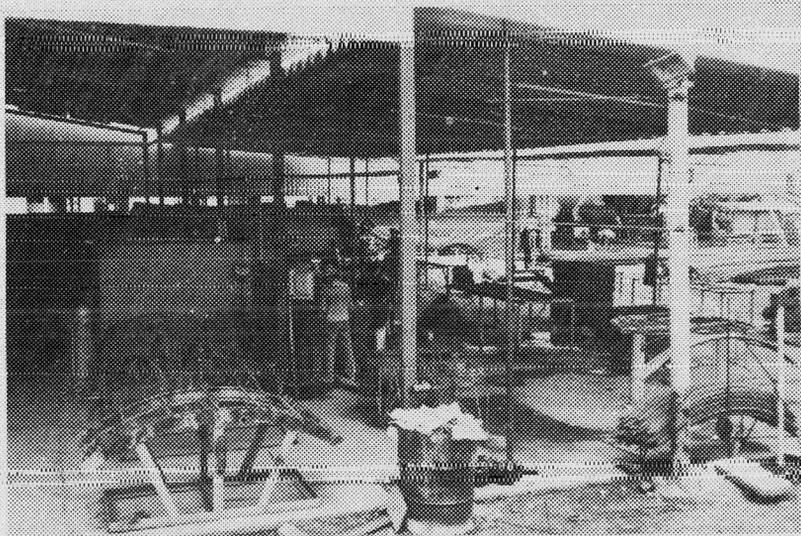


Fig. III-12 ARMAZON Y VARILLAS DE LAS DOVELAS.

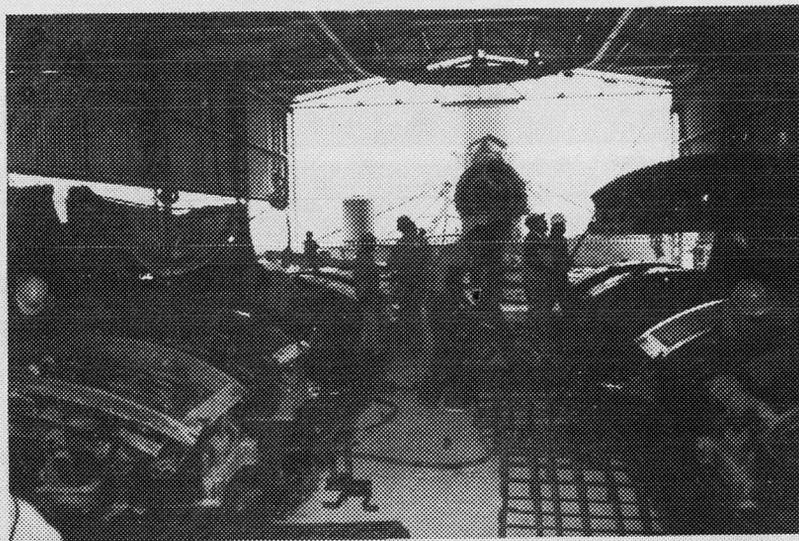


Fig. III-13 ZONA DE FRAGUADO A VAPOR DE LAS DOVELAS.

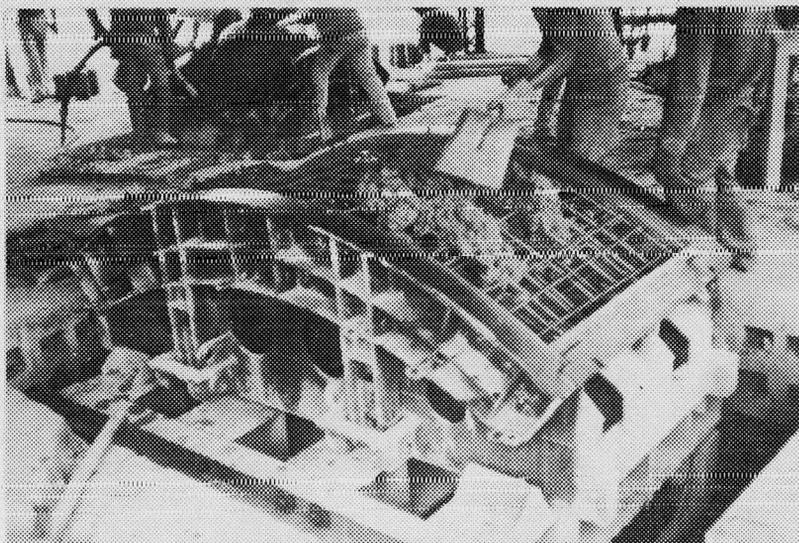


FIG. III-14 COLADO Y VIBRADO DE LAS DOVELAS.

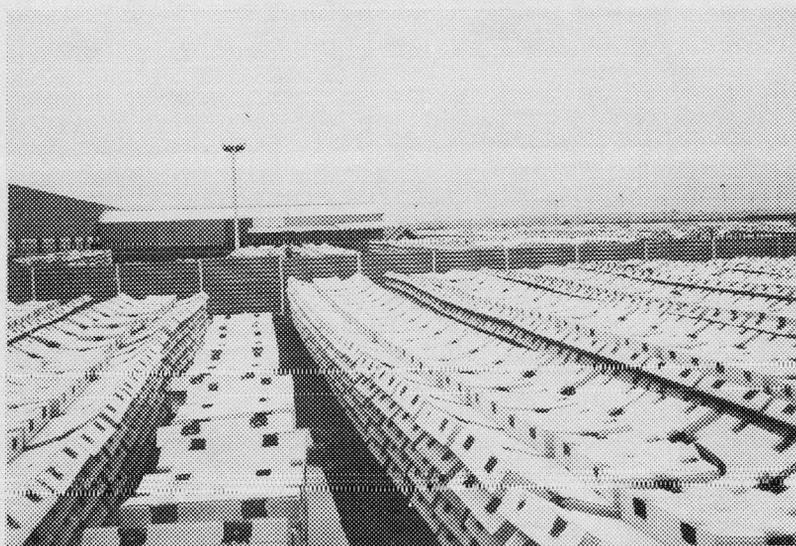


FIG. III-15 VISTA GENERAL DE DOVELAS TERMINADAS.

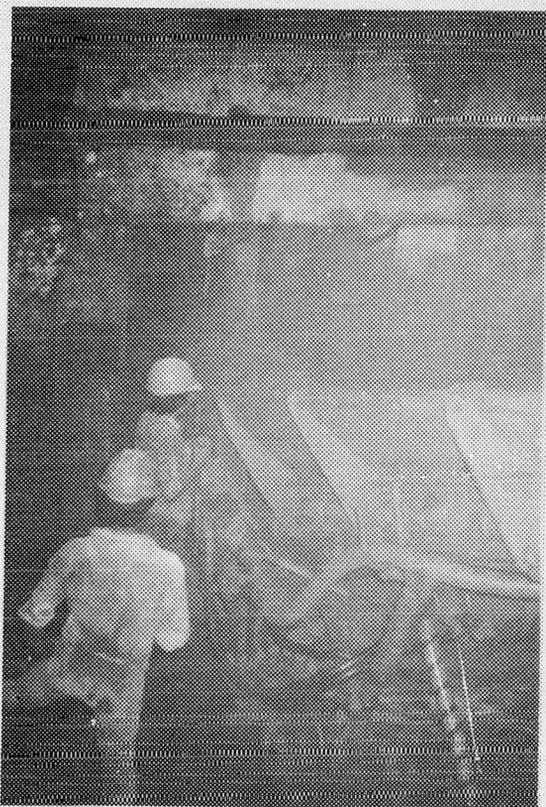


Fig. III-16 EXCAVACION Y REZAGA



Fig. III-17 ADEME DEL FRENTE.

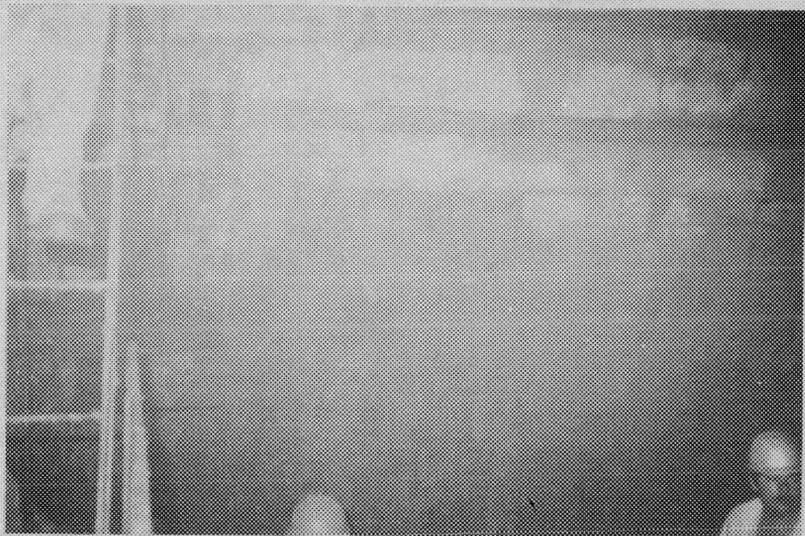


Fig. III-18 LEVANTAR COMPUERTA DE RESACA.

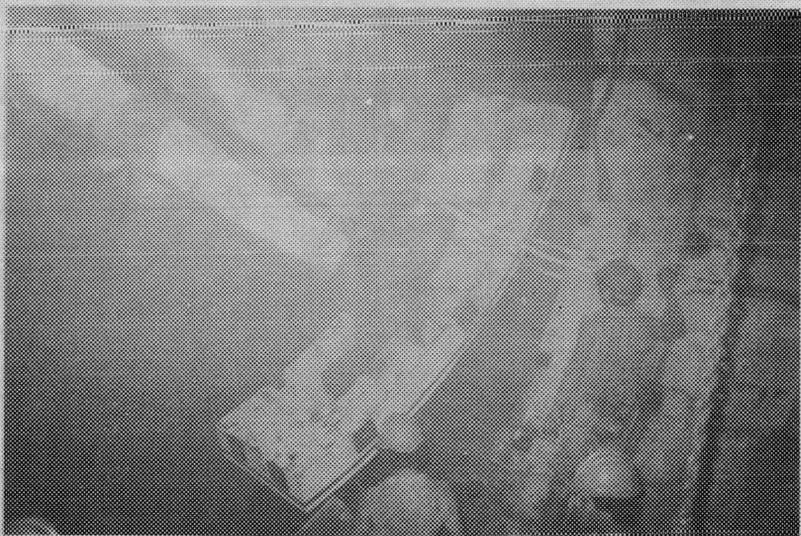


Fig. III-19 COLOCACION DE SEGMENTOS.



FIG. III-20 APRETAR TORNILLOS ENTRE SEGMENTOS.

La excavación tiene lugar en el frente y con relación a la seguridad, es la actividad más difícil en el tuneleo con escudos.

El tuneleo con escudo requiere excavar la sección completa, lo cuál no es una tarea fácil considerando que los escudos se utilizan en terrenos de baja resistencia y que se requiere estabilizar áreas que exceden los 50.00 mts².

La herramienta empleada para la excavación del frente, es función del grado de dureza del suelo, siendo común el uso de martillo neumático. Esta excavación se inicia al terminar un empuje del escudo y es simultanea a la colocación del último anillo.

La estabilización del frente se logra a base de tableros de madera, que son detenidos por los gatos frontales.

Una mampara en la parte posterior del escudo, que retiene el material producto de la excavación, es bajada para permitir el acceso a una máquina rezagadora con banda transportadora. Esta deposita el material en botes o cajas especiales, (ver la fig. III-21), que posteriormente se llevan con locomotoras a la lumbrera, donde son tomados por un malacate (ver la fig. III-22) para en superficie ser vaciados a una tolva y de ahí a camiones de volteo. Ver la fig. III-23.

Paralelamente a la excavación y rezaga, en el perímetro interior de la camisa del escudo, se hace una "ranura", para evitar que la camisa encuentre demasiada resistencia del suelo durante el avance.

Una vez terminada la excavación, rezaga y ademado en el

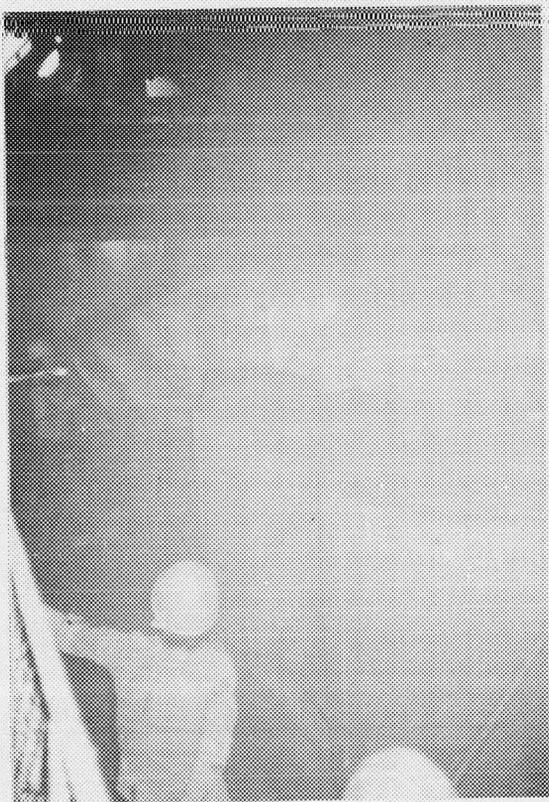


Fig. III-21 DEPOSITO DEL MATERIAL EXCAVADO EN BOTES.

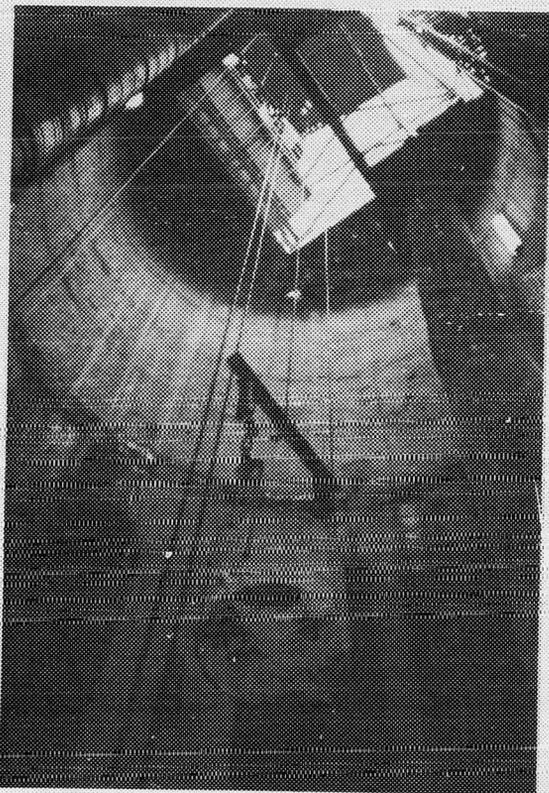


Fig. III-22 MALACATE.

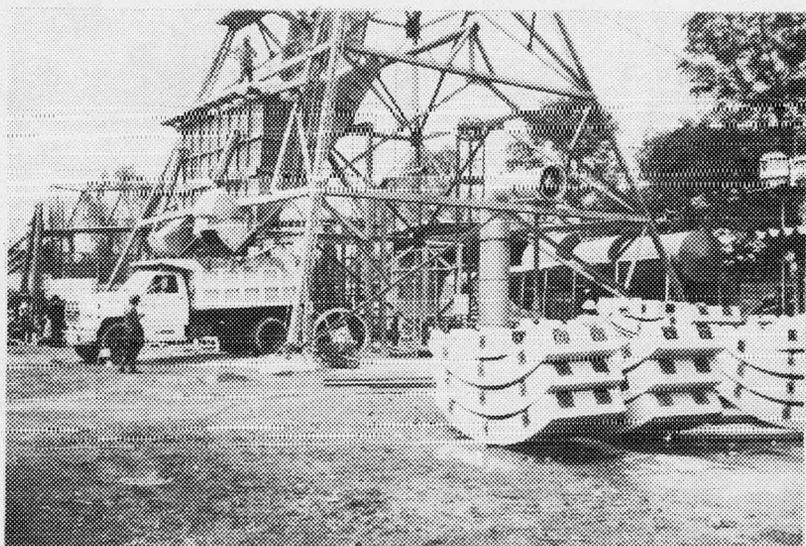


Fig. III-2) VACIADO DE REZAGA EN CAMIONES DE VOLTEO.

frente, se levanta la compuerta de rezaga para llevar a cabo el avance del escudo. Esta es una operación muy delicada del ciclo, ya que es la que define los alineamientos y pendientes proyectadas, por lo cual es muy importante realizar el avance con los gatos adecuados.

Terminado el avance se limpia la plastilla dentro del faldón del escudo para poder proceder al montaje del revestimiento primario.

Para la colocación de las dovelas, cada una de las piezas es bajada de una plataforma especial y tomada por un bra

zo erector que está montado en la parte posterior del escudo y cuya función es tomar cada uno de los segmentos y erigirlo hasta su posición dentro del faldón. El brazo puede girar - alrededor de su eje horizontal a cualquier posición que se - requiera y puede extenderse a retraerse; en su extremo tiene un dispositivo especial para sujetar el segmento.

A medida que el anillo se va ensamblando, los gatos de empuje se van retirando. A continuación se aprieta la tornillería que une los segmentos entre sí con el anillo anterior. Hecho esto se baja la compuerta de rezaga para iniciar otro ciclo.

Los anillos ya montados, tienden a adoptar una forma oval y no circular como lo pide el proyecto, por lo que se hace necesario colocar un par de puntales dotados con gatos mecánicos para su ajuste. Este apuntalamiento se conserva hasta después del inyectado del cuál se hablará adelante.

Es una práctica común en túneles construidos con escudos, el llenar con gravilla el espacio anular alrededor del ademe, ocasionando por el espesor del faldón, al avanzar el escudo.

La gravilla es introducida através de los agujeros de inyección, provistos en los segmentos de ademe.

Las ventajas de la inyección de gravilla son:

- a) La gravilla puede mantenerse hasta el faldón del escudo.
- b) Se puede ir colocando simultáneamente con el avance del escudo.

c) Es más barata que una inyección de cemento.

d) Forma un relleno efectivo.

El tamaño de la gravilla debe ser uniforme (4 a 6 mm)

F) INYECCIONES.

Generalmente a la gravilla le sigue una inyección de lechada de cemento que consolida al relleno previo de grava, -- llenando todos los huecos.

La inyección es una operación muy importante, por lo -- que se requiere de experiencia y criterio para elegir, a la vez, la consistencia y tamaño del grano apropiado y también la mayor presión de inyección permisible que no llegue a causar daños.

Los objetivos de la inyección son:

1.- Establecer un relleno compacto.

2.- Estabilizar el terreno circundante; lo cuál reduce la presión del suelo contra al ademe del túnel.

3.- Actúa como sello para el agua.

El objetivo inmediato de la inyección primaria es rellenar el espacio circular. Para la inyección secundaria, cuyo objeto es sellar y estabilizar, se requiere esperar a que -- los movimientos del terreno debido a la construcción del túnel finalicen y los asentamientos alcancen su condición de -- equilibrio. ' .

G) ABATIMIENTO DEL NIVEL FREÁTICO

Previo al paso del escudo, es necesario abatir el nivel freático, para ello se realizan perforaciones, espaciadas 15 metros y sobre dos líneas paralelas al eje del túnel, y a 6

metros a cada lado de éste. Las perforaciones se llevan hasta un nivel bajo la plantilla del túnel, igual a dos veces el diámetro de éste; y en ellas se instalan bombas sumergibles.

Para conocer la presencia de cargas hidrostáticas en lentos aislados que no pueden ser drenadas por los pozos, se instalan piezómetros del tipo abierto o casagrande, a la profundidad de la plantilla del túnel.

Además con objeto de conocer los movimientos superficiales, se instalan bancos de nivel al eje del túnel y a ambos lados del mismo.

H) TOPOGRAFIA.

El uso de sistemas laser en la construcción de túneles sirve no sólo para reducir costos, si no para mejorar la exactitud, reducir pérdidas y proporcionar mayor seguridad.

En túneles con escudos en suelos blandos, el uso de un laser con tarjetas computadas, elimina mucho tiempo de chequeo después de cada empuje ayudando a acelerar el ciclo. El escudo puede ser dirigido únicamente por el operador, y el turno de topógrafos debe concentrar su atención a comprobar constantemente la colocación del laser, tarjetas y puntos intermedios (o puntos de control), sin presión de ninguna especie y sin interferir con las actividades del ciclo.

Una multitud de lasers y montajes se consiguen comercialmente, pero la combinación más conveniente proyecta la luz del laser através del sistema óptico de un teodolito, de manera que ángulos horizontales y verticales puedan girarse --

convenientemente con precisión.

I) RENDIMIENTOS.

El avance máximo mensual obtenido en excavación con escudo ha sido de 180 mts. El máximo diario de 9 metros y el promedio general de 5.50 mts. Estos rendimientos permiten - cumplir los programas de obra.

III-2-3-3 EXCAVACION CON ESCUDO DE FRENTE CERRADO.

Este método varía del de frente abierto solamente en el frente de ataque ya que, cuando el terreno es particularmente movedizo y la sección del túnel es grande, se corre el riesgo de que se produzcan desprendimientos peligrosos; para evitar este peligro, se cierra el escudo en la parte delante ra mediante un tabique transversal metálico que se apoya con tra el terreno y le sostiene. En ese tabique se practican a berturas que se cierran mediante puertas y que se abren u tras otras para quitar el terreno avanzando al mismo tiempo que se empuja el escudo hacia adelante.

Este método de trabajo con escudo permite atravesar con completa seguridad terrenos de pequeña cohesión. Es costoso, pues exige operaciones complicadas, de las que, la mas impor tante es la construcción y puesta en posición del escudo pa ra su arranque de trabajo o de partida.

III-2-3-4 EXCAVACION CON ESCUDO Y AIRE COMPRIMIDO.

El principio utilizado es cerrar el túnel mediante una esclusa, enviando aire comprimido a su parte delantera que forma una cámara de trabajo en la que se realiza la excava- ción en seco bajo la protección del escudo.

La esclusa puede estar fija en el túnel ya construido , comprendiendo dos cámaras de compresión y descompresión con puertas impermeables que se abren y cierran según la etapa - en que se encuentren, (ver la fig. III-24). El intervalo entre estas dos cámaras de trabajo, constituye la esclusa propiamente dicha, que debe ser bastante larga para permitir el paso de las vagonetas de escombros.

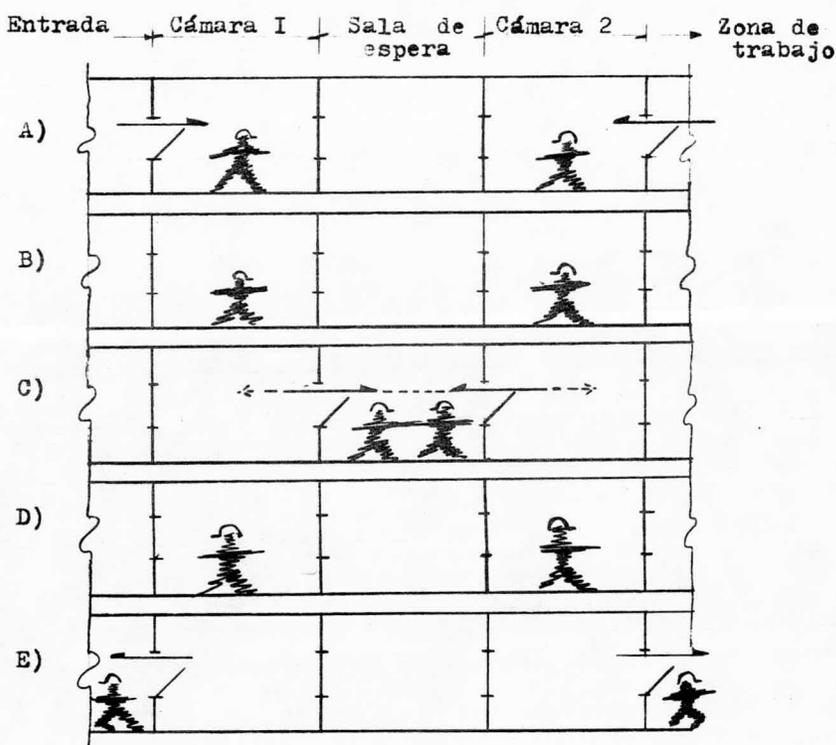


Fig. III-24 ESCLUSA DE TRABAJO.

De la figura III-24

A).- La cámara I está a la presión atmosférica --- (ver la fig. III-25), la sala de espera a una presión constante baja ($.200 \text{ Kg} / \text{cm}^2$); que sirve para descompresurizar a los trabajadores que regresan del área de trabajo y como punto intermedio para el acceso del mismo (ver la fig. - III-26). La cámara 2 está a una presión igual a la del área de trabajo (esta presión depende de la requerida en el frente de ataque para estabilizar el mismo, aproximadamente es de $1.00 \text{ Kg} / \text{cm}^2$ y de 1.50 max.) Ver la fig. III-27.

B).- La cámara I y 2 se presurizan y descompresurizan a una presión igual a la de la sala de espera.

C).- Estando las cámaras I y 2 a una presión igual a la de la sala de espera se puede pasar tanto a la I para salir como a la 2 para entrar a la zona de trabajo.

D).- La cámara I se descompresuriza hasta llegar a la presión atmosférica, la cámara 2 se presuriza hasta llegar a la presión que impera en la zona de trabajo. (ver la fig. III-28)

E).- Quedando la sala de espera a su presión de trabajo, las otras permiten tanto la salida en la cámara I como la entrada en la 2.

Se trabajan normalmente tres turnos en la construcción del túnel, por lo que siempre hay tres operadores en la esclusa, uno a la entrada de la cámara I, (ver la fig. III-29) otro en la sala de espera y uno más en la zona de trabajo; - estos están siempre en contacto por teléfono para hacer más fluido el acceso y salidas de los trabajadores.

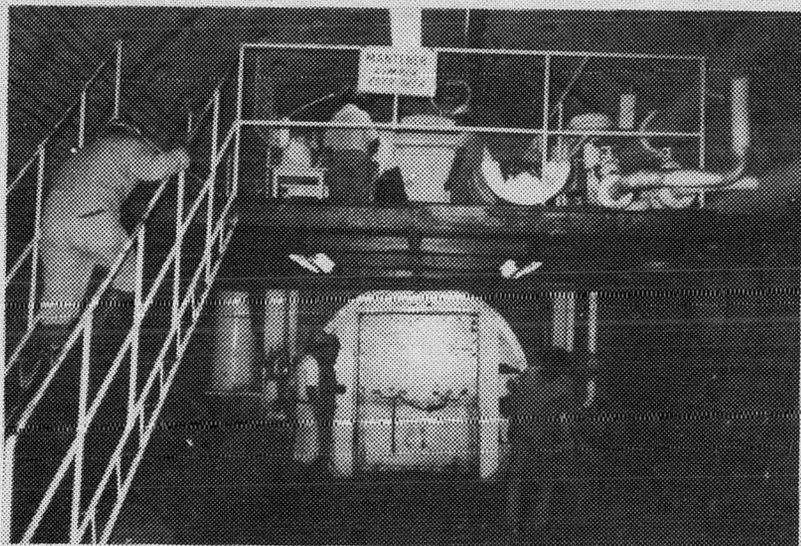


Fig. III-25 ENERADA A LA ENCLUSA .

Arriba la entrada para los trabajadores y abajo para los depósitos de resaca.

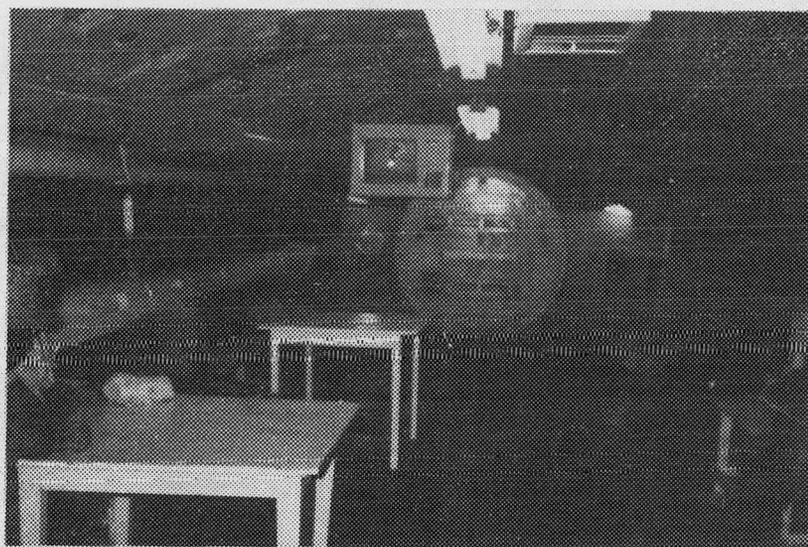


Fig. III-26 SALA DE ESPERA.



Fig. III-27 ENTRADA A LA CAMARA 2, DESDE LA ZONA DE TRABAJO

Trabajadores de regreso en cámara 2 a una presión igual a la del túnel en zona de trabajo, la cuál se descomprime a una presión igual a la de la sala de espera; para que los trabajadores se descompresuricen un lapso de tiempo que depende directamente de las horas que estuvieron en el frente trabajando.



Fig. III-28 CAMARA 2

Trabajadores presurizándose para poder ingresar a la zona de trabajo.

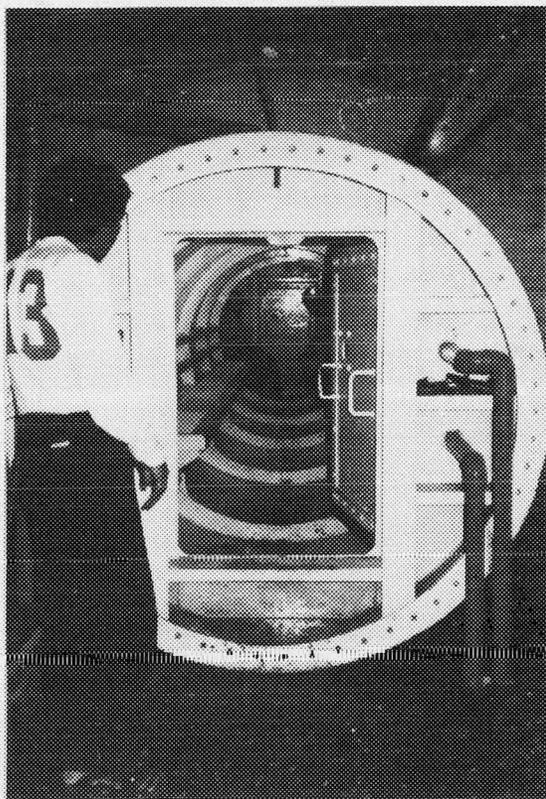


Fig. III-29 OPERADOR DE ESCLENA.

Esta disposición tiene el inconveniente de exigir la ejecución de todas las obras de construcción del túnel en aire comprimido ya que no es posible desplazar continuamente la esclusa para seguir el alargamiento del túnel.

En una solución más frecuente, la esclusa está colocada en el escudo, del que forma parte, encontrándose la sección trazera del túnel a presión normal, mientras que en la parte delantera hay una cámara de trabajo que, por otro lado, si el terreno es muy malo, puede estar cerrada en su parte frontal por una esclusa transversal con puertas.

III-2-3-5 EXCAVACION CON ESCUDO DE LODO BENTONITICO.

La manera que trabaja es con un sistema de estabilización del frente a base de presión con lodos bentoníticos. Se requiere para su mayor funcionalidad, y para reducir costos, la instalación de una planta de tratamiento para separación. Cabe aclarar que para el caso particular de la Ciudad de México se debe aceptar que para la utilización de un escudo de bentonita no es necesario esta, pues la arcilla suave del valle de México contiene minerales del tipo de la montmorillonita, que es el mismo tipo de la bentonita y por lo tanto el proceso de separación de este material y del producto de la excavación sería muy difícil y sumamente costoso, por lo que debe aceptarse de antemano que la bentonita no podrá recuperarse, lo que implica un gasto adicional al que resulta en la práctica normal con este tipo de máquinas.

Un escudo similar a este es el de presión balanceada

con ductos para agua ó bentonita. Su funcionamiento permite introducir agua o mezclas de agua y bentonita al frente, con objeto de que, en caso necesario, se pueda mezclar el agua con la arcilla producto de la excavación para regular su plasticidad y poder establecer un mejor control de la distribución de la presión que se induzca en el frente; en otro caso, si se llegaran a encontrar estratos de arena de espesor considerable (40 ó 50 cms), podría resultar conveniente la introducción de mezclas de agua y bentonita para evitar la sedimentación de la arena en la cámara de presión; estos conductos son una instalación relativamente sencilla y permitirán tener un mejor control de la presión y de la plasticidad del material producto de la excavación.

Haciendo un análisis comparativo de escudos de bentonita y el de presión balanceada para formar túneles en particular en la Ciudad de México tenemos que:

FACTORES DE COMPARACION	ESCUDO DE BENTONITA	ESCUDO DE PRESION BALANCEADA.
	sin planta de separación.	con ductos para agua o bentonita.

1.- Control de presión en el frente.	Solo de tipo hidrotático.	Puede ajustarse con los gatos perimetrales.
--------------------------------------	---------------------------	---

2.- Estado y manejo del producto de la excavación	Líquido. Manejo solo por bombeo y vaciado en vehiculos cerrados y sellados el túnel y en el exterior.	Plástico. Manejo con transportes convencionales en el exterior.
---	---	---

- 3.- Preparación del sitio de desecho. Deben construirse bordos de contención. -'No se requiere alguna en particular.
- 4.- Aprovechamiento posterior del sitio de desecho. Dificil Puede lograrse con tratamientos. Menos dificil.
- 5.- Manejo de gravas en el producto excavado Pueden asentarse en el frente, dañando a los taponeadores, requieren separación y trituración. Son extraídos junto con el material excavado.

En las figuras, de la III-30 a la III-4I, se muestran las características principales del ciclo de operación y de su construcción de un túnel, con escudo de presión balanceada.

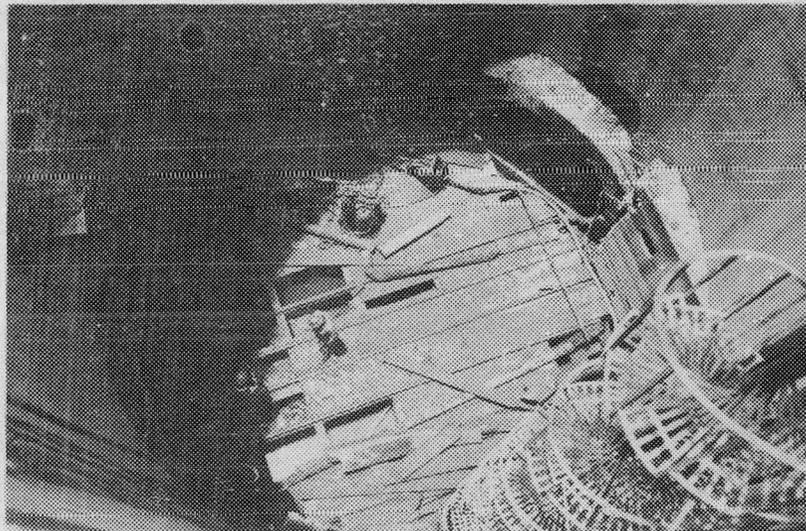


Fig. III-30 LUMBRERA DE ACCESO.

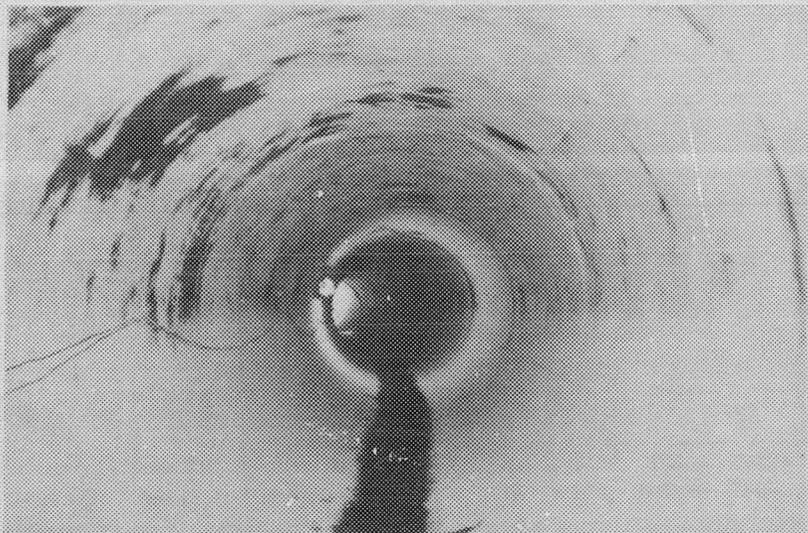


Fig. III-31 TUNEL TERMINADO.

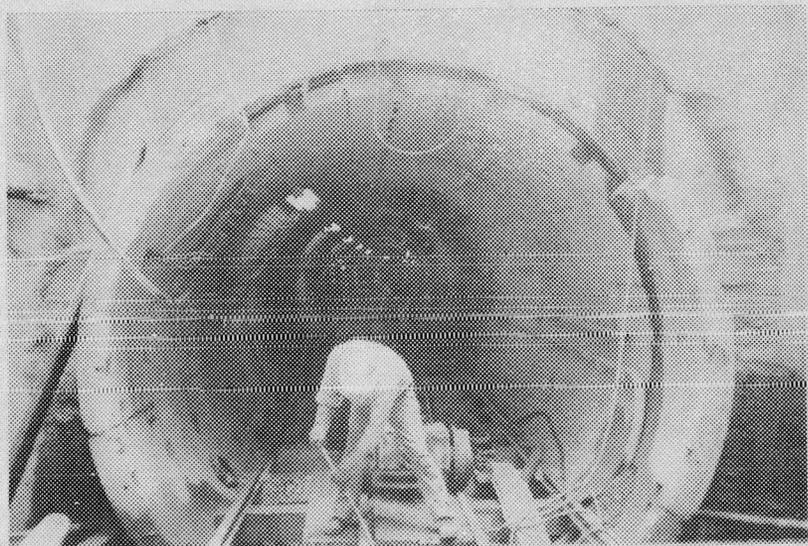


FIG. III-32 REVESTIMIENTO PRIMARIO (DOVELAS).



FIG. III-33 EQUIPO DEL ESCUDO.

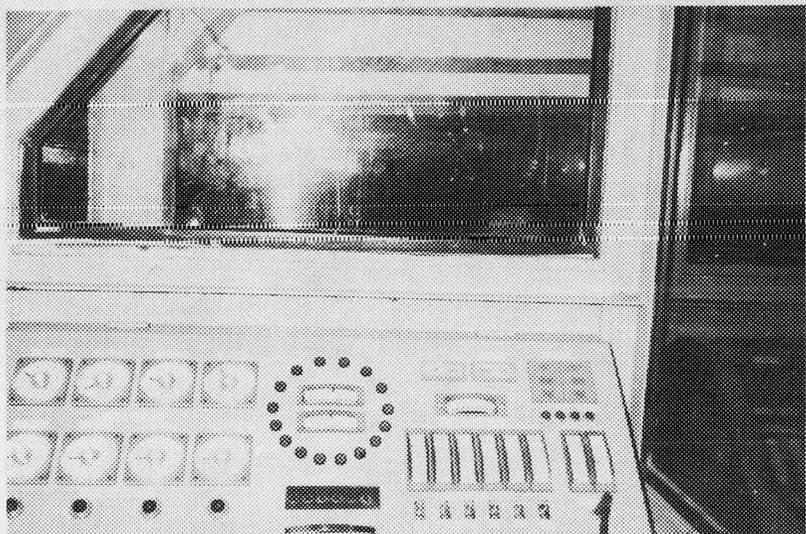


FIG. III-34 GABINA DE OPERACION DEL ESCUDO.

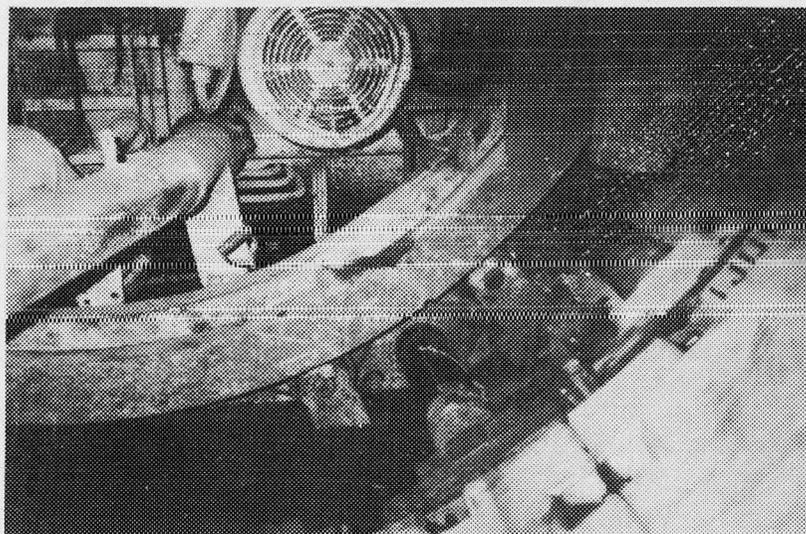


FIG. III-35 EMPUJE DE LOS GATOS HIDRAULICOS.

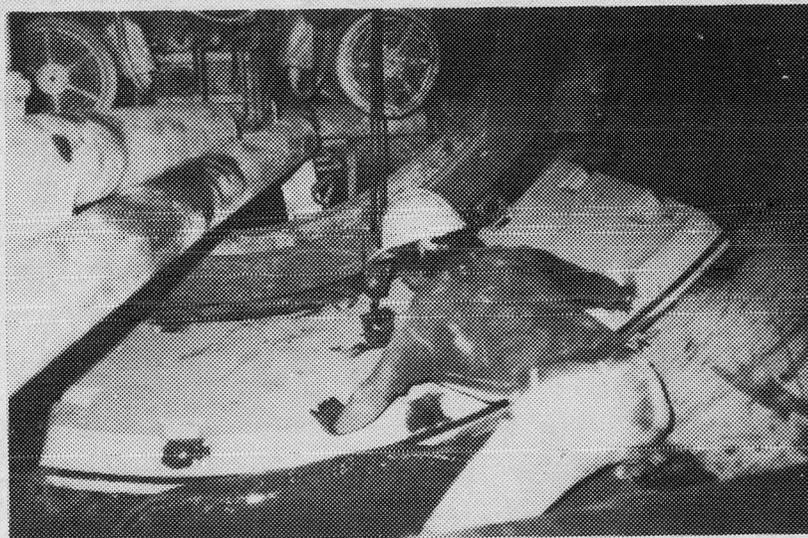


Fig. III-36 COLOCACION DE SEGMENTOS.



Fig. III-37 COLOCACION DEL SEGMENTO DE REMATE.

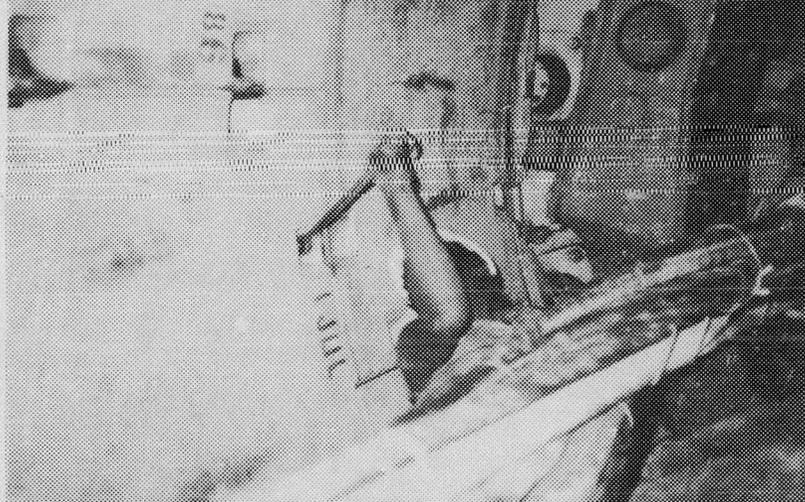


Fig. III-38 ATORNILLAMIENTO DE SEGMENTOS.

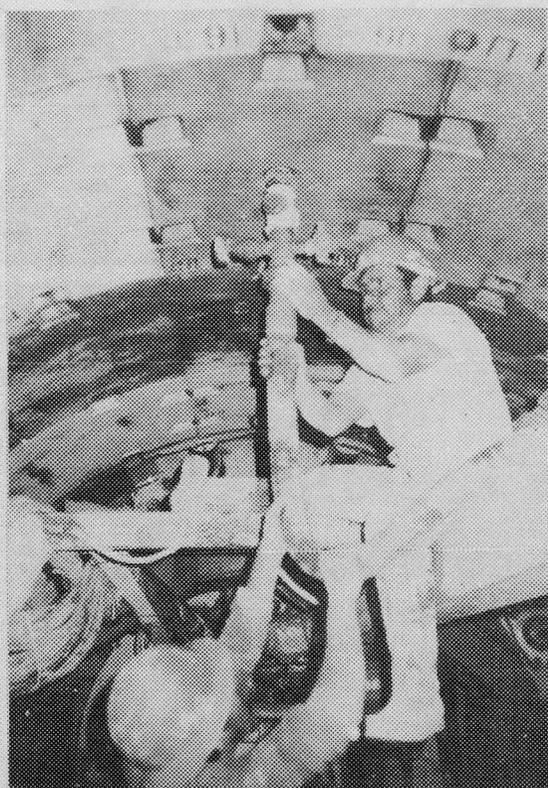


Fig. III-39 INYECCION DE MORTERO.

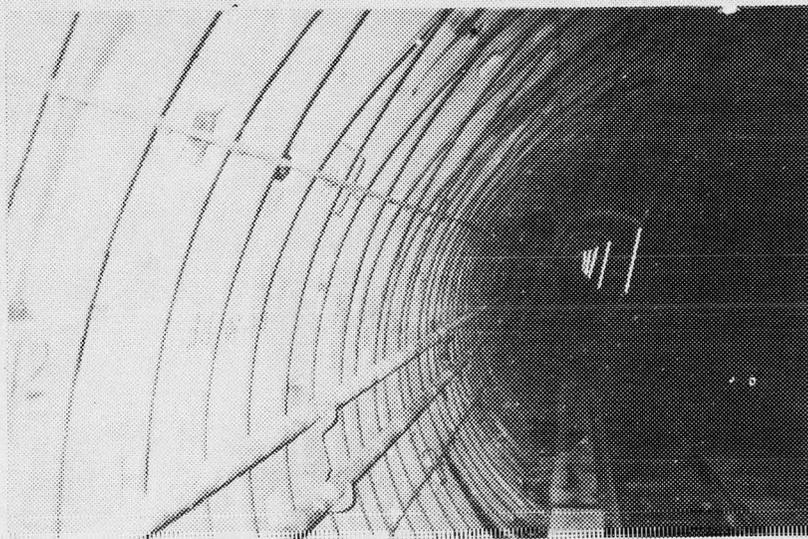


Fig. III-40 HABILITACION DE ARMADO .

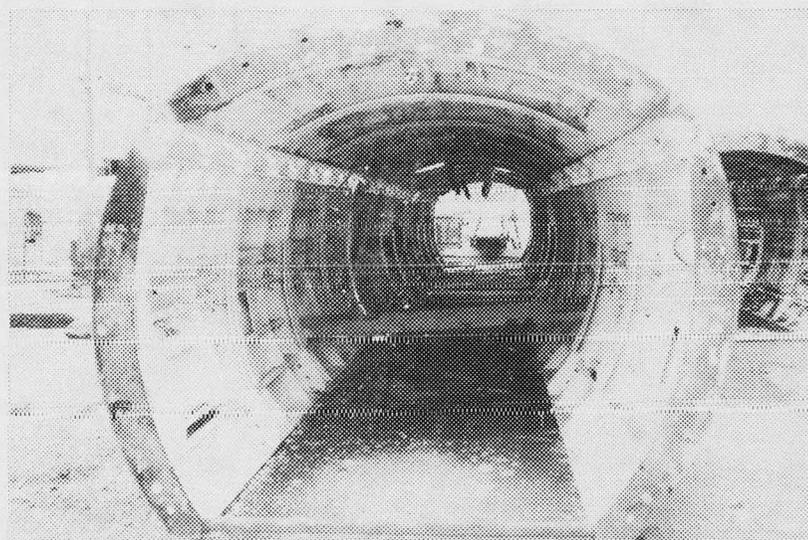


Fig. III-41 ADEME METALICO CORREDIZO PARA SOLAR EL REL-
VESTIMIENTO DEFINITIVO.

III-3 CONSTRUCCION DE TUNELES EN LA CIUDAD DE MEXICO.

III-3-1 CLASIFICACION DEL SUELO.

La Cd. de México está desplantada sobre el fondo del lago de texcoco, particularmente al oriente y norte. Por otro lado, la zona poniente se desarrolla sobre las estribaciones de la sierra de las cruces y al sur, varias colonias están asentadas sobre las lavas emitidas hace aproximadamente 2500 años por el Xistle. Esta descripción permite subdividir el área urbana en tres grandes zonas; lago, transición y lomas. Ver la fig. III-42.

III-3-2 TUNELES EN LA ZONA DE LOMAS.

En lo que se refiere a sus condiciones geotécnicas en esta zona predominan las tobas formadas por depósitos de arenas limosas a limos arenosos con cementación variable de baja cohesión (de 5 a 10 t/m²) a muy alta (mayor de 50 t/m²) ; su comportamiento mecánico es típico de los suelos duros - cohesivo-friccionante parcialmente saturados y son generalmente materiales frágiles con excepción de las tobas blandas. Su módulo de rigidez varía entre 500 y 5 000 Kg/cm² y su ángulo de fricción interna de 25° a 40°.

Por otro lado, en lo tocante a los procedimientos constructivos en esta zona, podemos decir que la alta resistencia al corte de éstos suelos permite la excavación a frente abierto y sección completa, utilizando equipo convencional e escudo; el ademe del túnel puede revolverse con un revestimiento único formado por concreto lanzado o dovelas precoladas. En ambos casos, debe garantizarse un apoyo perfecto del terreno sobre el revestimiento durante la construcción para

prevenir asentamientos superficiales excesivos.

En la Cd. de México se han construido en la zona de Lomas túneles para el servicio de drenaje; ejemplo de ello es el emisor Central 8-9 A. Su construcción se logró al abatir el nivel freático y excavando con galería, media sección sección completa y colado simultáneo.

III-3-3 TUNELES EN LA ZONA DE TRANSICION.

Esta zona se caracteriza por la presencia de una capa de suelos aluvio-lacustres de espesor variable entre 5 y 15 mts, que en el pavimento de la ciudad sobreyace a tobas redepositadas de consistencia blanda a dura, y en el sur, a depósitos aluviales de gravas, arenas y limos, a veces ligeramente cementados. Los depósitos aluvio-lacustres son suelos de consistencia media, cuya cohesión varía de 5 a 10 t/m² y su ángulo de fricción de 20° a 35°, el módulo de rigidez de 50 a 200 Kg/cm². Las tobas redepositadas son suelos duros parcialmente saturados, compuestos por mezclas de arenas y limos producto del transporte y deposición aluvial de partículas erosionadas de los materiales piroclásticos que afloran hacia el poniente del Valle de México; su cementación varía de blanda a media, con cohesiones de 5 a 25 t/m² y módulos de rigidez de 500 a 2500 Kg/cm²; con frecuencia se encuentran capaz de arena azul o pumítica ligeramente cementadas, con espesores de 0.5 a 1.5 mts. intercaladas con los estratos de toba. Los depósitos aluviales del sur tienen compacidad relativa media a alta; su cohesión varía de 3 a 10 t/m² su ángulo de fricción de 30° a 45° y su módulo de rigidez de

200 a 1000 Kg/cm² dependiendo de la distancia a la zona de lomas, estos suelos se encuentran por debajo o arriba del nivel freático.

La construcción de estos túneles es en base a excavación a frente abierto y revestimiento de concreto lanzado, así como con escudo y anillos de dovelas expandibles, en tramos donde el túnel está bajo el nivel freático NAF, se ha recurrido al abatimiento previo de éste. Uno de los túneles que destacan, ya contruido, es el Interceptor Central excavado con éxito mediante escudos abiertos con dovelas de concreto, en ocasiones fue necesario abatir el NAF.

III-3-4 TUNELES EN LA ZONA DEL LAGO.

Las condiciones de ésta zona son caracterizadas por los depósitos de arcillas lacustres saturadas blandas de alta compresibilidad, con espesor variable entre 20 y 80 mts., cubiertos por una costra superficial de limos arenosos con pequeños contenidos de arcilla. La costra superficial ha sido sometida a secado solar, fenómeno al que debe su alta consistencia; su espesor varía de pocos centímetros en el centro del lago de Texcoco, hasta unos 6 mts en el poniente y sur de la Ciudad; su cohesión es de 5 a 15 T/m², con ángulos de fricción del orden de 25° en condiciones no drenadas. La resistencia al corte no drenada de las arcillas varía de 1 t/m² en la zona virgen del oriente, a 5 T/m² en la zona preconsolidada del centro de la Ciudad.

Los procedimientos constructivos en ésta zona han sido básicamente con escudo de frente con aire comprimido y escu-

de de frente cerrado con presión balanceada a base de agua o lodo coloidal ;el primero se realiza estabilizando el frente con el auxilio de aire comprimido a una presión máxima de 1.5 atmósferas, el segundo es en base a una presión aplicada al frente per una suspensión de lodo coloidal por lo menos igual al 70% de la presión vertical total inicial al nivel del eje del túnel $\delta \cdot H_0$, con lo cual la descarga total del suelo es de $0.3 \cdot \delta H_0$, aproximadamente; ésta condición de descarga indujo esfuerzos relativamente bajos en la arcilla blanda per lo que los desplazamientos del frente fueron pequeños. Se inyecta un mortero de cemento y arena en el espacio anular entre el revestimiento de dovelas atornilladas y el terreno, operación que se efectúa inmediatamente detrás del faldón del escudo. Este método es el que actualmente es utilizado en el colector Iztapalapa, donde se presentan asentamientos máximos menores de 2 cms. en la superficie del terreno, valor que corresponde aproximadamente a la mitad de la descarga del frente y el resto al ajuste entre el suelo y el revestimiento.

IV Deducción de fórmulas para determinar los elementos mecánicos que actúan en un túnel de sección circular

IV DEDUCCION DE FORMULAS PARA DETERMINAR LOS ELEMENTOS MECANICOS QUE ACTUAN EN UN TUNEL DE SECCION CIRCULAR

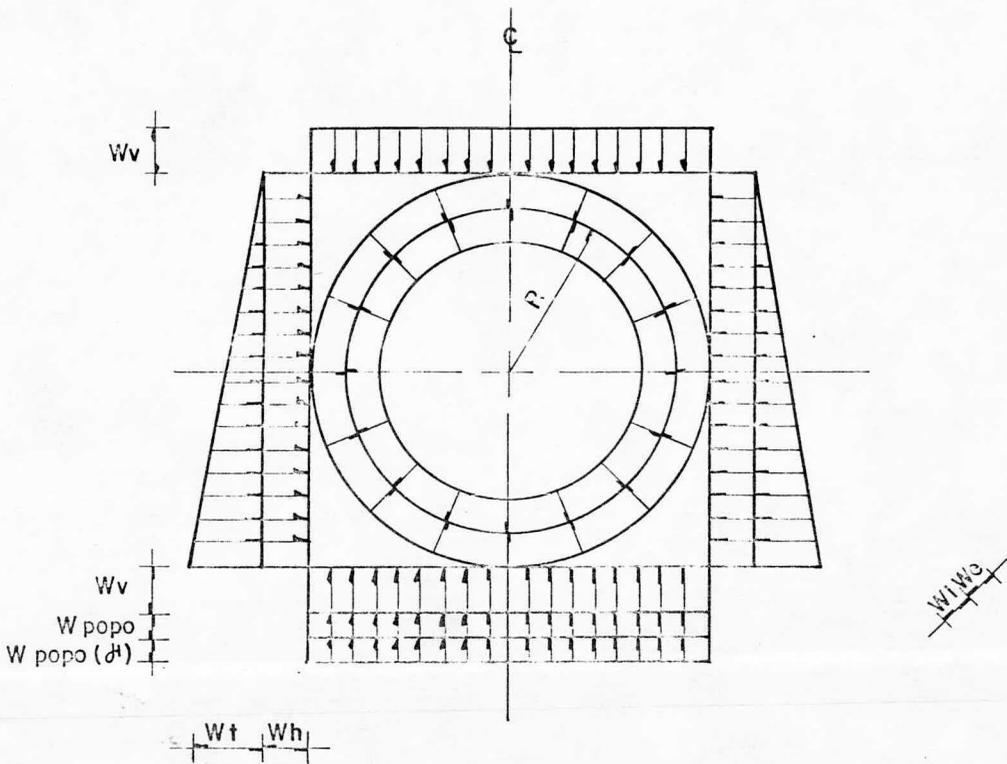
Las fórmulas que se deducen en éste capítulo son para determinar los elementos mecánicos; momento flexionante M , fuerza cortante V , y tensión circunferencial T , en cualquier punto de la circunferencia para un estado de cargas actuantes. Estas cargas son: vertical, horizontal, triangular, por peso propio, por peso propio del líquido, por la presión externa y por la presión interna. Ver la fig. IV-1.

Debido a que la sección es circular, la deducción de fórmulas se integra únicamente de cero a 180 grados, por su simetría, considerando que los elementos mecánicos de un lado son iguales a los del otro. El sentido positivo de los elementos mecánicos esta ilustrado en la fig. IV-2.

Para la deducción de éstas fórmulas se utilizaron las ecuaciones dadas por Raymond J. Roark en su libro "FORMULAS FOR STRESS AND STRAIN".

De la fig. IV-2, ϕ significa el ángulo de integración que determina de dónde a dónde y en que sentido se van calculando los elementos mecánicos a una distancia o ángulo X en radianes.

Tomando como parámetros generales que: $S = \sin \phi$ y $C = \cos \phi$ para la deducción de fórmulas, $Z = \sin X$ y $U = \cos X$ para simplificar las ecuaciones; se encontraron los elementos mecánicos para cada uno de los estados de carga por separado.



DE DONDE

R = RADIO

W_v = CARGA VERTICAL

W_h = CARGA HORIZONTAL

W_t = CARGA TRIANGULAR

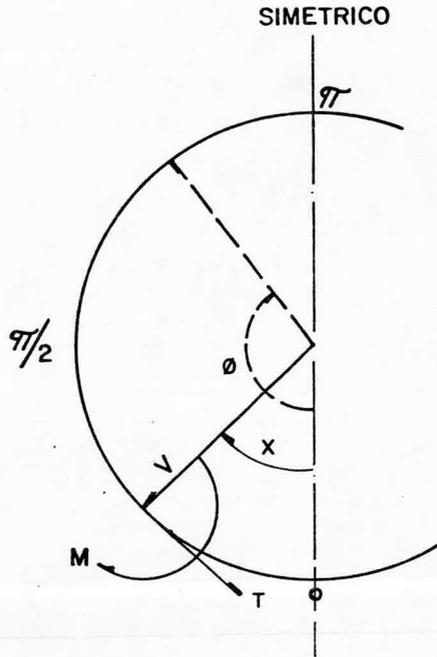
W_{popo} = CARGA DEL PESO PROPIO

$W_{popo}(d')$ = CARGA DEL PESO PROPIO DEL LIQUIDO

W_e = PRESION EXTERIOR

W_i = PRESION INTERIOR

FIG. IV-1. "ESTADO DE CARGAS GENERAL"

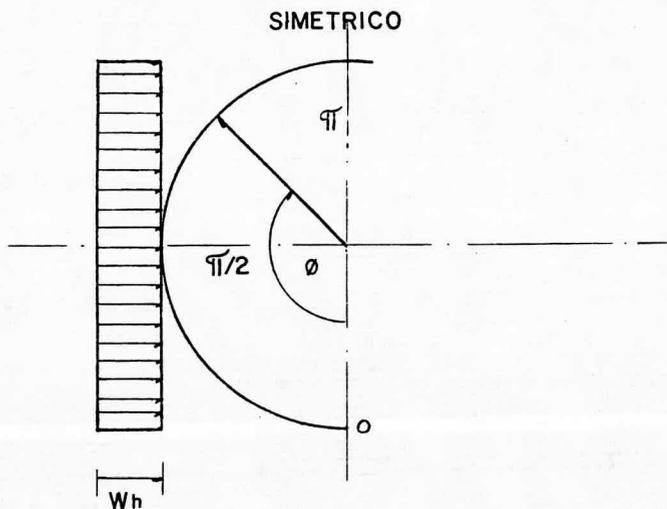


DE DONDE :

- ϕ = ANGULO DE INTEGRACION
- x = ANGULO EN RADIANES
- M = MOMENTO
- V = FUERZA CORTANTE
- T = TENSION CIRCUNFERENCIAL

FIG : IV-2... "SENTIDO POSITIVO DE LOS ELEMENTOS MECANICOS"

IV-I BAJO LA CARGA HORIZONTAL (W_h)



Si $W_h = w$

Para $X = 0$ hasta $X = \varphi$

Cuando $\varphi = \pi$

De los parámetros generales

$$S = \text{sen } \varphi = \text{sen } \pi = 0$$

$$C = \text{cos } \varphi = \text{cos } \pi = -1$$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = M_1 - T_1 R(I-U) - I/2wR^2(I-U)^2$$

de donde:

$$M_1 = wR^2 \left[I/\pi(2/3S - \phi C + I/3SC^2 + I/2\phi C^2 - 3/4SC + I/4\phi) - I/2 + C - I/2C^2 \right]$$

sustituyendo los valores de ϕ , S y C en la ecuación de M_1 , tenemos que,

$$M_1 = wR^2 \left[I/\pi(2/3(0) - \pi(-I) + I/3(0)(-I)^2 + I/2\pi(-I)^2 - 3/4(0)(-I) + I/4\pi) - I/2 + (-I) - I/2(-I)^2 \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$M_1 = - I/4 w R^2$$

tambien,

$$T_1 = wR \left[I/\pi(2/3S + I/3SC^2 - \phi C) + C - I \right]$$

sustituyendo los valores de ϕ , S y C en la ecuación de T_1 , tenemos que,

$$T_1 = wR \left[I/\pi(2/3(0) + I/3(0)(-I)^2 - \pi(-I)) + (-I) - I \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$T_1 = - w R$$

finalmente sustituyendo los valores de M_1 y T_1 en la ecuación de momento flexionante tenemos que,

$$M = (-I/4wR^2) - (-wR)R(I-U) - I/2wR^2(I-U)^2$$

y efectuando las operaciones,

$$\underline{M = w R^2 (I/4 - U^2/2)}$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = T_1 U + w R (I-U) U$$

sustituyendo directamente el valor de T_1 , ya determinado, tenemos que,

$$T = (-w R) U + w R (I-U) U$$

y efectuando las operaciones,

$$\underline{T = - w R U^2}$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = - T_1 Z - w R (I-U) Z$$

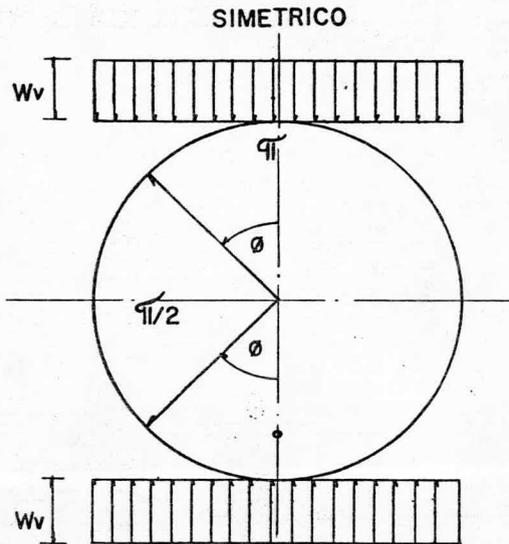
sustituyendo directamente el valor de T_1 , ya determinado, tenemos que,

$$V = -(-w R) Z - w R (I-U) Z$$

y efectuando las operaciones,

$$\underline{V = w R Z U}$$

IV-2 BAJO LA CARGA VERTICAL (W_v)



Si $W_v = w$

Para $X = 0$ hasta $X = \varphi$

Cuando $\varphi = \pi/2$

De los parámetros generales

$$S = \text{sen } \varphi = \text{sen } \pi/2 = 1$$

$$C = \text{cos } \varphi = \text{cos } \pi/2 = 0$$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = M_1 - w R^2 (I/2 Z^2)$$

de donde:

$$M_1 = wR^2 \left[I/\pi (I/2 \phi + \phi S^2 + 3/2 SC) - I/2 S^2 \right]$$

sustituyendo los valores de ϕ , S y C en la ecuación de M_1 ,
tenemos que,

$$M_1 = wR^2 \left[I/\pi (I/2 (\pi/2) + \pi/2(I)^2 + 3/2 (I)(0) - I/2 (I)^2 \right]$$

y efectuando las operaciones.

$$M_1 = 1/4 w R^2$$

finalmente sustituyendo el valor de M_1 en la ecuación de momento flexionante tenemos que,

$$M = (1/4 w R^2) - w R^2 (I/2 Z^2)$$

y efectuando las operaciones,

$$M = w R^2 (I/4 - Z^2/2)$$

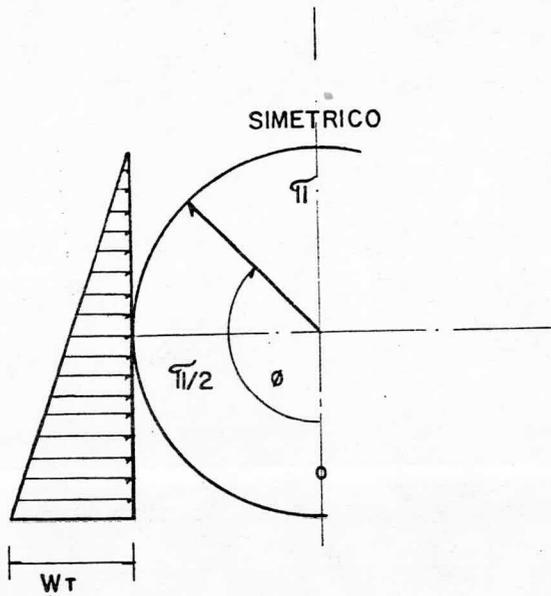
TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = - w R Z^2$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = - w R Z U$$

IV-3 BAJO LA CARGA TRIANGULAR (w_t)



De donde:

$$W_t = w R (1 - \cos \varphi)$$

Para $X = 0$ hasta $X = \varphi$

Cuando $\varphi = \pi$

De los parámetros generales

$$S = \text{sen } \varphi = \text{sen } \pi = 0$$

$$C = \text{cos } \varphi = \text{cos } \pi = -1$$

Para efectos de cálculo , en la ecuación de la carga triangular , sustituimos el valor de "cos φ" y despejamos "w".

$$Wt = w R [I - (-I)]$$

$$Wt = 2 w R$$

por lo tanto

$$w = \frac{Wt}{2 R}$$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = M_1 - T_1 R (I-U) + w R^3 \left[\frac{I}{6} (I-U)^3 - \frac{I}{2} (I-C)(I-U)^2 \right]$$

de donde:

$$M_1 = wR^3 \left[\frac{I}{\pi} (I/8\varphi + I/9S - I/4\varphi C - I3/24SC + II/36SC^2 + I/2\varphi C^2 - I/12SC^3 - I/6\varphi C^3) - I/6(I-C)^3 \right]$$

sustituyendo los valores de φ, S y C en la ecuación de M₁ , tenemos que,

$$M_1 = wR^3 \left[\frac{I}{\pi} (I/8\pi + I/9(0) - I/4\pi(-I) - I3/24(0)(-I) + II/36(0)(I)^2 + I/2\pi(-I)^2 - I/12(0)(-I)^3 - I/6\pi(-I)^3) - I/6(I - (-I))^3 \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$M_1 = - 7/24 w R^3$$

también,

$$T_1 = wR^2 \left[\frac{I}{\pi} (I/8\varphi + I/2\varphi C^2 - I3/24SC - I/12SC^3) - I/2(I-C)^2 \right]$$

sustituyendo los valores de φ, S y C en la ecuación de T₁ , tenemos que,

$$T_1 = wR^2 \left[\frac{I}{\pi} (I/8\pi + I/2\pi(-I)^2 - I3/24(0)(-I) - I/12(0)(-I)^3) - I/2 (I - (-I))^2 \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$T_1 = - 11/8 w R^2$$

finalmente sustituyendo los valores de M_1 , T_1 y C en la ecuación de momento flexionante tenemos que,

$$M = (-7/24 w R^3) - (-11/8 w R^2) R(I-U) + w R^3 \left[\frac{1}{6}(I-U)^3 - \frac{1}{2}(I - (-I))(I-U)^2 \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$M = w R^3 \left(\frac{3}{12} + \frac{U}{8} - \frac{U^2}{2} - \frac{U^3}{6} \right)$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = T_1 U + w R^2 \left[\frac{1}{2}(I-2U + U)(I-U) U \right]$$

sustituyendo directamente el valor de T_1 , ya determinado, y C tenemos que,

$$T = (-11/8 w R^2) U + w R^2 \left[\frac{1}{2}(I-2(-I)+U)(I-U)U \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$T = w R^2 \left(\frac{U}{8} - U^2 - \frac{U^3}{2} \right)$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = -T_1 Z - w R^2 \left[\frac{1}{2}(I-2C+U)(I-U)Z \right]$$

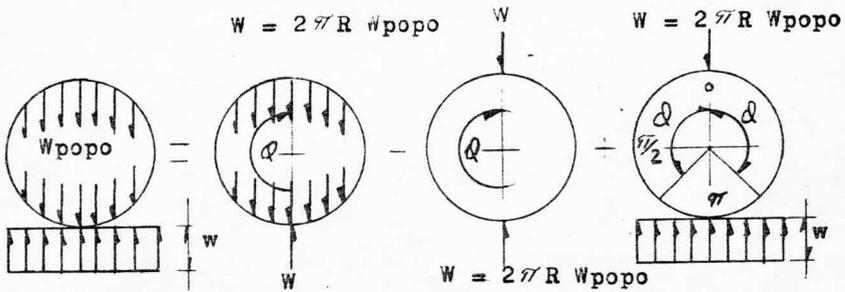
sustituyendo directamente el valor de T_1 , ya determinado, y C tenemos que,

$$V = -(-11/8 w R^2) Z - w R^2 \left[\frac{1}{2}(I-2(-I)+U)(I-U)Z \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$V = w R^2 Z \left(\frac{-1}{8} + U + \frac{U^2}{2} \right)$$

IV-4 BAJO LA CARGA DEL PESO PROPIO (W_{popo})



CASE 18

CASE I

CASE 10

Debido a que no existen parámetros que analicen directamente el estado de carga bajo la presión del peso propio, las ecuaciones se encontraron sumando los casos 18, I y 10.

CASO IO

Si $w = W_{\text{popo}}$

Para $X = 0$ hasta $X = \pi/2$

Cuando $\varphi = \pi/2$

De los parámetros generales

$$S = \text{sen } \varphi = \text{sen } \pi/2 = 1$$

$$C = \text{cos } \varphi = \text{cos } \pi/2 = 0$$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = M_1 - wR^2 [SZ - I/3\pi \cdot S^3(I-U)]$$

de donde:

$$M_1 = wR^2 \left[I/4 + I/2 S^2 + I/\pi \cdot (S - I/2 \varphi S^2 - I/3 S^3 - 3/4 SC - I/4 \varphi) \right]$$

sustituyendo los valores de φ , S y C en la ecuación de M_1 , tenemos que,

$$M_1 = wR^2 \left[I/4 + I/2(I)^2 + I/\pi (I - I/2(\pi/2)(I)^2 - I/3(I)^3 - 3/4(I)(0) - I/4(\pi/2)) \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$M_1 = wR^2 (3/8 + 2/3\pi)$$

finalmente sustituyendo los valores de M_1 y S en la ecuación de momento flexionante, tenemos que,

$$M = wR^2 (3/8 + 2/3\pi) - wR^2 [(I)Z - I/3\pi \cdot (I)^3 (I-U)]$$

y efectuando las operaciones,

$$M = wR^2 (3/8 + I/\pi - Z - U/3\pi)$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = - w R (I/3\pi \cdot S^3 U + S Z)$$

sustituyendo directamente el valor de S tenemos que,

$$T = - w R (I/3\pi \cdot (I)^3 U + (I) Z)$$

y efectuando las operaciones,

$$\underline{T = - w R (U/3\pi + Z)}$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = w R (I/3\pi \cdot S^3 Z - S U)$$

sustituyendo directamente el valor de S tenemos que,

$$V = w R (I/3\pi \cdot (I)^3 Z - (I) U)$$

y efectuando las operaciones ,

$$\underline{V = w R (Z/3\pi - U)}$$

Ahora;

Para $X = \pi/2$ hasta $X = \pi$

Cuando $Q = \pi$

De los parámetros generales

$$S = \text{sen } Q = \text{sen } \pi = 0$$

$$C = \text{cos } Q = \text{cos } \pi = -I$$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = M_1 + w R^2 \left[I/3\pi \cdot S^3 (I-U) - I/2 (S^2 + Z^2) \right]$$

de donde:

$$M_1 = w R^2 \left[I/4 + I/2 S^2 + I/3\pi \cdot (S - I/2 \phi S^2 - I/3 S^3 - 3/4 SC - I/4 \phi) \right]$$

sustituyendo los valores de ϕ , S y C en la ecuación de M_1 , tenemos que,

$$M_1 = w R^2 \left[I/4 + I/2 (0)^2 + I/3\pi (0 - I/2\pi(0)^2 - I/3 (0)^3 - 3/4 (0)(-I) - I/4 \pi) \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$M_1 = 0$$

finalmente sustituyendo los valores de M_1 y S en la ecuación de momento flexionante, tenemos que,

$$M = 0 + w R^2 \left[I/3\pi \cdot (0)^3 (I-U) - I/2 ((0)^2 + Z^2) \right]$$

y efectuando las operaciones,

$$\underline{M = - w R^2 Z^2 / 2}$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = - w R (I/3\pi \cdot S^3 U + Z^2)$$

sustituyendo directamente el valor de S , tenemos que,

$$T = - w R (I/3\pi \cdot (0)^3 U + Z^2)$$

y efectuando las operaciones,

$$\underline{T = - w R Z^2}$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = w R (I/3\pi \cdot S^3 Z - Z U)$$

sustituyendo directamente el valor de S , tenemos que,

$$V = w R (I/3\pi \cdot (0)^3 Z - Z U)$$

Y efectuando las operaciones,

$$\underline{V = - w R Z U}$$

CASO I8

Si $w = W_{\text{popo}}$

Para $X = 0$ hasta $X = \mathcal{H}$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$\underline{M = w R^2 (I + I/2 U - \mathcal{H} Z + X Z)}$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$\underline{T = w R (X Z - I/2 U - \mathcal{H} Z)}$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$\underline{V = w R (X U + I/2 Z - \mathcal{H} U)}$$

CASO I

Si $w = W_{\text{popo}}$

Para $X = 0$ hasta $X = \mathcal{H}$

Como $W = 2 \mathcal{H} R W_{\text{popo}}$ entonces,

$$W = 2 \mathcal{H} R w$$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = W R (I/\gamma - I/2 Z)$$

sustituyendo el valor de W, tenemos que,

$$M = (2 \gamma R w) R (I/\gamma - I/2 Z)$$

y efectuando las operaciones,

$$\underline{M = w R^2 (2 - \gamma Z)}$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = - I/2 W Z$$

sustituyendo el valor de W, tenemos que,

$$T = - I/2 (2 \gamma R w) Z$$

y efectuando las operaciones

$$\underline{T = - w R \gamma Z}$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = - I/2 W U$$

sustituyendo el valor de W, tenemos que,

$$V = - I/2 (2 \gamma R w) U$$

y efectuando las operaciones,

$$\underline{V = - w R \gamma U}$$

SUMANDO ALGEBRAICAMENTE LOS CASOS I8 Y I

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$\underline{M = w R^2 (-I + U/2 + X Z)}$$

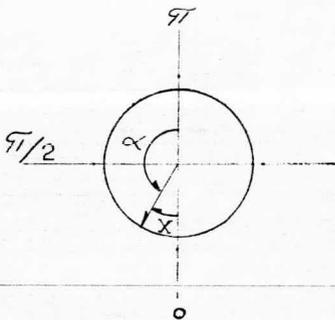
TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$\underline{T = w R (X Z - U/2)}$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$\underline{V = w R (X U + Z/2)}$$

Debido a que la integración del ángulo α es diferente en el CASO IO, cuando se calculan los elementos mecánicos - para $X = 0$ hasta $X = \pi$, el valor de X para el CASO IO se considera igual que $180 - X$. Ver la sig. figura.



Para los CASOS I8 y I

$$Z = \text{sen } X$$

$$U = \text{cos } X$$

Para el CASO IO

$$Z = \text{sen } \alpha$$

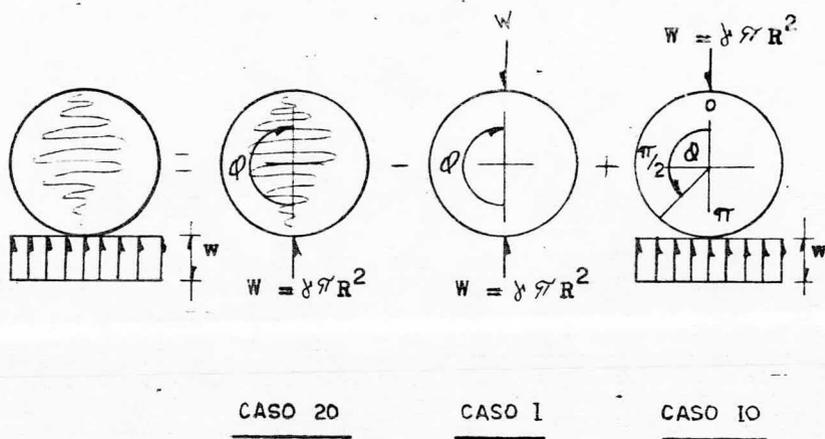
$$U = \text{cos } \alpha$$

de donde:

$$\alpha = 180 - X$$

IV-5 BAJO LA CARGA DEL PESO PROPIO DEL ELEMENTO LIQUIDO

($W_{\text{propio}}(\gamma)$)



Debido a que no existen parámetros que analicen directamente el estado de carga bajo la presión del peso propio del líquido, las ecuaciones se encontraron sumando los casos 20, I y IO.

CASO IO

Este caso es el mismo que se utilizó para el análisis de la carga bajo el peso propio, de aquí que:

$$\text{Como } W = 2 \pi R w \quad \text{para } W_{\text{popo}}$$

$$Y \quad W = \delta \pi R^2 \quad \text{para } W_{\text{popo}}(\delta)$$

igualando W, y despejando "w"

$$2 \pi R w = \delta \pi R^2$$

$$w = \delta R/2$$

sustituyendo w en las ecuaciones ya determinadas, tenemos que:

$$\text{Para } X = 0 \text{ hasta } X = \pi/2$$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = (\delta R/2) R^2 (3/8 + I/\pi - Z - U/3\pi)$$

efectuando las operaciones

$$M = \delta R^3 (3/16 + I/2\pi - Z/2 - U/6\pi)$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = - (\delta R/2) R (U/3\pi + Z)$$

efectuando las operaciones

$$T = - \delta R^2 (U/6\pi + Z/2)$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = (\delta R/2) R (Z/3\pi - U)$$

efectuando las operaciones

$$V = \delta R^2 (Z/6\pi - U/2)$$

Para $X = \pi/2$ hasta $X = \pi$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = - (\gamma R/2) R^2 Z^2/2$$

efectuando las operaciones

$$\underline{M = - \gamma R^3 Z^2/4}$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = - (\gamma R/2) R Z^2$$

efectuando las operaciones

$$\underline{T = - \gamma R^2 Z^2/2}$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = - (\gamma R/2) R Z U$$

efectuando las operaciones

$$\underline{V = - \gamma R^2 Z U/2}$$

CASO I

Si $\gamma =$ Peso Vol. del Líquido, y $W = \gamma \pi R^2$

Para $X = 0$ hasta $X = \pi$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = W R (I/\pi - I/2 Z)$$

sustituyendo el valor de W, tenemos que,

$$M = (\gamma \pi R^2) R (I/\pi - I/2 Z)$$

efectuando las operaciones,

$$M = \frac{\gamma R^3 (I - \mathcal{H} Z/2)}{}$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = -I/2 W Z$$

sustituyendo el valor de W, tenemos que,

$$T = - I/2 (\gamma \mathcal{H} R^2) Z$$

efectuando las operaciones,

$$T = \frac{- \gamma \mathcal{H} R^2 Z/2}{}$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = - I/2 W U$$

sustituyendo el valor de W, tenemos que,

$$V = - I/2 (\gamma \mathcal{H} R^2) U$$

efectuando operaciones,

$$V = \frac{- \gamma \mathcal{H} R^2 U/2}{}$$

CASO 20

Para $X = 0$ hasta $X = \mathcal{H}$

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = \frac{\gamma R^3 (I/2 + I/4 U - I/2 \mathcal{H} Z + I/2 X Z)}{}$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = \gamma R^2 (I + I/4 U - I/2 \not\sim Z + I/2 X Z)$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = \gamma R^2 (I/2 X U + I/4 Z - I/2 \not\sim U)$$

SUMANDO ALGEBRAICAMENTE LOS CASOS 20 Y I

MOMENTO FLEXIONANTE (M)

$$M = \gamma R^3 (- I/2 + U/4 + X Z/2)$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$T = \gamma R^2 (I + I/4 U + I/2 X Z)$$

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = \gamma R^2 (I/2 X U + I/4 Z)$$

Para este caso, se hace la misma consideración de ángulos que el inciso anterior.

IV-6 BAJO LA PRESION EXTERNA (w_e)

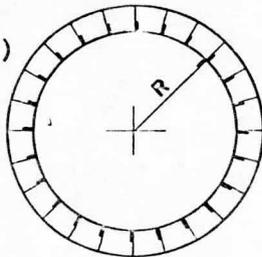
MOMENTO FLEXIONANTE (M) = 0

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = 0$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T).

$$\underline{T = -w_e \cdot R}$$



IV-7 BAJO LA PRESION INTERNA (w_i)

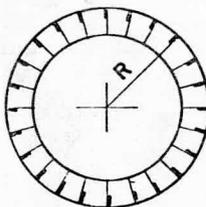
MOMENTO FLEXIONANTE (M) = 0

FUERZA CORTANTE (V)

$$V = 0$$

TENSION CIRCUNFERENCIAL (T)

$$\underline{T = w_i \cdot R}$$



RESUMEN GENERAL

X = ANGULO EN RADIANES : Z = SEN X : U = COS X : Z' = SEN α : U' = COS α : α = 180 - X

CONDICION DE CARGA	MOMENTO FLEXIONANTE	TENSION CIRCUNFERENCIAL	FUERZA CORTANTE
CARGA HORIZONTAL DE 0 a π Wh = w 	$M = wR^2(1/4 - U^2/2)$	$T = -wR U^2$	$V = wR Z U$
CARGA VERTICAL DE 0 a π Wv = w 	$M = wR^2(1/4 - Z^2/2)$	$T = -wR Z^2$	$V = -wR Z U$
CARGA TRIANGULAR DE 0 a π w = Wt/2R 	$M = wR^3(3/12 + U/8 - U^2/2 - U^3/6)$	$T = wR^2(U/8 - U^2 - U^3/2)$	$V = wR^2 Z(-1/8 + U + U^2/2)$
CARGA POR PoPo DE 0 a π/2 w = Wpopo  DE π/2 a π	$M = wR^2(-1 + U/2 + XZ) - wR Z'^2/2$	$T = wR(XZ - U/2) - wRZ'^2$	$V = wR(XU + Z/2) - wRZ'U'$
	$M = wR^2(-1 + U/2 + XZ) + wR^2(3/8 + 1/π - Z' - U'/3π)$	$T = wR(XZ - U/2) - wR(U'/3π + Z')$	$V = wR(XU + Z/2) + wR(Z'/3π - U')$
CARGA POR PoPo (δ) DE 0 a π/2 δ = P. Vol  DE π/2 a π	$M = δR^3(-1/2 + U/4 + XZ/2) - δR^3 Z'^2/4$	$T = δR^2(1 + U/4 + XZ/2) - δR^2 Z'^2/2$	$V = δR^2(XU/2 + Z/4) - δR^2 Z'U'/2$
	$M = δR^3(-1/2 + U/4 + XZ/2) + δR^3(3/16 + 1/2π - Z'/2 - U'/6π)$	$T = δR^2(1 + U/4 + XZ/2) - δR^2(U'/6π + Z'/2)$	$V = δR^2(XU/2 + Z/4) + δR^2(Z'/6π - U'/2)$
PRESION RADIAL EXTERNA DE 0 a π 		$T = -WeR$	
PRESION RADIAL INTERNA DE 0 a π 		$T = WiR$	

IV - 8 COMPROBACION MATEMATICA DE LAS FORMULAS DE MOMENTO PARA LAS CARGAS VERTICAL, HORIZONTAL Y TRIANGULAR.

El anillo circular se supone constante y la magnitud de las reacciones que soporta el terreno pueden seleccionarse arbitrariamente y supuestas independientemente de la sección deflexionada del aro.

El primer paso es hacer la estructura estáticamente determinada por un proceso de corte de un extremo a otro desde la clave o corona. El anillo puede ser considerado ahora como una viga curva en cantiliver, determinada a la izquierda e independiente de la superficie del anillo en el corte lo cual, en los efectos de los esfuerzos internos liberados tienden a cambiar a esta independencia final. Para impedir estos desplazamientos, las tres fuerzas conocidas X_1 , X_2 y X_3 son aplicadas en el centro elástico δ , el cual es considerado conectado e independiente del soporte rígido.

En la aplicación de estas fuerzas, ni el giro, ni los movimientos horizontales o verticales en el punto independiente pueden ocurrir. Ver la fig. IV-3.

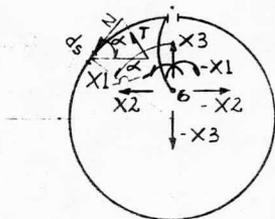


FIG. IV-3

Para determinar las fuerzas desconocidas X_1 , X_2 y X_3 primero con un sistema de momento unitario $X_1 = \frac{1}{l}$ I t-m, por una fuerza horizontal unitaria $X_2 = \frac{1}{l}$ I ton. y finalmente por una fuerza vertical unitaria $X_3 = \frac{1}{l}$ I ton., aplicadas en el centro elástico.

Como un paso más, la rotación así como los desplazamientos horizontal y vertical A_{11} , A_{22} y A_{33} pueden ser establecidos sucesivamente en los efectos de este sistema de fuerzas unitarias. El giro o rotación A_{01} y los desplazamientos, horizontal A_{02} y vertical A_{03} , causados por las fuerzas externas en el punto independiente, también son determinados. Finalmente, las expresiones reales de estas fuerzas X_1 , X_2 y X_3 producidas desde la posición original del centro elástico son:

$$\begin{aligned} A_{11} X_1 + A_{01} &= 0 && \text{Cuando } X_1 = - A_{01} / A_{11} \\ A_{22} X_2 + A_{02} &= 0 && \text{Cuando } X_2 = - A_{02} / A_{22} \\ A_{33} X_3 + A_{03} &= 0 && \text{Cuando } X_3 = - A_{03} / A_{33} \end{aligned}$$

y ya que las cargas son simétricas

$$A_{03} = 0 \quad \text{De aquí que } X_3 = 0$$

Los desplazamientos pueden ser calculados por el uso de las ecuaciones del trabajo virtual.

$$\begin{aligned} A_{01} &= \int_0^s M m_1 ds && A_{02} = \int_0^s M_0 m_2 ds \\ A_{11} &= \int_0^s m_1^2 ds && \text{y } A_{22} = \int_0^s m_2^2 ds \end{aligned}$$

Donde M_0 es el momento producido por la fuerza externa

en la viga estáticamente determinada en forma de cantiliver, y similarmente m_1 , m_2 y m_3 son los momentos causados por el momento unitario y las fuerzas unitarias horizontal y vertical respectivamente. El diagrama de momentos causados por estas fuerzas unitarias esta ilustrado en la fig. IV-4.

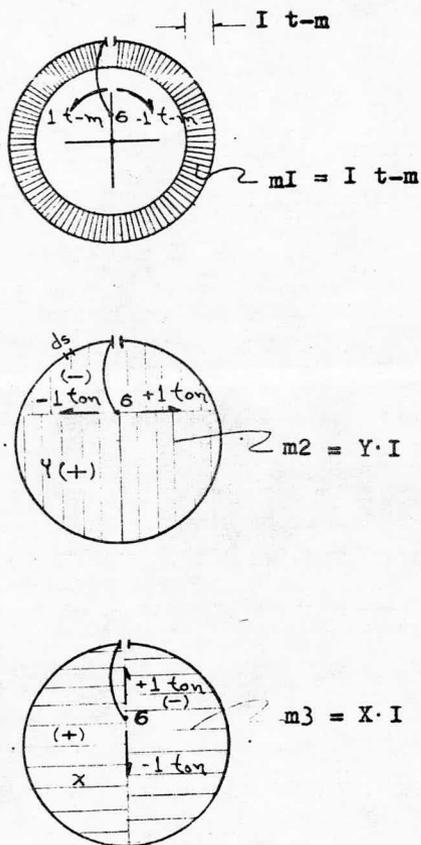


FIG. IV-4

Los momentos y fuerzas axiales en cualquier sección del análisis es por superposición de efectos:

$$\text{Momento: } M = M_0 + X_1 + X_2 \cdot Y$$

$$\text{Fuerza: } N = N_0 + X_2 \cos \alpha$$

Cuando consideramos las fuerzas externas actuando en la sección no solamente la presión del terreno y del agua se toman en cuenta, pero estas consideraciones tienen que ser dadas por la magnitud y distribución de la reacción de grado menor. Un caso común es cuando suponemos que esta reacción es una simple reflexión de las cargas externas, lo cual en muchos casos, la verdad, no es cierto.

Para un aro cerrado con una sección transversal uniforme los factores unitarios de desplazamiento están dados por las siguientes ecuaciones:

Los desplazamientos causados por las fuerzas unitarias actuantes en el punto σ . Si $Y = r \cos \alpha$ y $X = r \sin \alpha$, ver la fig. IV-5.

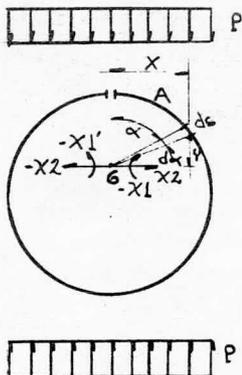


FIG. IV-5

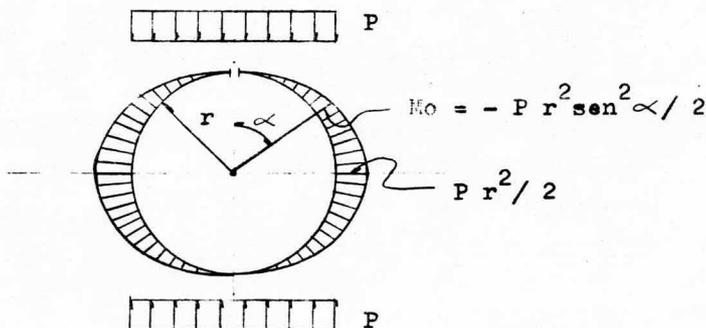


FIG. IV-6 DIAGRAMA DE MOMENTOS DEL SISTEMA DETERMINADO PARA UNA CARGA VERTICAL UNIFORMEMENTE DISTRIBUIDA.

$$\begin{aligned}
 a_{11} &= \int_0^{2\pi} I \, ds = 2 r \pi \\
 a_{22} &= \int_0^{2\pi} Y^2 \, ds = \int_0^{2\pi} r^2 \cos^2 \alpha \, r \, d\alpha \\
 &= r^3 \int_0^{2\pi} \cos^2 \alpha \, d\alpha \\
 &= r^3 \left[\frac{1}{4} \sin 2\alpha + \frac{\alpha}{2} \right]_{\alpha=0}^{2\pi} \\
 a_{22} &= r^3 \pi
 \end{aligned}$$

I.- Los esfuerzos en un anillo cerrado, con un espesor uniforme, cauzados por una carga uniformemente distribuida - y simétrica es ilustrado en la fig. IV-5, pueden ser determinados de la manera siguiente.

Primero, el momento producido por la presión uniforme - "p" en la estructura determinada calculada como,

$$M_o = - P X^2 / 2$$

como $X = r \text{ sen } \alpha$

$$M_o = - P r^2 \text{ sen}^2 \alpha / 2$$

El diagrama de momentos es el de la fig. IV-6.

Los factores de los desplazamientos son:

$$\begin{aligned} a_{01} &= 2 \int_0^{\pi} M_o \, ds \\ &= - \int_0^{\pi} P r^3 \text{ sen}^2 \alpha \, d\alpha \\ &= - P r^3 \cdot I/4 \left[\text{sen } 2\alpha + \alpha/2 \right]_0^{\pi} \end{aligned}$$

$$a_{01} = - \pi/2 \cdot P \cdot r^3$$

$a_{02} = 0$ y $a_{03} = 0$, como las áreas positivas y negativas del diagrama de momentos m_2 y m_3 son iguales. Consecuentemente $X_2 = 0$

$$\begin{aligned} XI &= - a_{01} / a_{11} \\ &= \pi P r^3 / 2 \cdot 2 \cdot r \cdot \pi \\ &= P r^2 / 4 \end{aligned}$$

El momento en cualquier sección es:

$$M = M_0 + XI$$

$$M = \underline{P r^2 (1 - 2 \operatorname{sen}^2 \alpha) / 2}$$

ó expresando la ecuación en función de 2α

$$M = \underline{P r^2 / 4 \cos 2 \alpha}$$

El análisis de la sección para una carga triangular hidrostática es como sigue: Ver la Fig. IV-7

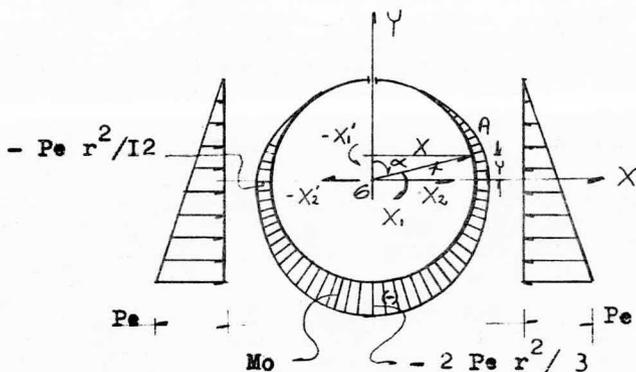


Fig. IV-7 DIAGRAMA DE MOMENTOS DE LA ESTRUCTURA DETERMINADA PARA LA CARGA TRIANGULAR ACTUANTE.

Los momentos de la estructura determinada son:

$$M_o = - P_x (r - Y)^2 / 6$$

$$P_x = P_e (r - Y) / 2 r$$

$$Y = r \cos \alpha$$

$$M_o = - P_e r^2 (1 - \cos \alpha)^3 / 12$$

La figura IV-7 nos muestra el diagrama de momentos de la estructura determinada para esta condición de carga.

Los movimientos relativos del centro elástico (factores de desplazamiento) son los siguientes.

$$\begin{aligned} a_{01} &= 2 \int_0^{\pi} M_o ds \\ &= -2 \int_0^{\pi} P_e r^3 (1 - \cos \alpha)^3 / 12 d\alpha \\ &= P_e r^3 / 6 \left[\alpha - 3 \operatorname{sen} \alpha + 3 \left\{ \frac{1}{4} \operatorname{sen} 2\alpha + \frac{\alpha}{2} \right\} - \right. \\ &\quad \left. - \operatorname{sen} \alpha \cos^2 \alpha / 3 - \frac{2}{3} \operatorname{sen} \alpha \right]_{\alpha=0}^{\alpha=\pi} \end{aligned}$$

$$a_{01} = - 5/12 \pi P_e r^3$$

$$\begin{aligned} a_{02} &= 2 \int_0^{\pi} M_o Y ds = 2 \int_0^{\pi} P_e r^2 (1 - \cos \alpha)^3 / 12 r \cos \alpha \cdot \\ &\quad r d\alpha \\ &= P_e r^4 / 6 \int_0^{\pi} (\cos \alpha - 3 \cos^2 \alpha + 3 \cos^3 \alpha - \cos^4 \alpha) d\alpha \\ &= P_e r^4 / 6 \left[\operatorname{sen} \alpha - 3 \left\{ \frac{1}{4} \operatorname{sen} 2\alpha + \frac{\alpha}{2} \right\} + 3 \left\{ \right. \right. \\ &\quad \left. \left. \operatorname{sen} \alpha / 3 \cdot \cos^2 \alpha + \frac{2}{3} \operatorname{sen} \alpha \right\} - \operatorname{sen} \alpha \cdot \cos^3 \alpha / 4 - \right. \\ &\quad \left. - \frac{3}{16} \operatorname{sen} 2\alpha - \frac{3}{8} \alpha \right]_{\alpha=0}^{\alpha=\pi} \end{aligned}$$

$$a_{02} = - 5/16 \pi P_e r^4$$

$$X1 = -Q_{01} / Q_{11} = 5 \pi Pe r^3 / 12 \cdot 2 r \pi = 5/24 Pe r^2$$

$$X2 = -Q_{02} / Q_{22} = 5 \pi Pe r^4 / 16 r^3 \pi = 5/16 Pe r$$

El momento en cualquier sección es:

$$M = M_0 + X1 - X2 r \cos \alpha$$

$$M = - Pe r^2 (1 - \cos \alpha)^3 / 12 + 5/24 Pe r^2 - 5/16 Pe r^2 \cdot \cos \alpha$$

$$M = Pe r^2 / 48 \left[-4 (1 - \cos \alpha)^3 + 10 - 15 \cos \alpha \right]$$

El momento debido a la carga trapezoidal, cuando $p = \delta \cdot \lambda_a (t + r)$, es obtenida por la sumatoria de los casos anteriores.

Por simplicidad los resultados finales son:

El momento entre 0 y π es:

$$M_a = -\delta \lambda_a r^2 \left[t \left\{ 1/4 - \sin^2 \alpha / 2 \right\} + r \cos \alpha \left\{ \sin^2 \alpha / 6 - 1/24 \right\} \right]$$

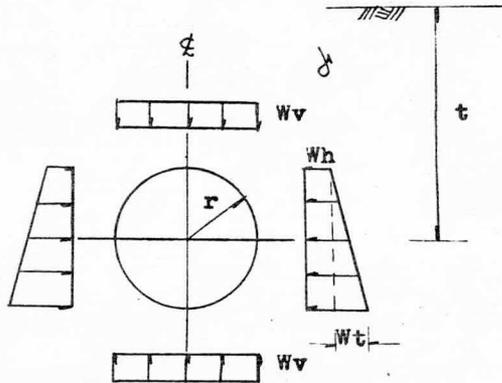
de donde:

t = la distancia medida desde la superficie hasta el centro del aro

λ_a = El coeficiente activo de presión

δ = El peso volumétrico del suelo.

Ejemplo comparativo utilizando las fórmulas para momento flexionante dadas en los incisos IV-1, IV-2 y IV-3; para las cargas horizontal, vertical y triangular respectivamente . Y las fórmulas determinadas en este capítulo.



DATOS:

$$r = 3 \text{ mts.}$$

$$t = 10 \text{ mts.}$$

$$\gamma = 1.4 \text{ t/m}^3$$

$$\lambda_a = 0.6$$

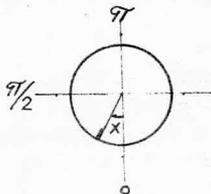
$$W_v = 7.00 \times 1.4 = 9.8 \text{ t/m}$$

$$W_h = 9.80 \times \lambda_a = 5.88 \text{ t/m}$$

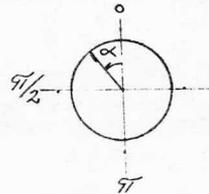
$$W_t = (13.00 \times 1.40 \times \lambda_a) - W_h = 5.04 \text{ t/m.}$$

Los momentos se calcularán para los dos casos de la siguiente manera

Para los incisos IV-1, IV-2 y IV-3



Para los de este Cap.



Bajo la carga vertical.

Según el inciso IV-2

$$M = w R^2 (I/4 - Z^2/2)$$

de donde:

$$w = Wv$$

$$Z = \text{sen } x$$

Según este capítulo

$$M = P r^2/4 \cos 2 \alpha$$

$$P = Wv$$

En:	MOMENTO	MOMENTO
0°	22.05	22.05
45°	0.00	0.00
90°	- 22.05	- 22.05
135°	0.00	0.00
180°	22.05	22.05

Bajo la carga triangular

Según el inciso IV-3

$$M = w R^3 (3/12 + U/8 - U^2/2 - U^3/6)$$

de donde:

$$w = Wt / 2 R$$

$$U = \cos x$$

Según este capítulo

$$M = Pe r^2/48 [- 4 ((I - \cos \alpha)^3 + 10 - 15 \cdot \cos \alpha]$$

$$Pe = Wt$$

En:	MOMENTO	MOMENTO
0°	- 6.615	- 4.725
45°	0.668	- 0.668

En:	MOMENTO	MOMENTO
90	5.670	5.670
135	- 0.668	0.668
180	- 4.725	- 6.615

Bajo la carga trapezoidal.

Para esta carga se sumaran los momentos de los incisos IV-I y

IV-3

Según inciso IV-I + IV-3

Según este capítulo

Para IV-I

$$M = w R^2 (I/4 - U^2/2)$$

$$M = -\gamma \lambda a r^2 \left[t \left\{ I/4 - \text{sen}^2 \alpha/2 \right\} + r \cos \alpha \left\{ \text{sen}^2 \alpha/6 - I/24 \right\} \right]$$

de donde:

$$w = Wh \text{ y } U = \cos x$$

En: IV-I + IV-3 =

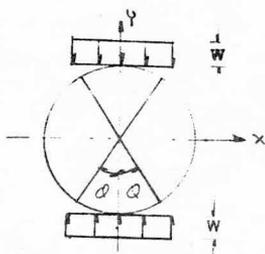
MOMENTO

0	-13.23+6.615 = - 19.840	- 17.950
45	0.00+ 0.668 = 0.668	- 0.668
90	13.23+ 5.670 = 18.900	18.900
135	0.00+-0.668 = - 0.668	0.668
180	-13.23+-4.725 = - 17.950	- 19.840

Los resultados por los dos métodos son iguales , por lo tanto las fórmulas son confiables.

IV - 9 DEFLEXION BAJO LAS CARGAS VERTICAL, HORIZONTAL, TRIANGULAR, POR PESO PROPIO Y POR PESO PROPIO - DEL LIQUIDO.

Condición general de efecto de carga, puede ser vertical, horizontal o triangular en promedio.



Deflexión del diámetro horizontal.

$$Dx = - w R^4 / EI \left[S + I/3 S^3 - 0.3183 (\phi + 3 SC + 2 \phi S^2) \right]$$

Deflexión del diámetro vertical.

$$Dy = - w R^4 / EI \left[-0.3183 (2 \phi S^2 + 3 SC + \phi) + S^2 - \phi S + I/2 \phi S + I/3 C^3 + 2/3 - C \right]$$

de donde:

w = Carga

R = Radio

E = Módulo de elasticidad del elemento

I = Momento de inercia

ϕ = Angulo de integración

S = sen ϕ

C = cos ϕ

Para la carga vertical.

$$\text{Si } \theta = \pi/2 \text{ y } w = W_v.$$

De los parámetros generales

$$S = \text{sen } \theta = \text{sen } \pi/2 = 1$$

$$C = \text{cos } \theta = \text{cos } \pi/2 = 0$$

sustituyendo los valores de θ , S y C en Dx.

$$D_x = - W_v R^4 / EI \left[I + I/3 (I)^3 - 0.3183 (\pi/2 + 3 (I)(0) + 2 \pi/2 (I)^2) \right]$$

y efectuando las operaciones.

$$D_x = 0.16662 W_v R^4 / EI$$

sustituyendo los valores de θ , S y C en Dy.

$$D_y = - W_v R^4 / EI \left[-0.3183 (2 \pi/2 (I)^2 + 3 (I)(0) + \pi/2) + (I)^2 - (\pi/2)(I) + I/2 \pi (I) + I/3 (0)^3 + 2/3 - (0) \right]$$

y efectuando las operaciones.

$$D_y = - 0.16671 W_v R^4 / EI$$

Para la carga horizontal se considera la misma expresión pero actuando sobre el eje X, de tal manera que ahora $D_x = D_y$ y $D_y = D_x$, y también $w = W_h$.

$$D_x = - 0.16671 W_h R^4 / EI$$

$$D_y = 0.16662 W_h R^4 / EI$$

NOTA: La carga triangular se absorberá en su promedio en la carga horizontal.

Para la carga del peso propio (W_{popo})

De la misma manera en que se calcularon los elementos mecánicos en el inciso IV-4 se obtendrá la deflexión; o sea sumando las deformaciones de los casos I, I8 y I0.

Caso I

Deflexión horizontal

$$D_x = 0.137 W R^3 / EI$$

Deflexión vertical

$$D_y = - 0.149 W R^3 / EI$$

de donde:

$$W = 2 \pi R w$$

$$w = W_{\text{popo}}$$

sustituyendo el valor de W y efectuando las operaciones,

$$D_x = 0.8608 w R^4 / EI$$

$$D_y = - 0.9362 w R^4 / EI$$

Caso I8

Deflexión horizontal

$$D_x = 0.4292 w R^4 / EI$$

Deflexión vertical

$$D_y = - 0.4674 w R^4 / EI$$

Caso I0

Deflexión horizontal

$$D_x = 2 w R^4 / EI \left[I/4 - I/2 S + I/2 S^2 - I/12 S^3 - 0.3183 \left(I/4 \theta + 3/4 S \theta + I/2 \theta S^2 - S \right) \right]$$

$$\text{Si } \theta = \pi/2$$

De los parámetros generales

$$S = \text{sen } \theta = \text{sen } \pi/2 = 1$$

$$C = \cos \vartheta = \cos \pi/2 = 0$$

sustituyendo los valores de ϑ , S y C en Dx,

$$Dx = 2 w R^4 / EI \left[I/4 - I/2(I) + I/2(I)^2 - I/12 (I)^3 - 0.3183 (I/4(\pi/2) + 3/4(I)(0) + I/2(\pi/2)(I)^2 - (I)) \right]$$

efectuando las operaciones

$$Dx = 0.2199 w R^4 / EI$$

Deflexión vertical.

$$Dy = 2 w R^4 / EI \left[I/12 + I/4 S^2 - I/12 S^2 C - I/4 \vartheta S - I/6 C - 0.3183 (I/2 \vartheta S^2 + 3/4 SC + I/4 \vartheta - S) \right]$$

sustituyendo los valores de ϑ , S y C en Dy,

$$Dy = 2 w R^4 / EI \left[I/12 + I/4(I)^2 - I/12(I)^2(0) - I/4(\pi/2)(I) - I/6 (0) - 0.3183 (I/2(\pi/2)(I)^2 + 3/4(I)(0) + I/4(\pi/2) - (I)) \right]$$

efectuando las operaciones

$$Dy = - 0.3988 w R^4 / EI$$

Sumando los casos IO + I8 - I

Deflexión horizontal total

$$Dx = - 0.2117 w R^4 / EI$$

Deflexión vertical total

$$Dy = 0.07 w R^4 / EI$$

Como estan actuando en la dirección de la carga, para efectos de cálculo, junto con las expresiones anteriores, cambiarán de signo

Para la carga del peso propio del líquido ($W_{\text{popo}}(\delta)$)
 De la misma manera en que se calcularon los elementos
 mecánicos en el inciso IV-3 se obtendrá la deflexión; o sea
 sumando las deformaciones de los casos I, IO y 20.

Caso I

Deflexión horizontal

$$D_x = 0.137 W R^3 / EI$$

Deflexión vertical

$$D_y = - 0.149 W R^3 / EI$$

de donde:

$$W = \delta \gamma R^2$$

sustituyendo el valor de W y efectuando las operaciones,

$$D_x = 0.4304 \delta R^5 / EI$$

$$D_y = - 0.4681 \delta R^5 / EI$$

Caso IO

Deflexión horizontal

$$D_x = 0.2199 w R^4 / EI$$

Deflexión vertical

$$D_y = - 0.3988 w R^4 / EI$$

de donde:

$$w = \delta R / 2$$

sustituyendo el valor de w y efectuando las operaciones,

$$D_x = 0.10995 \delta R^5 / EI$$

$$D_y = - 0.1994 \delta R^5 / EI$$

Caso 20

Deflexión horizontal

$$D_x = 0.2146 \delta R^5 / EI$$

Deflexión vertical

$$Dy = - 0.2337 \delta R^5 / EI$$

Sumando los casos IO + 20 - I

Deflexión horizontal total

$$Dx = - 0.10585 \delta R^5 / EI$$

Deflexión vertical total

$$Dy = 0.0350 \delta R^5 / EI$$

Como estan actuando en la dirección de la carga, para efectos de cálculo, junto con las expresiones anteriores, cambiarán de signo.

IV - IO PROGRAMA TUNEL.

Para hacer más sencillo el cálculo de los elementos mecánicos y las deformaciones de un anillo bajo cargas ya mencionadas en los incisos anteriores, se elaboró un programa - que no solamente calcula estos elementos; si no que además , obtiene los esfuerzos a compresión o tensión, en el punto en donde se esta trabajando o obteniendo estos valores.

IV-IO-I DIAGRAMA DE FLUJO

Parámetros de entrada del programa.

- Dext. = Diámetro exterior mts.
- Wh. = Carga horizontal Ton/m
- Wv. = Carga vertical Ton/m
- Wt. = Carga triangular Ton/m
- Wpopo. = Carga del peso propio Ton/m
- γ . = Peso volumétrico del líquido Ton/m³
- We. = Presión exterior Ton/m
- Wi. = Presión interior Ton/m
- f'c. = Resistencia del concreto Kg/cm²
- e. = Espesor del tunel mts.
- i. = Incremento en grados.

DIAGRAMA

Dext, Wh, Wv, Wt, Wpopo, γ , We, Wi, f'c, e, i

Q = 0

I

L = Q : Z = sen L : U = cos L : X = L * π / 180

R = Dext / 2 : w = Wt / 2 / R : R' = R - e / 2 : R'' = R - e

$$M = W_h * R^{\dagger 2} * (I/4 - U^{\dagger 2} / 2)$$

$$M = M + W_v * R^{\dagger 2} * (I/4 - Z^{\dagger 2} / 2)$$

$$M = M + w * R^{\dagger 3} * (3/I2 + U/8 - U^{\dagger 2}/2 - U^{\dagger 3}/6)$$

$$T = - W_h * R * U^{\dagger 2}$$

$$T = T - W_v * R * Z^{\dagger 2}$$

$$T = T + w * R^{\dagger 2} * (U/8 - U^{\dagger 2} - U^{\dagger 3}/2)$$

$$T = T - W_e * R$$

$$T = T + W_i * R''$$

$$V = W_h * R * Z * U$$

$$V = V - W_v * R * Z * U$$

$$V = V + w * R^{\dagger 2} * Z * (-I/8 + U + U^{\dagger 2}/2)$$

$$M = M + W_{popo} * R^{\dagger 2} * (-I + U/2 + X * Z)$$

$$T = T + W_{popo} * R' * (X * Z - U/2)$$

$$V = V + W_{popo} * R' * (X * U + Z/2)$$

$$M = M + \delta * R''^{\dagger 3} * (-I/2 + U/4 + X * Z/2)$$

$$T = T + \delta * R''^{\dagger 2} * (I + U/4 + X * Z/2)$$

$$V = V + \delta * R''^{\dagger 2} * (X * U/2 + Z/4)$$

$$Y = 180 - L$$

No

Y > 89

Si

$$Z = \text{sen } Y: U = \text{cos } Y: X = Y * \pi / 180$$

$$M = M + W_{popo} * R^{\dagger 2} * (3/8 + I/\pi - Z - U/3/\pi)$$

$$T = T - W_{popo} * R' * (U/3/\pi + Z)$$

$$V = V + W_{popo} * R' * (Z/3/\pi - U)$$

$$M = M + \delta * R''^{\dagger 3} * (3/I6 + I/2/\pi - Z/2 - U/6/\pi)$$

$$Z = \text{sen } Y: U = \text{cos } Y: X = Y * \pi / 180$$

$$M = M - W_{popo} * R^{\dagger 2} * Z^{\dagger 2}/2$$

$$T = T - W_{popo} * R' * Z^{\dagger 2}$$

$$V = V - W_{popo} * R' * Z * U$$

$$M = M - \delta * R''^{\dagger 3} * Z^{\dagger 2}/4$$

$$T = T - \delta * R''^{\dagger 2} * Z^{\dagger 2}/2$$

$$V = V - \delta * R''^{\dagger 2} * Z * U/2$$

$$T = T - \gamma * R''^{1/2} * (U/6/\pi + Z/2)$$

$$V = V + \gamma * R''^{1/2} * (Z/6/\pi - U/2)$$

$$\epsilon = M / T$$

$$\&I = T/\epsilon * (I + 6 * \epsilon / \epsilon)$$

$$\&2 = T/\epsilon * (I - 6 * \epsilon / \epsilon)$$

M, T, V

&I, &2

$$Q = Q + i$$

$$Q > 18I$$

No

I

Si

$$E = 8500 * \sqrt{f * c}$$

$$I = e^{1/3} / I^2$$

$$W_h = W_h + W_t / 2$$

$$C = R^{1/4} / E / I$$

$$D_x = C * (0.16662 * W_v - 0.16671 * W_h)$$

$$D_y = C * (- 0.16671 * W_v + 0.16662 * W_h)$$

$$D_x = D_x + R^{1/4} / E / I * W_{popo} * 0.2117$$

$$D_y = D_y - 0.07 * W_{popo} * R^{1/4} / E / I$$

$$D_x = D_x + 0.10585 * \gamma * R''^{1/2} / E / I$$

$$D_y = D_y - 0.0350 * \gamma * R''^{1/2} / E / I$$

Dx, Dy

END

IV-IO-2 ALGORITMO

El algoritmo esta elaborado en "BASIC", y en particular para una calculadora "CASIO PB-410"

```

10 INPUT " Dext ",A,"Wh",B,"Wv",C,"Wt",D,"Wpopo",E,"δ",F,
    "We",G,"Wi",H,"f'c",I,"e",J,"i",K
20 Q=0
30 L=Q:Z=8INL:U=COSL:X=L*π/I80
40 R=A/2:W=D/2/R:P=R-J/2:S=R-J
50 M=B*R↑2*(I/4-U↑2/2)
60 M=M+C*R↑2*(I/4-Z↑2/2)
70 M=M+W*R↑3*(3/I2+U/8-U↑2/2-U↑3/6)
80 T=-B*R*U↑2
90 T=T-C*R*Z↑2
100 T=T+W*R↑2*(U/8-U↑2-U↑3/2)
110 T=T-G*R:T=T+H*S
120 V=B*R*Z*U
130 V=V-C*R*Z*U
140 V=V+W*R↑2*Z*(-I/8+U+U↑2/2)
150 M=M+E*P↑2*(-I+U/2+X*Z)
160 T=T+E*P*(X*Z-U/2)
170 V=V+E*P*(X*U+Z/2)
180 M=M+F*S↑3*(-I/2+U/4+X*Z/2)
190 T=T+F*S↑2*(I+U/4+X*Z/2)
200 V=V+F*S↑2*(X*U/2+Z/4)
210 Y=I80-L
220 IF Y > 89 THEN 300

```

```

230 Z=SINY:U=COSY:X=Y*π/180
240 M=M+E*P↑2*(3/8+I/π-Z-U/3/π)
250 T=T-E*P*(U/3/π+L)
260 V=V+E*P*(L/3/π-U)
270 M=M+F*S↑3*(3/16+I/2/π-L/2-U/6/π)
280 T=T-F*S↑2*(U/6/π+L/2)
290 V=V+F*S↑2*(L/6/π-U/2)
295 GO TO 370
300 Z=SINY:U=COSY:X=Y*π/180
310 M=M-E*P↑2*Z↑2/2
320 T=T-E*P*Z↑2
330 V=V-E*P*Z*U
340 M=M-F*S↑3*Z↑2/4
350 T=T-F*S↑2*Z↑2/2
360 V=V-F*S↑2*Z*U/2
370 L=M/T
380 Z=T/J*(I+6*L/J)/I0
390 U=T/J*(I-6*L/J)/I0
400 PRINT"MOENTO TOTAL";M;"Ton-m"
410 PRINT"TENSION TOTAL";T;"Ton"
420 PRINT"CORTANTE TOTAL";V;"Ton"
430 PRINT"ESFUERZO 1";Z;"Kg/cm2"
440 PRINT"ESFUERZO 2";U;"Kg/cm2"
450 Q=Q+K
460 IF Q > I81 THEN 480
470 GO TO 30
480 L=8500*SQRI*I0

```

```
490 Z=J3/I2
500 W=B+D/2
510 U=R4/L/Z
520 X=U*(0.16662*C-0.1667I*W)*I00
530 Y=U*(-0.1667I*C+0.16662*W)*I00
540 X=X+P4/L/Z*E*0.2117*I00
550 Y=Y-0.07*E*P4/L/Z*I00
560 X=X+0.10585*F*S5/L/Z*I00
570 Y=Y-0.0350*F*S5/L/Z*I00
580 PRINT"DEFLEXION HORIZONTAL";X;"cms"
590 PRINT"DEFLEXION VERTICAL";Y;"cms"
600 END.
```

V Comportamiento sísmico

V COMPORTAMIENTO SISMICO.

V-I COMPORTAMIENTO DE TUNELES BAJO EFECTOS SISMICOS EN LA ZONA DEL DISTRITO FEDERAL.

Las estructuras subterráneas más importantes en el Distrito Federal están constituidas por las lumbreras y túneles del sistema de drenaje profundo y semiprofundo, sistema de conducción de agua potable, drenaje y agua tratada y por el Sistema de Transporte Colectivo (Metro).

Estos conductos están diseminados por todo el territorio del Distrito Federal, y durante su construcción se ha excavado en roca y tobas de la Zona de Lomas, en limos, arenas y arcillas de la Zona de Transición y en arcillas blandas compresibles de la Zona del Lago.

Todas estas estructuras tienen tres enemigos comunes: el hundimiento regional del Valle , los asentamientos diferenciales producidos por sobrecargas en el terreno y el efecto de los sismos. Los dos primeros sujetan a las estructuras a deformaciones lentas de magnitud variable, llegando a casos extremos a producir cambios en las pendientes y dislocamiento en las juntas; los sismos en cambio, producen fuerzas y deformaciones instantáneas y sus efectos sobre las obras subterráneas varían de acuerdo a la calidad de los suelos, a la profundidad , y a la interacción suelo-estructura, misma que depende de la rigidez o flexibilidad de esta última.

Efectos Sísmicos.-Como es sabido, los sismos se originan principalmente por el desarrollo de desplazamientos entre las placas tectónicas de la corteza terrestre, al vencerse las fuerzas friccionantes que resisten a dichos desplazamientos.

Las características dinámicas del movimiento inducido - en el subsuelo durante un sismo dependen de distintos factores como:

- .- La magnitud de la energía liberada por el movimiento entre placas tectónicas.
- .- Profundidad del punto de liberación de energía (foco).
- .- Características dinámicas del medio en que se transmiten las ondas sísmicas.
- .- Distancia recorrida por las ondas sísmicas.
- .- Condiciones geológicas locales.
- .- Ubicación del nivel de aguas freáticas.
- .- Interacción del subsuelo con las estructuras sobre las que inciden las ondas sísmicas.

Los efectos que un sismo tiene sobre estructuras subterráneas se deben a la generación de esfuerzos y desplazamientos, prácticamente instantáneas, cuyas características varían para un sismo dado, de acuerdo a la calidad del subsuelo, las características de las ondas sísmicas que inciden sobre una estructura, debido a la distancia existente entre la estructura, y el foco del sismo, así como al medio de transmisión de los movimientos. La Fig. V-I muestra esquemáticamente la transmisión de ondas sísmicas en un modelo geológico simple, pudiéndose distinguir los diferentes modos de propagación de éstas.

Con fines ilustrativos se han elegido dos casos para describir las características de las ondas incidentes sobre estructuras subterráneas (Fig. V-I) en el primer caso se tiene

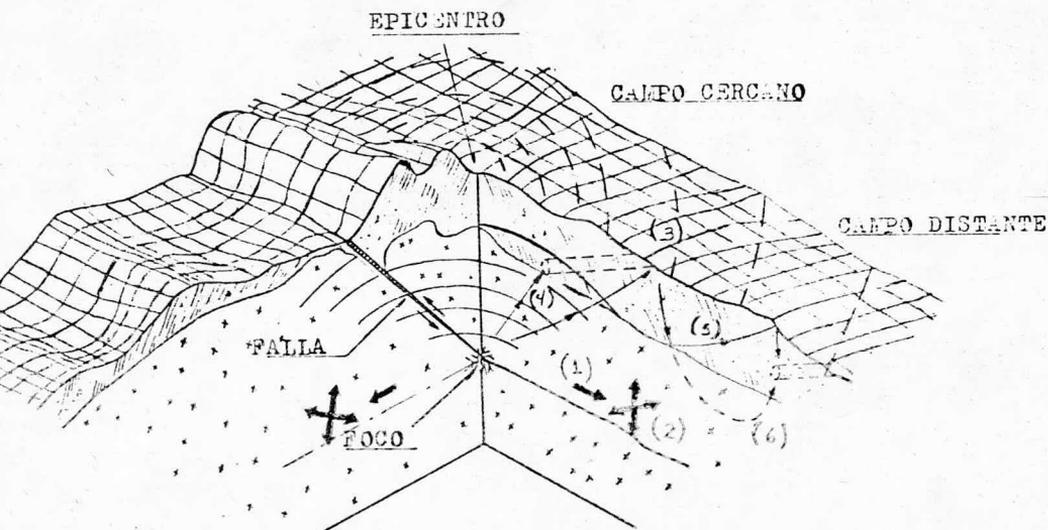


Fig. P.V=I TRANSMISION DE ONDAS SISMICAS QUE INCIDEN EN ESTRUCTURAS SUBTERRANEAS.

- | | |
|---|--|
| (1) ONDAS LONGITUDINALES - P. | (4) TRANSMISION DIRECTA DE ONDAS SISMICAS. |
| (2) ONDAS DE CORTANTE - S | |
| (3) ONDAS SUPERFICIALES (RAYLEIGH Y LOVE) | (5) TRANS. DE ONDAS REFLEJADAS |
| | (6) TRANS. DE ONDAS REFRACTADAS. |

una estructura ubicada en el "campo cercano" definido por la distancia relativa entre el punto considerado y el foco del sismo. En este caso se puede distinguir una transmisión directa de las ondas sísmicas hacia la estructura en donde dominan las ondas longitudinales, P, y las ondas de cortante S.

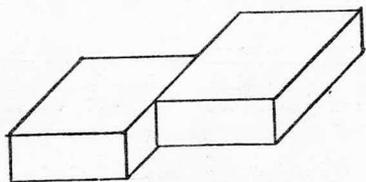
El segundo caso corresponde a estructuras ubicadas en el "campo distante" en donde predominan las ondas reflejadas y refractadas, así como las ondas superficiales y, consecuentemente, se tiene una condición de alta complejidad de los movimientos inducidos por el sismo.

Potenciales tipos de falla en túneles.—Los daños producidos en una estructura subterránea pueden ocasionar problemas de gran magnitud. Por tal motivo es de primordial interés en la ingeniería de túneles y obras subterráneas identificar los potenciales tipos de falla que un sismo puede provocar sobre estas estructuras.

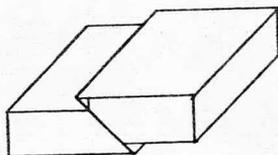
En estructuras subterráneas los daños que se producen por un sismo se atribuyen a tres causas principales: desplazamientos relativos entre planos de una falla geológica, deslizamientos del terreno en torno a la estructura y propagación del tren de ondas sísmicas a través de la estructura.

La primera de estas fuentes de daño se presenta cuando una estructura subterránea cruza por una falla geológica en la cual se inducen movimientos relativos importantes entre bloques separados del terreno (Figs. V-2 y V-3). Los daños atribuidos a deslizamientos del terreno están generalmente asociados a fenómenos de licuación de suelos granulares o cualquier otro tipo de corrimientos de tierras (Fig. V-4). En ambos casos, las medidas útiles de diseño se limitan a identificar y evitar áreas de mayor riesgo sísmico o, si esto no es factible, a localizar el daño y proporcionar las medidas que faciliten la reparación del mismo. El tercer grupo corresponde a los efectos directos de los sacudimientos que el terreno induce en las estructuras. La orientación de la propagación de las ondas es aleatoria con respecto a cualquier estructura considerada, de modo que el efecto que el tránsito de ondas puede producir sobre una estructura es muy variable

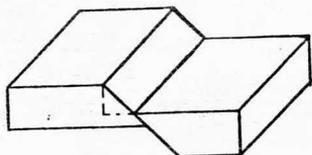
Fig V-2 TIPOS DE FALLAS.



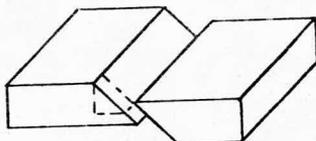
A) FALLA CON DESLIZAMIENTO DIRECTO



C) FALLA CON DESLIZAMIENTO INVERSO



B) FALLA CON DESLIZAMIENTO NORMAL



D) FALLA CON DESLIZAMIENTO DIAGONAL

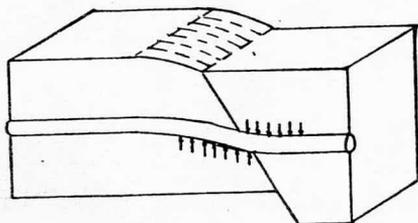


Fig V-3 CARGAS INDUCIDAS POR UNA FALLA GEOLOGICA.

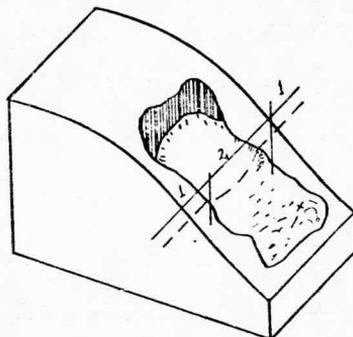


Fig V-4 FALLA POR DESLIZAMIENTO DE TALUD

- 1.- Sección restringida por el suelo.
- 2.- Sección cargada por el deslizamiento.

Una descripción completa del comportamiento estructural de obras subterráneas solicitadas por efectos sísmicos requiere análisis dinámicos tridimensionales de la estructura y el medio, que incluyan los efectos de la interacción suelo-estructura, las características de las fuentes que generan el sismo y las correspondientes al medio de transmisión de las diferentes ondas sísmicas.

Ante estas consideraciones, el análisis de los efectos sísmicos resulta ser extremadamente complejo. Sin embargo, este tipo de análisis muy riguroso, dadas las variables que intervienen en el problema, son rara vez justificados, prefiriéndose los modelos simplificados, con los que se obtienen aproximaciones aceptables y razonablemente conservadoras.

Criterios para el diseño sísmico de túneles.—El comportamiento estructural del revestimiento de un túnel bajo cargas por sismo se puede evaluar por medio de alguno de los siguientes procedimientos:

- I.— Determinando la amplificación dinámica de cargas, esfuerzos y deformaciones asociadas con una onda sísmica chocando contra el túnel.
- II.— Determinando las distorsiones impuestas en el revestimiento por el comportamiento dinámico de la masa de suelo adyacente al túnel por efecto de las ondas del sismo.

La deformación inducida en el suelo por el sismo y que será impuesta a la estructura subterránea, es de dos tipos: deformación "serpenteante", como se muestra en la Fig V-5 y de corte u ovalamiento, como se muestra en la Fig V-6.



Fig V-5 SERPENTEO DEL TUNEL.

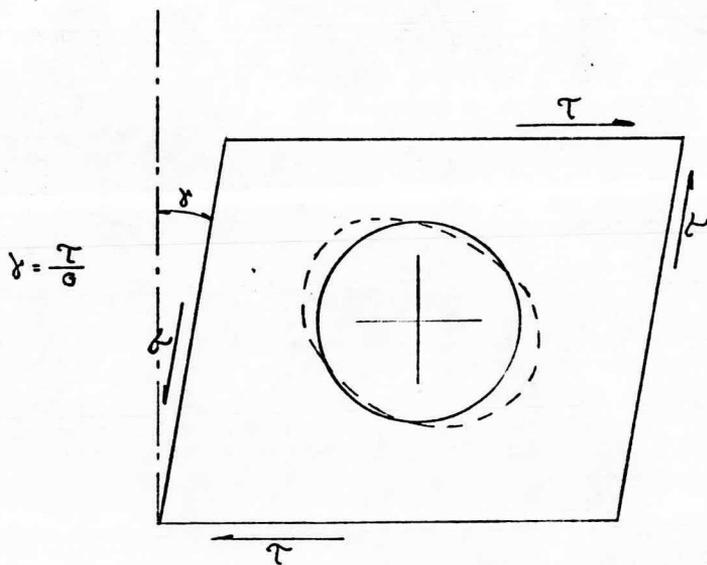


Fig V-6 OVALAMIENTO.

V-2 MOMENTO FLEXIONANTE EN UN TUNEL PRODUCIDO POR LAS ONDAS "S".

Tomando en cuenta el primer criterio de diseño sísmico descrito en el subcapítulo anterior, en donde se determinan los esfuerzos asociados con la incidencia de ondas sísmicas, y en particular las ondas "S" de cortante en la dirección - longitudinal despreciando la interacción suelo-revestimiento El momento flexionante máximo sobre un túnel en un manto homogéneo e infinito se calcula como:

$$M \text{ max.} = \frac{\alpha g E I}{V_s^2}$$

de donde:

α = Coeficiente de aceleración máxima del suelo al nivel del túnel.

g = Aceleración de la gravedad.

E = Módulo de elasticidad del revestimiento.

I = Momento de inercia de la sección transversal del revestimiento.

V_s = Velocidad de transmisión de la onda de cortante en el suelo.

El coeficiente de aceleración máxima varía con las características del suelo; para el Distrito Federal rigen tres factores que son de 0.10 para suelo firme en la zona de lomas, de 0.15 para la zona de transición y de 0.20 para arcillas saturadas en la zona del lago. Valores promedios según los acelerógrafos instalados en el D.F. que registraron un valor máximo de 200 cm/seg² bajo el temblor de Septiembre de 1985.

V-3 ANALISIS SISMICO DE TUNELES EN SUELOS BLANDOS.

Los túneles son instalaciones subterráneas que si son -
construidos en depósitos de subsuelo blando, pueden estar su-
jetos a importantes movimientos torsionantes durante un fuer-
te reacomodo de tierra.

Para estudiar el comportamiento de estas estructuras -
desde el punto de vista de ingeniería práctica, se considera
un depósito de subsuelo blando a una profundidad considera-
ble, y que durante un fuerte temblor las ondas de corte via-
jan desde el estrato firme hasta la superficie, produciendo
desplazamientos cortantes en la masa del subsuelo. Las ondas
se propagan con una velocidad de corte (llamada V_s).

Los periodos de onda producen grandes amplificaciones -
del desplazamiento del suelo, las cuales junto con las longi-
tudes de onda, son compatibles con el espesor total del es-
trato blando.

La máxima aceleración de la tierra puede ser obtenida -
del espectro de aceleración de respuesta, para los periodos
correspondientes analizados. Por lo tanto si T_n es el perio-
do de vibración del depósito, la longitud de onda es :

$$L_n = V_s T_n \dots\dots\dots I$$

Las partículas del suelo sobre una línea longitudinal -
a lo largo de instalaciones subterráneas son desplazadas re-
lativamente para un cierto instante, exhibiendo una configura-
ción definitiva aproximándose a la de una onda senoidal. Ver
la Fig V-7

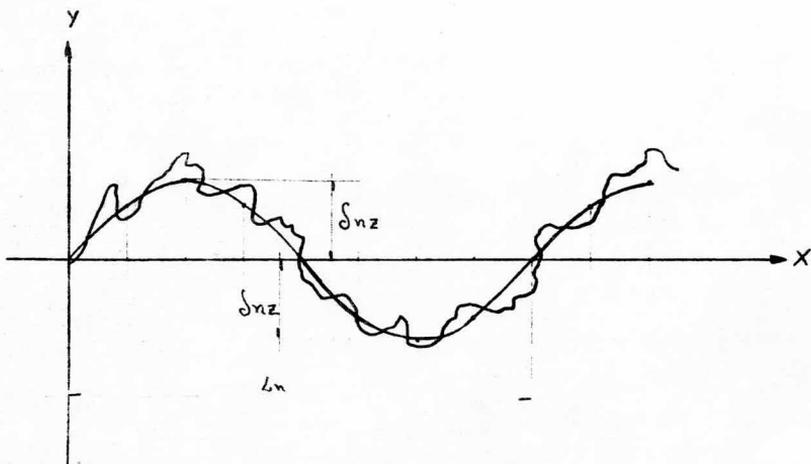


Fig. V-7 DESPLAZAMIENTO RELATIVO A LO LARGO DE UNA LINEA LONGITUDINAL DE INSTALACIONES SUBTERRANEAS.

La ecuación del desplazamiento horizontal que representa la configuración media, puede ser dada por:

$$(\Delta s_z)_x = \Delta n_z \cdot \text{sen} \frac{2\pi}{L_n} \cdot x \dots\dots\dots 2$$

de donde:

Δn_z = La máxima amplitud del suelo a una profundidad z

L_n = Longitud de onda = $V_s T_n$ (según la Ec. No.1)

T_n = Período de vibración.

En el caso de un depósito de suelo blando isotrópico, el primer modo o periodo fundamental de vibración es determinado por la ecuación:

$$T_n = \frac{4 D}{V_s} \dots\dots\dots 3$$

de donde:

D = El espesor total del depósito.

De la aceleración máxima para el periodo T_n , la amplitud máxima relativa en cualquier nivel de profundidad es calculado por:

$$\int n z = G_a \cdot \frac{T_n^2}{(2\pi)^2} \cdot \cos \frac{\pi}{2D} z \dots\dots 4$$

de donde:

z = Es la profundidad desde la superficie del terreno

G_a = Aceleración del terreno.

El desplazamiento relativo máximo de la masa de tierra a lo largo del túnel puede ser estimado por la ecuación (2). Para ductos largos uno puede, supuestamente, asegurar que la estructura es forzada a seguir la configuración del desplazamiento máximo horizontal del suelo. De aquí que los desplazamientos en el túnel esten sujetos a cortante, momento flexionante y carga, las cuales se calcularán aproximadamente por medio de las siguientes ecuaciones:

$$\left. \begin{aligned} \text{MOMENTO} &= EI \frac{d^2 \delta}{dx^2} \\ \text{CORTANTE} &= EI \frac{d^3 \delta}{dx^3} \\ \text{CARGA} &= EI \frac{d^4 \delta}{dx^4} \end{aligned} \right\} \dots\dots 5$$

De la configuración del túnel durante su deformación en la profundidad z , vemos de la ecuación (2) que la flexión máxima ocurre en $X = (1/4) L_n$ y $(3/4) L_n$. Por lo tanto:

$$M_{max}. \quad \text{MOMENTO MAXIMO} = - EI \cdot \int n z \left(\frac{2 \pi}{L_n} \right)^2 \dots 6$$

El cortante máximo ocurre cuando $X = 0$, $X = L_n/2$ y $X = L_n$. Por lo tanto:

$$V_{max}. \quad \text{CORTANTE MAXIMO} = EI \cdot \int n z \left(\frac{2 \pi}{L_n} \right)^3 \dots 7$$

La distribución de la carga es:

$$Q_i = - EI \cdot \int n z \left(\frac{2 \pi}{L_n} \right)^4 \text{sen} \frac{2 \pi}{L_n} \cdot x \dots 8$$

La fórmula general para determinar los periodos de vibración es:

$$T_n = \frac{4 D}{(2n-1) V_s} \dots 9$$

de donde:

D = Espesor del estrato blando.

V_s = Velocidad de la onda de corte.

n = Modo de vibración.

La fórmula para la aceleración del terreno, según el Dr. Emilio Rosenblueth es:

$$G_a = \left(\frac{0.8 T}{4 + T^2} \right) g$$

de donde:

T = Periodo de vibración

g = Aceleración de la gravedad.

VI Diseño de un túnel
de sección circular

VI DISEÑO DE UN TUNEL DE SECCION CIRCULAR

De una manera general en el Distrito Federal y en especial en la zona del lago, donde predominan las arcillas blandas, cuando se efectúa la excavación con escudo (ver capítulo III inciso III-2-3), el revestimiento del túnel se hace en dos etapas.

La primera etapa de revestimiento o revestimiento primario tiene por objeto sustituir el confinamiento y evitar deformaciones instantaneas absorbiendo las cargas totales a - cierto plazo, este revestimiento actúa en forma temporal y generalmente corresponde al periodo de construcción; la segunda etapa de revestimiento o revestimiento definitivo se coloca sobre el primero reforzandolo para resistir las cargas - que a largo plazo se presentan sobre el túnel.

La carga con la que se diseña la estructura primaria o temporal del túnel y la estructura secundaria o definitiva , depende principalmente de las propiedades mecánicas del suelo donde se hace la excavación, de su relación esfuerzo-deformación-tiempo y de la geometría del túnel. El problema de la determinación de las cargas actuantes no esta totalmente esclarecido, por lo que la práctica común para evaluarlas, está fundamentada en las experiencias abtenidas de otros túneles que a su vez se apoyan en mediciones de cargas sobre ademes primarios y definitivos y de sus deformaciones.

Dada la complejidad de determinar las cargas actuantes , este capítulo se base sobre los valores que mecánica de suelos proporciona para encontrar los elementos mecánicos flexionantes actuantes sobre un túnel.

VI-I EJEMPLO

Para efectos de cálculo se tomó un ejemplo real para diseñar un túnel de sección circular en un estrato arcilloso. Se consideró un tramo del túnel del colector semiprofundo de Iztapalapa, que sirve para el drenaje de la Cd. de México, comprendido entre las lumbreras 3 y 4 en los cadenamientos 3 + 04I a 3 + 57I, a una profundidad promedio de 11.80 mts., donde el nivel de aguas freáticas está a 3.60 mts., cuyo diámetro de excavación es de 3.85 mts. y se construyó a base de escudo de frente cerrado con presión balanceada de agua con lodo bentonítico, con revestimiento primario formado por dovelas de concreto prefabricadas y reforzado con un revestimiento definitivo de concreto colado en situ.

Para el diseño de las dovelas se deberá considerar las siguientes cargas:

- a) Presión vertical W_v
- b) Presión horizontal W_h
- c) Presión triangular W_t (debido a que el NAF no es abatido).
- d) Peso propio de las dovelas
- e) Presión exterior.

Estas presiones son instantáneas o a corto plazo.

Para el diseño del revestimiento secundario o definitivo se deberá considerar las siguientes:

- a) Presión vertical W_v
- b) Presión horizontal W_h
- c) Presión triangular W_t

- d) Peso propio del revestimiento
- e) Peso propio del líquido
- f) Presión exterior
- g) Presión interior
- h) Efecto debido a sismo.

Tomando en cuenta que en la sección transversal del revestimiento actúa la combinación más desfavorable de los siguientes estados de carga:

— En su etapa de construcción actuando la presión vertical, horizontal, triangular, peso propio y presión exterior. A esta condición la llamaremos primaria o de túnel vacío.

— Cuando el ducto está trabajando a su máxima capacidad; como lo es en lluvias excesivas, se presenta la condición de carga primaria más el peso propio del líquido y la presión interior. A esta condición la llamaremos de túnel lleno.

En el sentido longitudinal, el diseño por flexión se hará considerando el revestimiento como una viga: dada la incidencia de ondas sísmicas de cortante (descrita en el inciso V-2) y comparando el resultado con el efecto de atenuación de la aceleración con la profundidad, según "Zeevaert", (descrita en el inciso V-3).

En general el revestimiento final del túnel deberá diseñarse utilizando los lineamientos dados en el reglamento de construcciones para el Distrito Federal, usando las curvas mostradas en la Fig. VI-I.

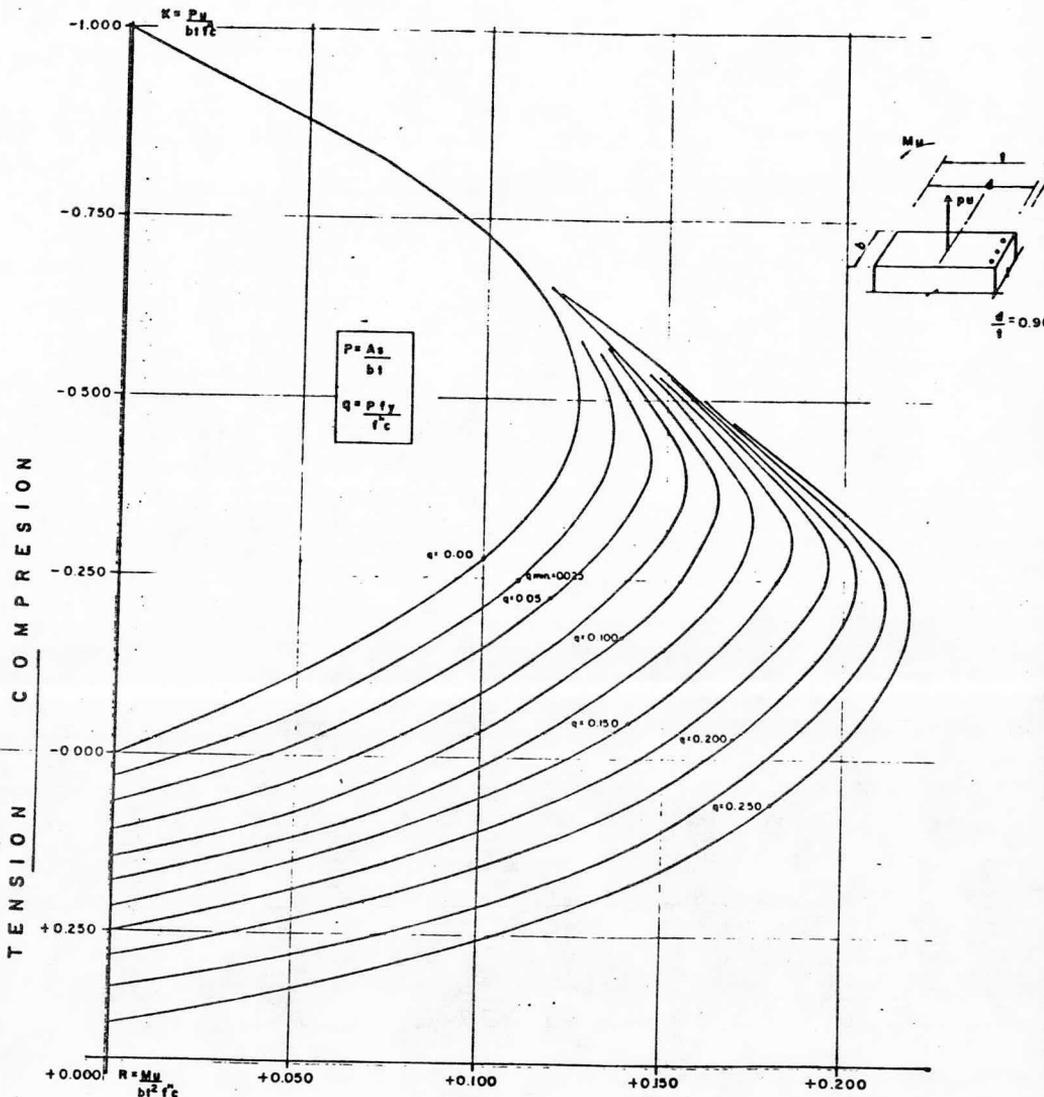


Fig. VI-I GRAFICA DE INTERACCION PARA TUNELES

VI-I-I REVESTIMIENTO PRIMARIO.

Dados los datos de mecánica de suelos y las condiciones geométricas. Y utilizando el programa para analizar una sección circular tenemos que:

DATOS:

$$D = 3.85 \text{ mts.}$$

$$* W_v = 12.76 \text{ T/m}^2$$

$$* W_h = 10.90 \text{ "}$$

$$e = 0.175 \text{ mts, supuesto.}$$

$$W_e = 8.20 \text{ T/m}^2$$

$$P_o P_o = 0.175 \times 2.40 \text{ (P.V.C)} = 0.42 \text{ T/m}^2$$

$$b = 1.00 \text{ mts.}$$

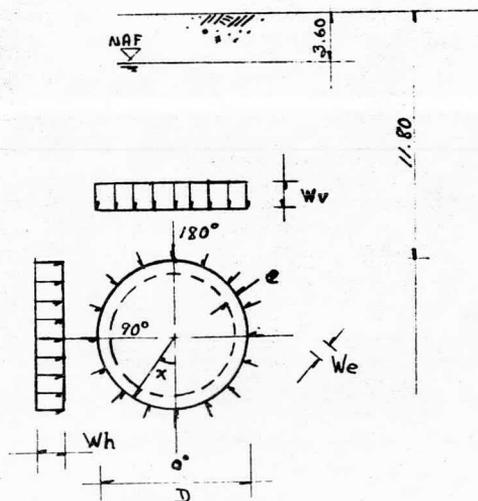
$$f_c = 350 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f^*c = 280 \text{ "}$$

$$f''c = 231.28 \text{ "}$$

$$f_y = 4200 \text{ "}$$

$$i = 15^\circ$$



* Datos proporcionados por mecánica de suelos.

Nota: La carga triangular esta implícita en la vertical y horizontal

X GRADOS	M TON-M.	N NORMAL TON.	V CORRIENTE TON.	ESFUERZOS Kg/cm ²				Δ		K	R	q	cm ² /m	#	Ø
				L. INTERIOR		L. EXTERIOR		DEPRECIACIÓN							
				σ _c	σ _t	σ _c	σ _t	x	y						
0	1.014	-37.153	0.00	-1.863	-41.097					0.138	0.021	min	min	#3 @ 25	
15	0.808	-37.399	-0.107	-5.537	-37.182					-0.139	0.017				
30	0.252	-37.988	-0.623	-16.979	-26.634					-0.141	0.005				
45	-0.484	-38.788	-0.903	-31.640	-12.688					-0.144	0.010				
60	-1.171	-39.525	-0.428	-45.524						-0.146	0.025				
75	-1.595	-39.952	-0.068	-51.035						-0.148	0.034				
90	-1.623	-37.907	0.386	-51.596			0.353			-0.148	0.034				
105	-1.009	-39.409	0.781	-42.290			8.426			-0.146	0.021				
120	-0.382	-38.563	0.361	-29.327			8.988			-0.143	0.008				
135	0.317	-37.603	0.289	-15.232			-2.748			-0.139	0.007				
150	0.830	-36.775	-0.634	-4.263			-27.702			-0.136	0.018				
165	0.917	-36.338	-1.876	-2.798			-37.265			-0.135	0.019				
180	0.429	-36.464	-3.196	-12.487			-38.731			-0.135	0.007				
							-29.234								

0.740 cms.
0.649 cms.

$$k = \frac{P_{\Delta}}{b \cdot t \cdot l_c} = \frac{N \cdot 1000 \cdot 17.5}{100 \cdot 17.5 \cdot 231.28} = 0.003706 \text{ N}$$

$$R = \frac{N_{\Delta}}{b \cdot t \cdot l_c} = \frac{N \cdot 10^5 \cdot 17.5}{100 \cdot 17.5^2 \cdot 231.28} = 0.021796 \text{ N}$$

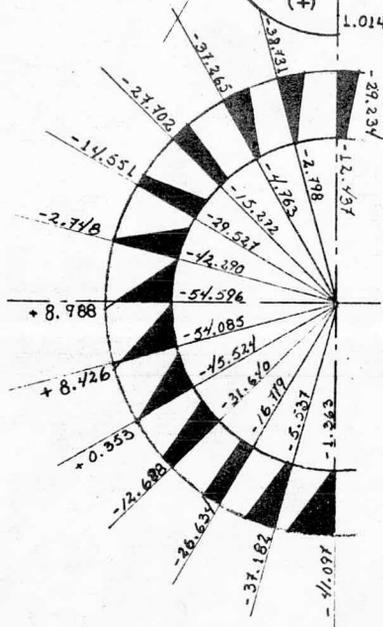
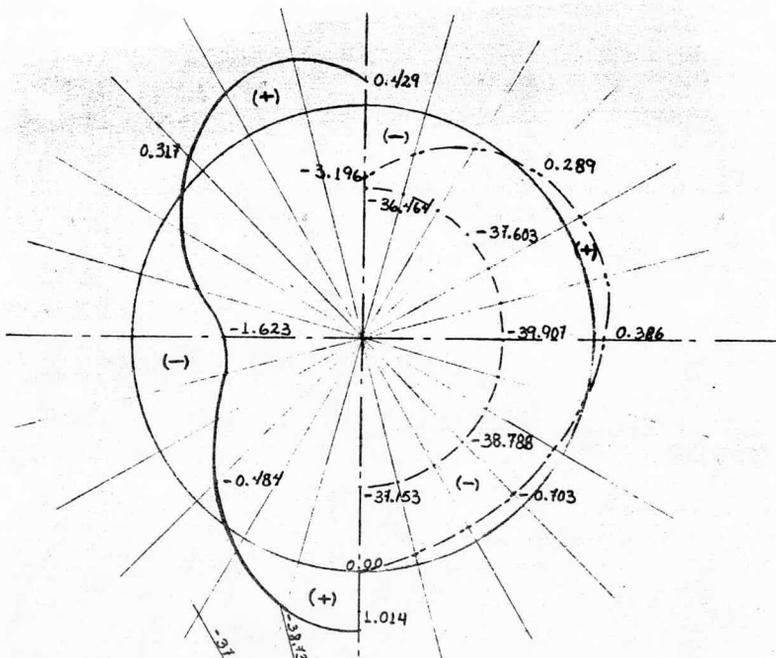
$$A_s = q \frac{f_c}{f_t} b t = 9 \cdot \frac{231.28}{4200} \cdot 100 \cdot 17.5 = 96.3667 \text{ g}$$

De la Fig. VI-I

$$q_{\min} = 0.025$$

$$A_{s \min} = 2.41 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\#3 @ 25 \Rightarrow A_r = 2.81 \text{ cm}^2/\text{m} \cdot \frac{OK}{\#}$$



SIMBOLOGIA.

- MOMENTO
- - - NORMAL
- - - CORTANTE
- [shaded box] COMPRESION.
- + [unshaded box] TENSION

Revisión de esfuerzos.-

Esfuerzos máximos actuantes:

El de compresión en lecho interior a $90^\circ = -54.596 \text{ Kg/cm}^2$

El de tensión en lecho exterior a $90^\circ = 8.988 \text{ "}$

Esfuerzos permisibles:

A compresión $= 0.33 f'c = 115.5 \text{ Kg/cm}^2$

A tensión $= 1.6 \sqrt{f'c} = 29.93 \text{ "}$

Los esfuerzos permisibles son mayores que los actuantes "OK"

Revisión por cortante en la sección.-

Como el porcentaje de acero es menor que 0.004 el cortante crítico resistente es:

$$V_{cr} = FR b d (0.2 + 75p) \sqrt{f'c}$$

de donde:

$$FR = 0.8$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 12.5 \text{ cm}$$

$$p = \rho f'c / f_y = 0.00137667$$

$$f'c = 0.8 \times f'c = 280 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante actuante máximo es:

$$V_a = 3.196 \text{ Ton. a } 180^\circ$$

$$V_u = V_a \times FA = 4.794 \text{ Ton.}$$

$$V_{cr} = 5.074 \text{ Ton.}$$

El cortante crítico resistente es mayor que el actuante por lo tanto la sección pasa.

Distribución de dovelas y ensamble.-

Ensamble lateral con 16 tornillos es a:

$$360^\circ / 16 = 22.50^\circ$$

Ensamble frontal con 2 tornillos a 25 cms. del paño dejando 50 cms. en la parte central.

Para la distribución de dovelas, si la cuña de remate a barca un ángulo igual a la del ensamble de tornillos laterales; permite que la cuña se pueda colocar tanto en la clave del túnel como a 45° a izquierda o derecha. El ángulo restante se puede absorber con dovelas de igual dimensión, para este caso $(360-22.50) / 5 = 67.50^\circ$, las cuales, debido a la distribución simétrica de los tornillos laterales, también se pueden desplazar cuando se requiera colocar la cuña en el lugar indicado. Ver la fig. VI-2.

Análisis de juntas.- Fundamentalmente hay dos posiciones de amarre de dovelas que generan un estado de esfuerzos particulares para cada unión, (ver la fig. VI-3). Para la primera se analizará a 33.75° , 101.25° y 168.75° ; para la segunda a 56.25° , 123.75° y 146.25° de un lado y a 11.25° , 78.75° y 146.25° del otro.

Elementos mecánicos en las juntas de los segmentos para su revisión y así garantizar la continuidad del túnel.

1 ^{era} Distribución				ESFUERZOS Kg/cm ²			
X	M	N	V	LECHO INTERIOR		LECHO EXTERIOR	
GRADOS	MOMENTO	NORMAL	CORTANTE	σ_c	σ_t	σ_c	σ_t
33.75	0.076	-38.179	-0.705	-20.325		-23.307	
101.25	-1.128	-39.572	0.727	-44.702		-0.522	
168.75	0.852	-36.313	-2.210	-4.054		-37.446	
2 ^{da} Distribución							
11.25	0.897	-37.282	-0.314	-3.738		-38.869	
56.25	-1.016	-39.361	-0.556	-42.400		-2.583	
78.75	-1.642	-39.989	0.048	-55.022			7.321
123.75	-0.207	-38.330	0.688	-25.904		-17.900	
146.25	0.733	-36.954	-0.366	-6.756		-35.477	

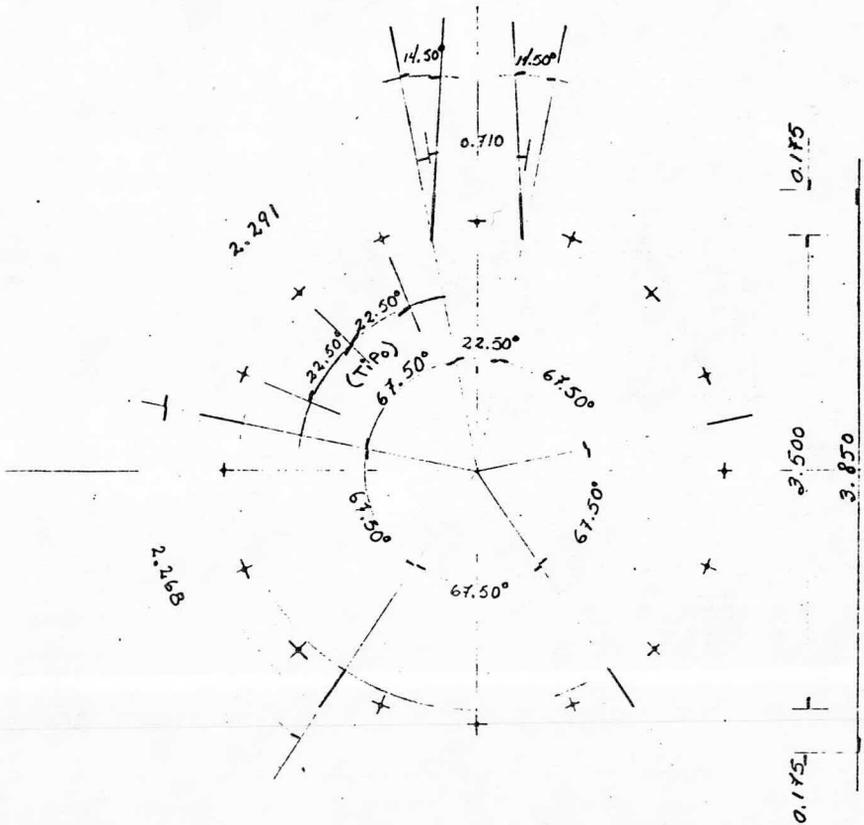


Fig. VI-2 DISTRIBUCION DE DOVELAS Y ENSAMBLE LATERAL.

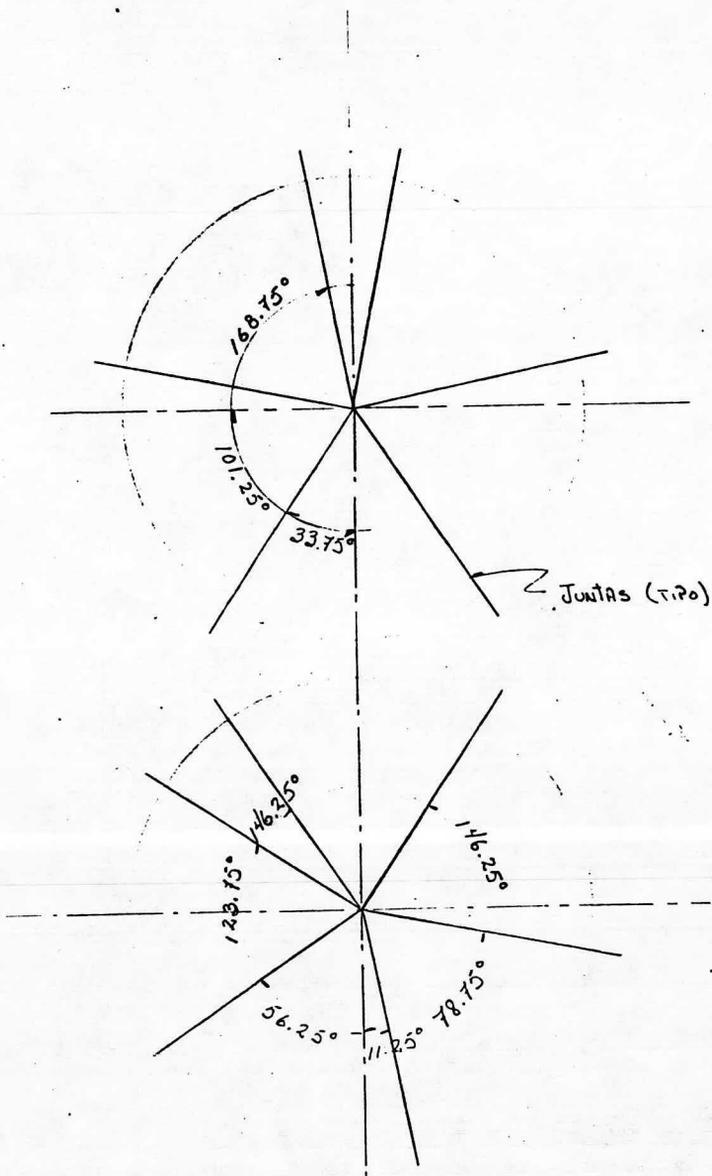
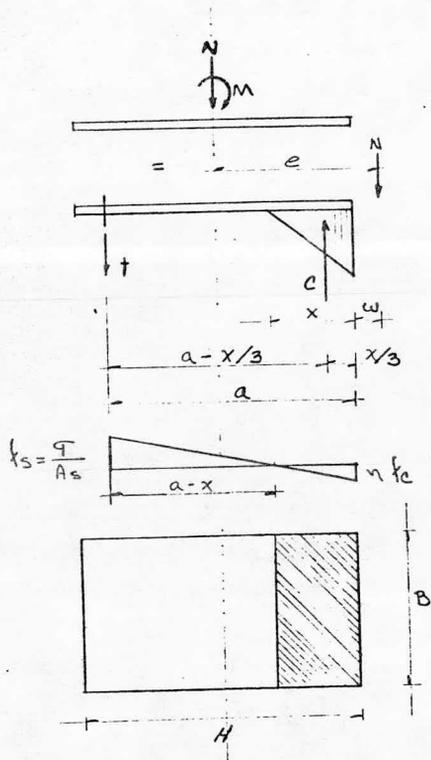


Fig. VI-3 POSICIONES DE AMARRE DE DOVELAS.

Revisión de la junta más desfavorable por normal y momento. La condición más crítica es en la segunda distribución a 78.75° grados, generando un momento (M) de -1.642 T-m y una fuerza normal (N) de 39.989 Ton .

Considerando la sección como una columna y revisando los esfuerzos, tenemos que cuando la excentricidad ($e = M/N$) es menor o igual al tercio medio de la longitud de trabajo, los esfuerzos son calculados directamente con la ecuación de la escuadría; pero cuando la excentricidad es mayor se producen esfuerzos a compresión que se analizarán de la manera siguiente en forma general.



Se puede observar que intervienen tres fuerzas, Tensión (t), Normal (N) y Compresión (C), que por equilibrio tenemos que:

$$t + N - C = 0 \dots (1)$$

Tomando momentos con respecto a C :

$$\sum M_c = 0$$

$$N \left(\frac{x}{3} \pm w \right) - t \left(a - \frac{x}{3} \right) = 0 \dots (2)$$

Del diagrama de la sección transformada.

$$\frac{n f_c}{t / A_s} = \frac{x}{a-x} \dots (3)$$

Hay que encontrar las expresiones para N y C en función de t , por lo tanto, de la ecuación (2) despejamos N .

$$N = \frac{t \left(a - \frac{x}{3} \right)}{\left(\frac{x}{3} \pm w \right)}$$

multiplicando por $3/3$

$$N = \frac{t(3a-x)}{(x \pm 3w)} \dots (4)$$

Si C es igual al volumen del prisma de esfuerzos a compresión.

$$C = \frac{B \cdot x \cdot k}{2} \dots (5)$$

Despejando el valor de f_c de (3) y sustituyendolo en (5)

$$C = \frac{B \cdot x \cdot x \left(\frac{t}{A_s} \right) / n (a-x)}{2} = \frac{B \cdot t \cdot x^2}{2n A_s (a-x)} \dots (6)$$

Sustituyendo el valor de C de (6) y N de (4) en la ecuación (1)

$$\frac{t(3a-x)}{(x \pm 3w)} + t = \frac{B t x^2}{2n A_s (a-x)} \dots (7)$$

Dividiendo entre t y simplificando.

$$x^3 \pm 3w x^2 + \frac{6n A_s (a \pm w)}{B} x - \frac{6n A_s (a \pm w)}{B} a = 0$$

Si hacemos que

$$A = \frac{6n A_s (a + w)}{B}$$

tenemos que

$$X^3 + 3w X^2 + Ax - Aa = 0$$

Antes de usar esta expresión es necesario revisar el área de acero supuesto para los tornillos. Una vez encontrado el valor de X, basado en esta suposición es necesario comprobar la validez de la suposición.

Para comprobar el área de acero (A_s), se requiere el valor de la tensión (T) total, este se encuentra de la ecuación (γ)

Para este caso y sustituyendo valores tenemos que:

DATOS:

$$M = -1.642 \text{ T-m}$$

$$N = 39.989 \text{ Ton}$$

$$f_c \text{ permisible} = 115.5 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_s = 2.1 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_c = 8500 \sqrt{350} = 159\,020 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B = 100 \text{ cm}$$

$$H = 17.5 \text{ cm}$$

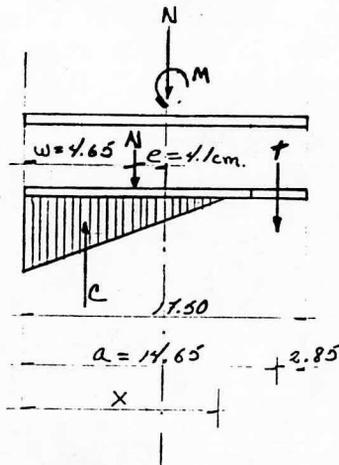
$$H/6 = 2.92 \text{ cm}$$

$$e = M/N = 4.1 \text{ cm} > H/6$$

$$A_s = 5.7 \text{ cm}^2 \text{ (supuesto) } 2 \text{ Tornillos de } 3/4''$$

$$n = E_s/E_c = 13.206$$

$$f_{s_{\max}} = 1520 \text{ Kg/cm}^2$$



Del análisis general.

$$A = \frac{6n A_s (a \pm w)}{B}$$

$$= \frac{6 * 13.206 * 5.7 * (14.65 - 4.65)}{100}$$

$$A = \underline{\underline{45.16452}}$$

$$X^3 \pm 3wX^2 + AX - Aa = 0$$

$$X^3 - 3 * 4.65 X^2 + 45.16452 X - 45.16452 * 14.65 = 0$$

$$X^3 - 13.95 X^2 + 45.16452 X - 661.660218 = 0$$

Por tanteos.

$$X \doteq 14.08 \text{ cm.}$$

Por lo tanto,

$$T = N \left(\frac{X \pm 3w}{3a - X} \right)$$
$$= 39989 \left(\frac{14.08 - 3 * 1.65}{3 * 14.65 - 14.08} \right)$$

$$T = 174.04 \text{ Kg}$$

$$f_{sa} = \frac{174.04}{5.7} = 30.53 \text{ Kg/cm}^2 \ll f_{s \text{ max}} \underline{\underline{OK}}$$

Del equilibrio de fuerzas,

$$C = 39989 + 174.04 = 40163.04$$

Como

$$C = \frac{B \cdot X \cdot f_c}{2}$$

Despejando f_c y sustituyendo valores,

$$f_c = \frac{2C}{B \cdot X} = \frac{2 * 40163.04}{100 * 14.08} = 57.05 < f_{c \text{ permisible}} \underline{\underline{OK}}$$


Revisión por cortante de tornillos.- El cortante más crítico se presenta a 168.75° grados en la primera distribución de segmentos, y es de $V_a = 2.21$ Ton.

De aquí que:

$$V_u = V_a \times FA = 3315 \text{ Kg}$$

Que repartido en dos tornillos,

$$V_{ua} = V_u/2 = 1657.5 \text{ Kg}$$

Si

$$T = A_s \times f_y = V_{ua} = A_s \times f_s$$

Para $f_s = 0.4 f_y$ ($f_y = 2500 \text{ Kg/cm}^2$ del acero A-36)

Por lo tanto;

$$A_s = 1657.5 / 1000$$

$$= 1.658 \text{ cm}^2$$

Con tornillo de $3/4"$ tenemos una $A_v = 2.85 \text{ cm}^2$, mayor que la requerida.

Las dovelas son fabricadas por la empresa SOLUM para el Departamento del Distrito Federal, la cual proporciona todos los detalles de armado y soldadura en el plano VI-ED-I.

VI-I-2 REVESTIMIENTO SECUNDARIO O DEFINITIVO.

Dados los datos de mecánica de suelos y las condiciones geométricas, analizaremos la sección en su condición de túnel vacío y túnel lleno.

Refuerzo transversal a túnel vacío.-

DATOS:

$$e = 0.15 \text{ mts (supuesto)}$$

$$D_{\text{ext.}} = 3.50 \text{ mts}$$

$$* W_h = 14.53 \text{ T/m}^2$$

$$* W_v = 17.01 \text{ "}$$

$$W_{\text{popo}} = 0.15 \times 2.4 \text{ (P.V.C)} = 0.36 \text{ T/m}^2$$

$$W_e = 8.20 \text{ T/m}^2$$

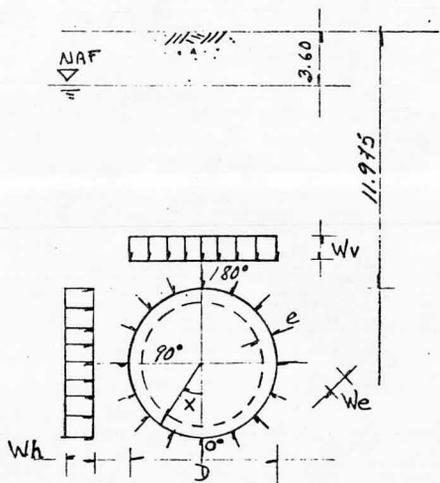
$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$i = 15^\circ$$

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F''c = 170 \text{ "}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



* Datos proporcionados por mecánica de suelos.

Nota: la carga triangular esta implícita en la vertical y horizontal.

				+ TENSION		- COMPRESION		Kg/cm ²		ESFUERZOS		Δ							
x	M	N	V	L. INTERIOR		L. EXTERIOR		DEFORMACION		K	R	g	cm ² /m	#	@				
	MOMENTO	NORMAL	CORRIENTE	U _c	U _T	U _c	U _T	X	Y							As			
GRADOS	Ton-m	Ton.	Ton.																
0	1.394	-10.079	0.00		10.446	-63.884				-0.109*	0.012*	men	men	#3 @ 20					
15	1.157	-10.359	-0.704			3.940	-57.752			-0.110*	0.010*	'	'	'					
30	0.515	-41.116	-1.194	-13.681			-41.140			-0.112*	0.004*	'	'	'					
45	-0.345	-42.127	-1.320	-37.271			-18.898			-0.114*	0.003*	'	'	'					
60	-1.170	-43.089	-1.041	-59.916				2.465		-0.259	0.046	'	'	#3 @ 15					
75	-1.718	-43.705	-0.439	-74.944				16.670		-0.257	0.067	'	'	'					
90	-1.827	-43.773	0.302	-77.908				19.543		-0.257	0.072	'	'	'					
105	-1.300	-43.280	0.996	-63.527				5.820		-0.255	0.051	'	'	'					
120	-0.608	-42.342	1.263	-44.440						-0.115*	0.005*	'	'	#3 @ 20					
135	0.226	-41.201	0.997	-21.442						-0.112*	0.002*	'	'	'					
150	0.927	-40.169	0.173	-2.072						-0.109*	0.008*	'	'	'					
165	1.235	-39.545	-1.080		6.560	-59.387				-0.107*	0.010*	'	'	'					
180	0.977	-39.540	-2.477	-0.312		-52.407				-0.107*	0.008*	'	'	'					

* Secciones en las que participa el concreto de las dorelas trabajando a esfuerzos de compresión.

De la fig. VI-I

Con participación de las dorelas

$$K = \frac{P_u}{b t^2 f'_c} = \frac{1000 * 1.5 * N}{100 * 32.5^2 * 170} = 0.0027149 N$$

$$R = \frac{M_u}{b t^2 f'_c} = \frac{M * 10^5 * 1.5}{100 * 32.5^2 * 170} = 0.0083536 M$$

$$A_s = g \frac{f'_c}{f_y} b t = \frac{170}{4200} * 100 * 32.5 * g = 131.548 g$$

$$g_{min} = 0.025$$

$$A_{smin} = 3.29 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \#3 @ 20 \Rightarrow A_s = 3.55 \text{ cm}^2/\text{m}$$

"OK"

Sin participación de las dorelas.

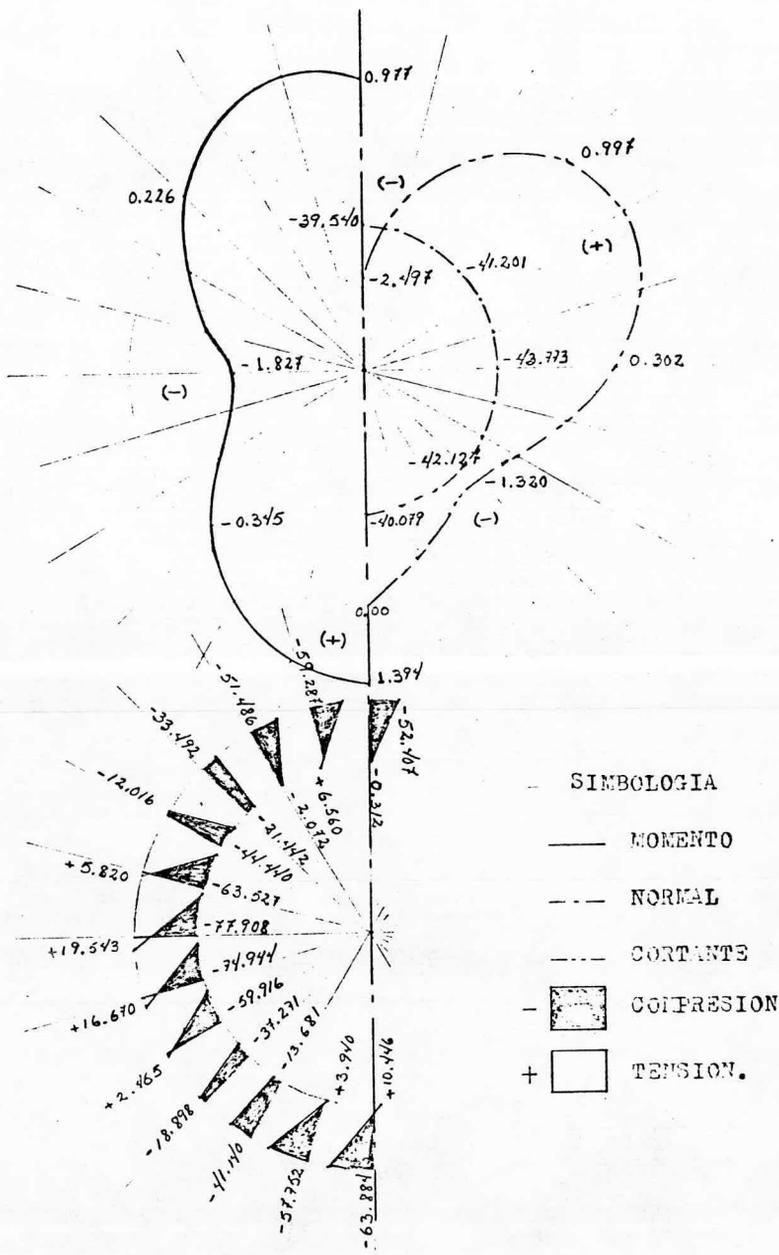
$$K = \frac{P_u}{b t^2 f'_c} = \frac{1000 * 1.5 * N}{100 * 15 * 170} = 0.0058824 N$$

$$R = \frac{M_u}{b t^2 f'_c} = \frac{M * 10^5 * 1.5}{100 * 15^2 * 170} = 0.0392157 M$$

$$A_s = g \frac{f'_c}{f_y} b t = \frac{170}{4200} * 100 * 15 * g = 60.714 g$$

$$A_{smin} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \#3 @ 45 \Rightarrow A_s = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$$

"OK"



- SIMBOLOGIA
- MOMENTO
 - - - NORMAL
 - · - · - CORTANTE
 -  COMPRESION
 - +  TENSION.

Refuerzo transversal a túnel lleno.-

DATOS:

$$e = 0.15 \text{ mts (supuesto)}$$

$$D_{\text{ext}} = 3.50 \text{ mts}$$

$$*W_h = 14.53 \text{ T/m}^2$$

$$*W_v = 17.01 \text{ "}$$

$$W_{\text{popo}} = 0.36 \text{ T/m}^2$$

$$\gamma = 1 \text{ T/m}^3$$

$$W_e = 8.20 \text{ T/m}^2$$

$$W_i = 5.20 \text{ "}$$

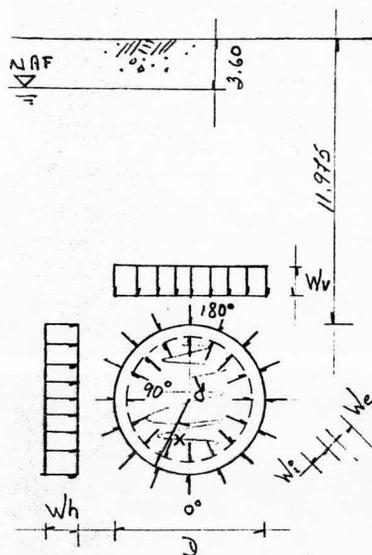
$$f'c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$i = 15^\circ$$

$$f^*c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f''c = 170 \text{ "}$$

$$b = 100 \text{ cm}$$



* Datos proporcionados por mecánica de suelos.

Nota: La carga triangular esta implícita en la vertical y horizontal.

- COMPRESIÓN kg/cm²

X GRADOS	ESFUERZOS			Δ		K	R	q	cm ² /m	# @				
	M	N	V	L. INTERIOR							L. EXTERIOR		DEFORMACIÓN	
	MOMENTO T-m	NORMAL TON.	CORTANTE TON.	σ _c	σ _t						σ _c	σ _t	x	y
0	0.370	-28.879	0.000	-9.394		-29.111		-0.078*	0.003*	μ ₁₂	μ ₁₂	#3 @ 20		
15	0.168	-29.180	0.106	-14.972		-23.934		-0.079*	0.001*	/	/	/		
30	-0.366	-29.981	0.261	-27.755		-10.227		-0.081*	0.003*	/	/	/		
45	-1.043	-31.044	0.483	-48.510			7.119		0.041	/	/	#3 @ 15		
60	-1.616	-32.008	0.727	-64.440			21.763	1/7 cms		/	/	/		
75	-1.867	-32.555	0.933	-71.481			28.074	1/8 cms		-0.183	0.063	/	/	
90	-1.682	-32.483	0.942	-66.515			23.204			-0.192	0.073	/	/	
105	-0.603	-31.872	0.801	-37.330		-5.192				-0.191	0.066	/	/	
120	0.084	-30.951	-0.046	-18.389		-22.886				-0.084*	0.005*	/	/	
135	0.684	-29.762	-1.492	-1.733		-38.216				-0.084*	0.001*	/	/	
150	0.880	-27.245	-3.450		3.977	-42.970				-0.081*	0.006*	/	/	
165	0.404	-27.112	-5.676	-8.636		-30.180				-0.079*	0.007*	/	/	
180	-0.893	-27.756	-7.799	-43.639			3.965			-0.079*	0.003*	/	/	
										-0.175	0.035	/	#3 @ 15	

L70

* Secciones en las que participa el concreto de las dovelas trabajando a esfuerzos de compresión

De la fig. VI-I

Con participación de las dovelas

$K = 0.0027149 \text{ N}$

$R = 0.00835364 \text{ M}$

$As = 131.548 \text{ q}$

Sin participación de las dovelas.

$K = 0.0058824 \text{ N}$

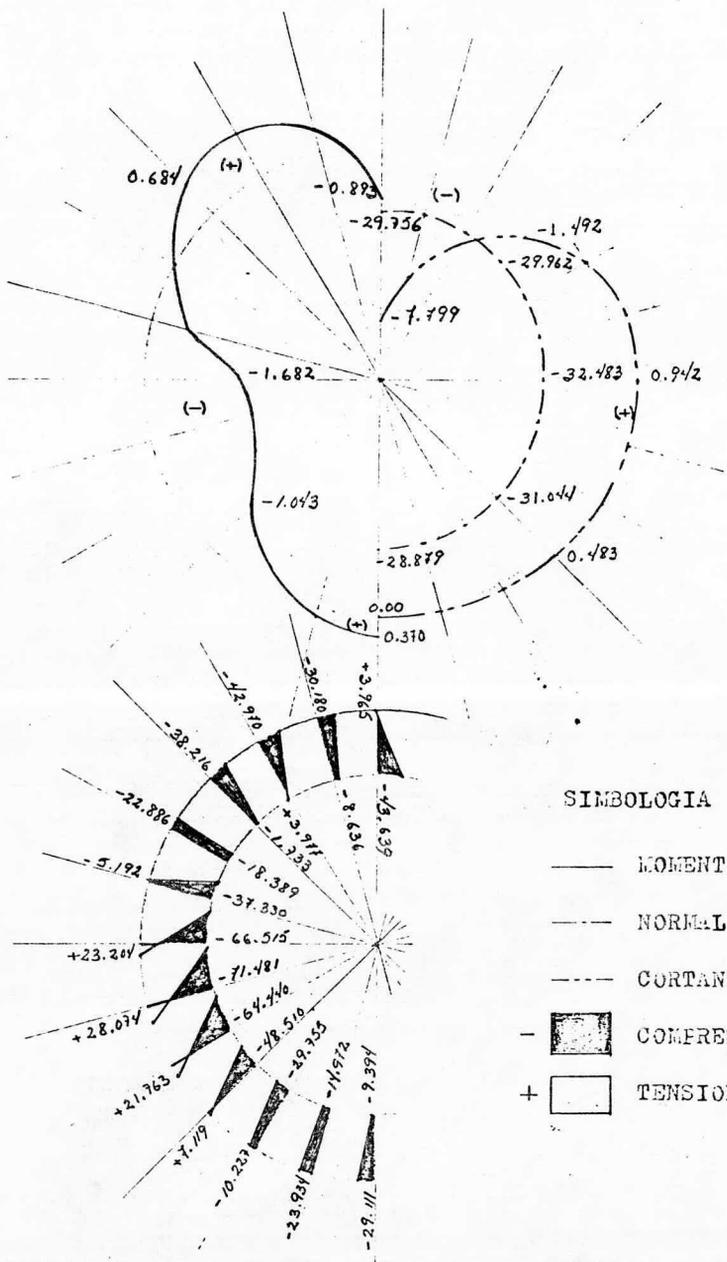
$R = 0.0392157 \text{ M}$

$As = 60.714 \text{ q}$

$q_{min} = 0.025$

$As_{min} = 3.29 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ #3 @ 20} \Rightarrow Ar = 3.55 \text{ cm}^2/\text{m}$
"OK"

$As_{min} = 1.52 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ #3 @ 15} \Rightarrow Ar = 1.58 \text{ cm}^2/\text{m}$
"OK"



SIMBOLOGIA

— MOMENTO

- - - - - NORMAL

- - - - - CORTANTE

-  COMPRESION

+  TENSION

Revisión de esfuerzos.-

Esfuerzos máximos actuantes:

El de compresión en lecho interior a 90°

$$\text{de túnel vacío} = -77.908 \text{ Kg/cm}^2$$

El de tensión en lecho exterior a 75°

$$\text{de túnel lleno} = 28.074 \text{ Kg/cm}^2$$

Esfuerzos permisibles:

$$\text{A compresión} = 0.33 f'c = 82.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\text{A tensión} = 1.6 \sqrt{f'c} = 25.30 \text{ "}$$

Los esfuerzos permisibles son mayores que los actuantes excepto el de tensión a 75° del lecho exterior de túnel lleno; por lo que es de esperarse que aparezcan pequeñas grietas.

Revisión por cortante en la sección.-

Como el porcentaje de acero es menor que 0.004 el cortante crítico resistente es:

$$V_{cr} = FR b d (0.2 + 75p) \sqrt{f^*c}$$

de donde:

$$FR = 0.8$$

$$b = 100 \text{ cm}$$

$$d = 27.5 \text{ cm (participa el concreto de la dovela).}$$

$$p = \rho f'c/f_y = 0.0010119$$

$$f^*c = 0.8 \times f'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

Cortante actuante máximo:

$$V_a = 7.799 \text{ Ton. a } 130^\circ \text{ de túnel lleno.}$$

$$V_u = V_a \times F_1 = 11.099 \text{ Ton.}$$

$$V_{cr} = 8.584 \text{ Ton.}$$

Se puede observar que es menor que el actuante, pero por los factores de seguridad es absorbido.

Refuerzo longitudinal por sismo.-

Análisis por flexión dada por la incidencia de ondas sísmicas de cortante.

DATOS:

$\alpha = 0.2$ factor de aceleración para suelos blandos

$V_s = 135$ mts/seg

$E_c = 8500 \sqrt{250} = 1\ 343\ 968$ T/m²

$e = 0.15$ mts

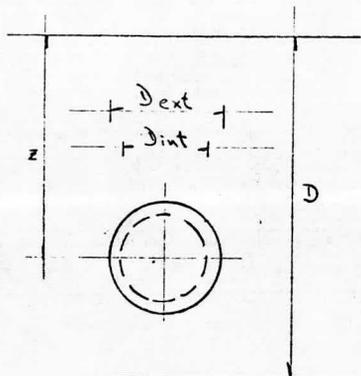
$D_{ext} = 3.50$ mts

$I = \pi/64 (D_{ext}^4 - D_{int}^4) = 2.219$ mts⁴

$g = 9.81$ mts/seg²

$z = 10.125$ mts

$D = 34$ mts.



Momento sísmico (M_s).

$$M_s = \frac{\alpha g E_c I}{V_s^2}$$

$$M_s = \frac{0.2 * 9.81 * 1343968 * 2.219}{135^2}$$

$$M_s = 321.05 \text{ T-m}$$

$$M_{su} = M_s * 1.1 = 353.16 \text{ T-m}$$

ESTRATO DURO.

análisis por el efecto de la atenuación de la aceleración con la profundidad.

Para el primer modo de vibración.

$$f_n = \frac{1 \cdot 0}{(2\eta - 1) \sqrt{s}} = \frac{1 \cdot 34}{(2 - 1) \sqrt{135}} = 1.007 \text{ seg}$$

para el cuál le corresponde una aceleración, (según el último registro dado por el temblor de Septiembre del 85), y de terminada por la fórmula:

$$G A_n = \frac{0.8 f_n}{4 + f_n^2} \cdot g$$

sustituyendo valores,

$$G A_n = \frac{0.8 \cdot 1.007}{4 + 1.007^2} \cdot 9.81 = 1.576 \text{ } \frac{\text{Ts}}{\text{seg}^2}$$

El momento sísmico es:

$$M_{s1} = -EI \cdot \int_{nz} \left(\frac{z \pi}{L_n} \right)^2$$

de donde:

$$\int_{1-10.125} = G A_n \cdot \frac{f_n^2}{(2\pi)^2} \cdot \frac{\cos \pi}{2 \cdot 5} \cdot z$$

$$\int_{1-10.125} = 1.576 \cdot \frac{1.007^2}{(2\pi)^2} \cdot \frac{\cos \pi}{2 \cdot 34} \cdot 10.125 = 0.00602$$

tambien,

$$\begin{aligned} L_n &= \sqrt{s} \cdot f_n \\ &= 135 \cdot 1.007 \\ &= 135.945 \text{ mts} \end{aligned}$$

por lo tanto;

$$M_{s1} = -1343968 \cdot 2.219 \cdot 0.00602 \cdot \left(\frac{z \pi}{135.945} \right)^2$$

$$M_{s1} = -38.34 \text{ } \frac{\text{T-m}}{\text{m}}$$

$$M_{sui} = M_{s1} \cdot 1.1 = \underline{\underline{-42.18 \text{ } \frac{\text{T-m}}{\text{m}}}}$$

El cortante máximo es:

$$V_{\max} = EI \cdot \Delta z \left(\frac{2\pi}{L_n} \right)^3 = \underline{\underline{1.77 \text{ tons.}}}$$

Para el segundo modo de vibración.

$$f_{n2} = \frac{4 \cdot 34}{(4-1) \cdot 135} = 0.336 \text{ seg}$$

cuya aceleración es,

$$G_{A2} = \frac{0.8 \cdot 0.336}{4 + 0.336^2} \cdot 9.81 = 0.641 \text{ mts/seg}^2$$

El momento sísmico es:

$$M_{s2} = -EI \cdot \Delta z \cdot \left(\frac{2\pi}{L_n} \right)^2$$

de donde:

$$\Delta_{2-10.125} = G_{A2} \cdot \frac{T_2^2}{(2\pi)^2} \cdot \frac{\cos \pi}{2 \cdot 5} \cdot 2$$

$$\Delta_{2-10.125} = 0.641 \cdot \frac{0.336^2}{(2\pi)^2} \cdot \frac{\cos \pi}{2 \cdot 34} \cdot 10.125 = 0.000273$$

también,

$$L_n = V_s \cdot T_n$$

$$= 135 \cdot 0.336 = 45.36 \text{ mts}$$

por lo tanto

$$M_{s2} = -1343968 \cdot 2.219 \cdot 0.000273 \cdot \left(\frac{2\pi}{45.36} \right)^2$$

$$M_{s2} = -15.59 \text{ t-m} \Rightarrow M_{suz} = M_{s2} \cdot 1.1 = \underline{\underline{17.15 \text{ t-m}}}$$

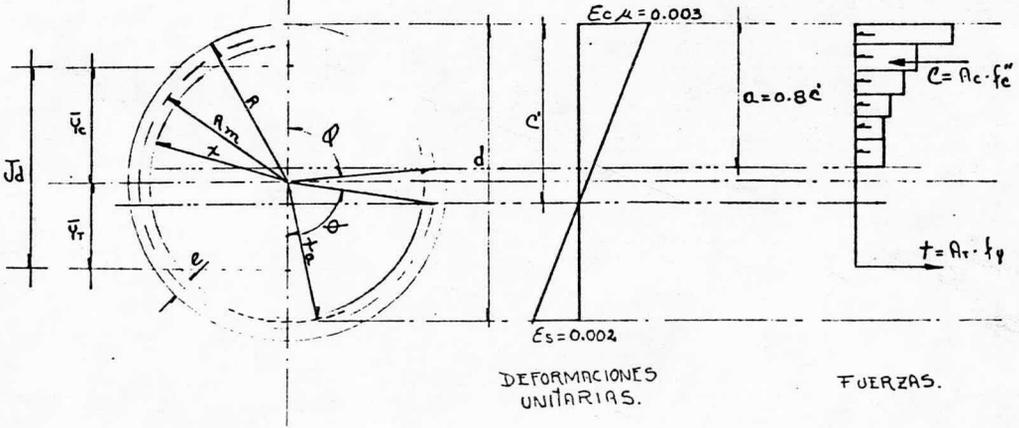
El cortante máximo es:

$$V_{\max} = EI \cdot \Delta z \cdot \left(\frac{2\pi}{L_n} \right)^3$$

$$= \underline{\underline{2.16 \text{ tons.}}}$$

Se puede resumir que para el primer modo de vibración go bierna la flexión, mientras que para el segundo lo es el cortante.

Análisis de la sección balanceada.-



DATOS:

- e = espesor
- r = radio interior
- R = radio exterior
- ra = radio donde se considera el acero
- R_m = radio medio
- ϕ = ángulo de compresión
- θ = ángulo de tensión
- A_t = acero total de tensión
- A_c = acero del bloque de concreto a compresión
- $\mu \leq 1$

- Angulo de compresión

$$\text{Si } R_m = \frac{R+t}{2}$$

$$d = a t c \cos \left(\frac{c'-a}{R_m} \right) = a t c \cos \left(\frac{R-0.8c'}{R_m} \right)$$

$$d = a t c \cos \left(\frac{2R-1.6c'}{R+t} \right)$$

- Angulo de tensión

$$\theta = \arccos \left(\frac{c' - R}{R_m} \right)$$

$$\theta = \arccos \left(\frac{2c' - 2R}{R+t} \right)$$

- Area de compresión

$$A_c = \frac{2\pi d}{360} (R^2 - x^2)$$

$$A_c = \frac{\pi d}{180} (R^2 - x^2)$$

- La fuerza de compresión esta aplicada en el centroide \bar{Y}_c del área de compresión.

$$\bar{Y}_c = \frac{2}{3} \cdot \frac{(R^3 - x^3)}{(R^2 - x^2)} \cdot \frac{\text{Sen } d}{\pi d} \cdot 180$$

$$\bar{Y}_c = 120 \frac{(R^3 - x^3)}{(R^2 - x^2)} \frac{\text{sen } d}{\pi d}$$

- La fuerza de tensión esta aplicada en el centroide \bar{Y}_t del área de tensión.

$$Y_t = 180 \frac{t_a \text{ sen } \theta}{\pi \theta}$$

- El brazo de palanca J_d es:

$$J_d = \bar{Y}_c + \bar{Y}_t$$

- El momento resistente es:

$$M_R = F_R \cdot A_c \cdot f_c'' \cdot J_d$$

$$= F_R \cdot \frac{\pi d}{180} (R^2 - x^2) f_c'' J_d$$

$$M_R = \frac{\pi d}{360} (R^2 - x^2) f_c'' \cdot J_d$$

- El acero de tensión es:

como $C = t$

sustituyendo $A_T f_y = A_c f'_c$ como el acero esta distribuido en el arco de tensión con radio t_a :

$$L_T = \frac{2\theta}{180} \pi t_a = \frac{\theta \pi}{90} t_a$$

si $A_s = \frac{A_T}{L_T} \Rightarrow A_T = A_s \cdot L_T$

por lo tanto $A_s \cdot L_T \cdot f_y = A_c f'_c$

despejando A_s y sustituyendo valores,

$$A_s = \frac{A_c f'_c}{L_T f_y}$$

$$A_s = \frac{d}{\theta} \cdot \frac{(R^2 - t^2)}{2 t_a} \cdot \frac{f'_c}{f_y} \cdot 100 \left[\frac{\text{cm}^2}{\text{m}} \right]$$

Para nuestro ejemplo sustituyendo valores.

DATOS:

$R = 1.75$ mts

$e = 0.15$ "

recubrimiento = 5 cm

$r = 1.60$ mts

$r_a = 1.65$ "

$R_{ra} = 1.675$ "

$d = 3.40$ "

$f_y = 4200$ Kg/cm²

$f'_c = 250$ "

$f''_c = 170$ " = 1700 T/m²

perímetro medio = $\pi \cdot D_m = \pi \cdot 2 \cdot 1.675 = 10.524$ mts.

$$C' = 0.003 \times 3.40 / 0.005 = 2.04 \text{ mts}$$

$$a = 0.8 \times C' = 1.632 \text{ mts}$$

- Angulo de compresión

$$\theta = \arccos \left(\frac{2 * 1.75 - 1.6 * 2.04}{1.75 + 1.60} \right) = 85.9603^\circ$$

- angulo de tensión

$$\theta = \arccos \left(\frac{2 * 2.04 - 2 * 1.75}{1.75 * 1.60} \right) = 80.0299^\circ$$

- Brazo de palanca

$$\bar{Y}_c = 120 * \frac{(1.75^3 - 1.60^3)}{(1.75^2 - 1.60^2)} * \frac{\sin \theta}{\theta} = 1.1144 \text{ mts}$$

$$\bar{Y}_T = 180 * \frac{1.65 * \sin \theta}{\theta} = 1.1634 \text{ mts}$$

$$J_d = 1.1144 + 1.1634 = \underline{\underline{2.2778 \text{ mts}}}$$

- Momento resistente (Mr)

$$M_r = \frac{\Sigma d}{200} * (1.75^2 - 1.60^2) * 1700 * 2.2778 = 2.627.43 \text{ t-m}$$

- Area de acero.

$$A_s = \frac{d}{\theta} * \frac{(1.75^2 - 1.60^2)}{2 * 165} * \frac{170}{4200} * 100 = 66.20 \text{ cm}^2/\text{m}$$

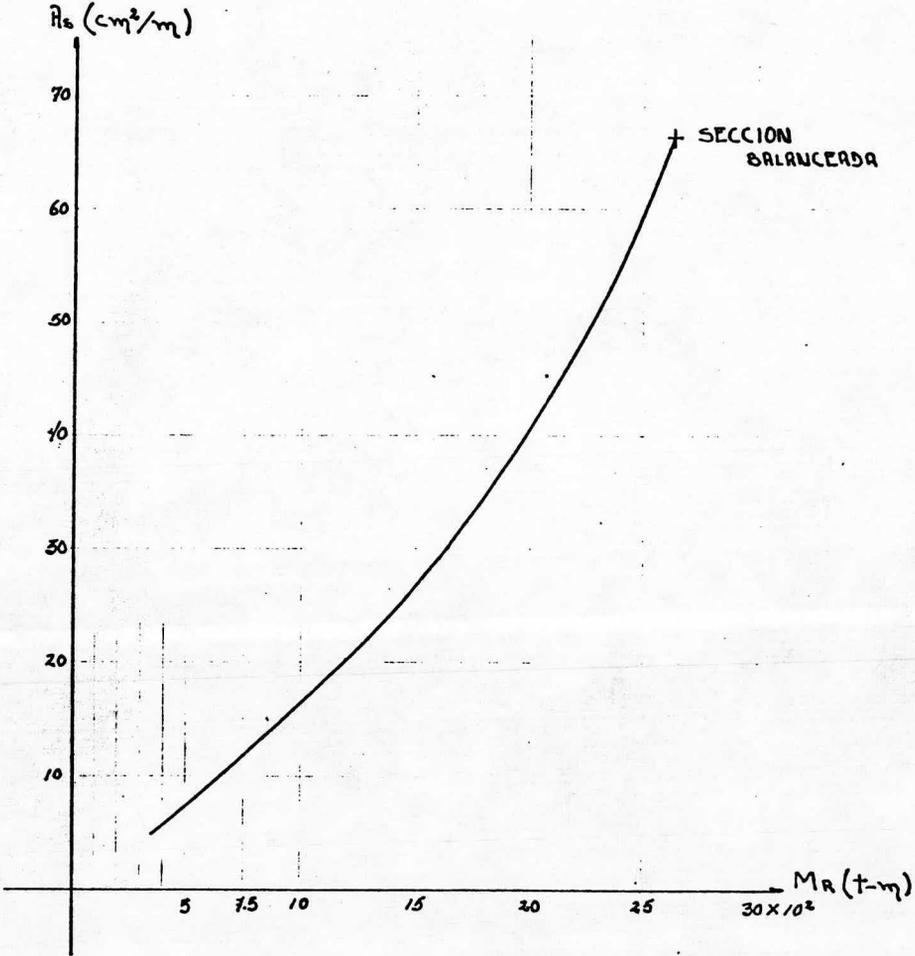
Estos valores corresponden a la sección balanceada.

Si variamos el valor de C' hasta la sección mínima tene-

mos que:

C' (mts)	Mr (t-m)	As (cm ² /m)
2.040	2 627.43	66.20
1.914	2 511.84	60.26
1.788	2 394.51	54.89
1.662	2 275.21	50.01
1.536	2 153.63	45.51
1.410	2 029.41	41.33
1.284	1 902.11	37.41
1.158	1 771.18	33.71
1.032	1 635.89	30.18
0.906	1 495.27	26.79
0.780	1 347.95	23.48
0.654	1 191.92	20.21
0.528	1 023.94	16.92
0.402	838.14	13.51
0.276	621.53	9.79
0.150	327.39	5.04

Si graficamos estos valores, tenemos que:



"GRÁFICA DE INTERACCION ACERO/MOMENTO RESISTENTE"

Para el armado longitudinal consideramos el momento calculado por la incidencia de ondas de cortante , dado que es el más conservador.

por lo tanto;

$$M_{su} = 353.16 \text{ T-m}$$

de la gráfica de interacción:

$$A_s = 5.44 \text{ cm}^2/\text{m}$$

$$\# 4 @ 22.5 \Rightarrow A_v = 5.64 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{"OK"}$$

El armado final de la sección será.

REFUERZO TRANSVERSAL # 3 @ 20

REFUERZO LONGITUDINAL # 4 @ 22.5

recubrimiento = 5 cm

e = 15 cm

f'c = 250 Kg/cm²

f_y = 4200 " (Ver la fig. VI-4).

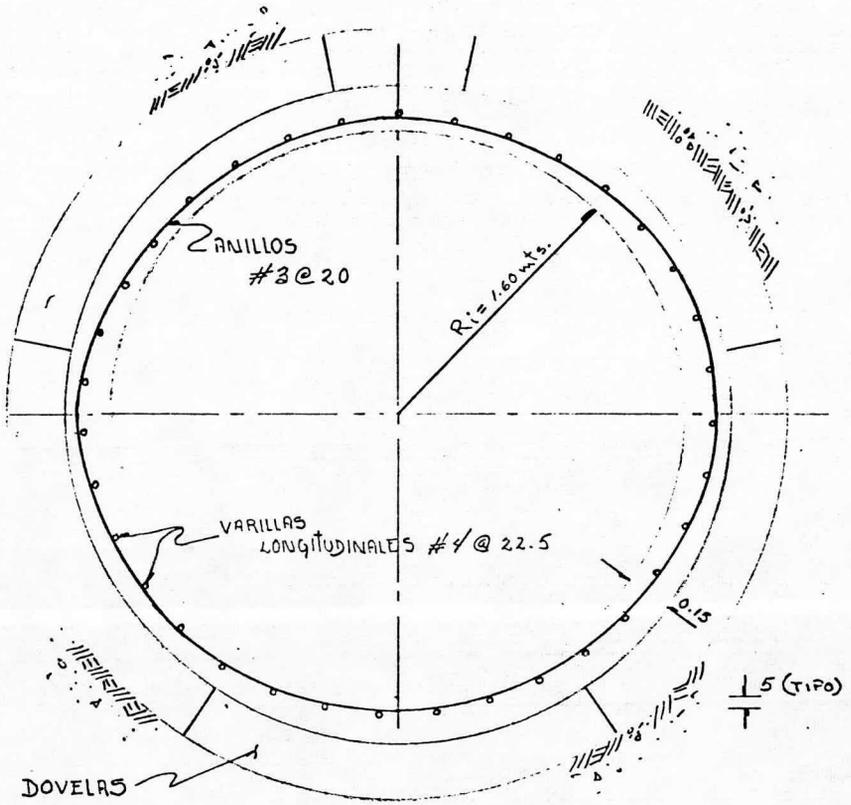


Fig. VI-4 ARMADO FINAL DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO.

VII Conclusiones y recomendaciones

VII CONCLUSIONES Y RECOMENDACIONES

Este trabajo nace de la necesidad de tener una visión general del diseño de un túnel de sección circular en un estrato arcilloso, partiendo de los tipos de túneles que existen dada su forma y su funcionalidad. De esta manera podemos ver que los túneles de sección circular son usados para tráfico vehicular y peatonal, y para suministro de agua, conductos de servicio público y drenaje principalmente. En la Cd. de México la sección circular es utilizada en túneles para el sistema de drenaje profundo y semiprofundo y para el servicio del sistema colectivo (metro), teniendo que construir por todo el valle, lo cual implica que tengan que atravesar diferentes estratos geológicos; por lo tanto fué necesario hacer una clasificación del suelo y en función de ésta conocer los procedimientos constructivos correspondientes.

El desarrollo de las fórmulas para determinar los elementos mecánicos que actúan en una sección circular, son confiables debido a que las ecuaciones dadas por RAYMOND J. ROARK, dan valores exactamente iguales a los del análisis de una sección monolítica determinada en el Vol. "THE ART OF TUNNELLING"; de aquí que hay que marcar un especial énfasis en cuanto a determinar los valores de las cargas lo más exacto posible, así como tener una información de exploración, muestreo y pruebas de laboratorio lo más completa; para que junto con las experiencias de excavación de otros túneles, sea posible llegar a diseñar una estructura económica y con factores de seguridad aceptables dentro de los límites de tole-

rancia.

En cuanto a el análisis por sismo, se tomaron los parámetros registrados en el último temblor de la Cd. de México los días 19 y 20 de Sept. de 1985.

Del análisis bajo cargas instantaneas, el revestimiento primario resulta armado con acero mínimo, mas sin embargo se optó por poner mayor cantidad de acero transversal debido a las experiencias de construcción de otros túneles.

De manera general es necesario contar con valores de mecánica de suelos confiables, así como de mayor información sobre efectos sísmicos que inciden en un túnel de sección circular, para así checar la condición más desfavorable de trabajo y tener la certeza de que se ha hecho un buen diseño.

Este trabajo en su desarrollo de fórmulas de cálculo para determinar los elementos mecánicos actuantes en la sección no toma en cuenta la interacción suelo-estructura, pero es confiable dado que los valores obtenidos se asemejan mucho a la realidad sin llegar a métodos tan complicados.

BIBLIOGRAFIA

- 1.- KAROLY SZECHY, " Introduction, preliminary studies and general design considerations, design of tunnel sections, construction and design of tunnels ", THE ART OF TUNNELLING, AKADEMIAIKIADO,BUDAPEST 1973.
- 2.- FREDERICK S. HERRITT, "Ingeniería de Túneles, MANUAL DEL INGENIERO CIVIL, Mc GRAW-HILL.
- 3.- REMDON BLINDO, "Procedimientos de construcción de túneles en suelos", APUNTES DEL COLEGIO DE INGENIEROS CIVILES DE MEXICO.
- 4.- MARCEL R.J., HIRLART P., "El hundimiento de la Cd. de México", APUNTES PARA EL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.
- 5.- COVITUR, "Estudio sobre el uso de máquinas perforadoras para túneles en la Cd. de México", INFORME PARA EL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL.
- 6.- ANDRES FORENO FERNANDEZ, M. LUIS SALAZAR ZUÑIGA, ALBERTO S. MENACHE V., "Túneles en suelos blandos del Valle de México, análisis y diseño estructural del revestimiento definitivo en túneles excavados en suelos blandos, comentarios sobre el comportamiento de túneles excavados en suelos blandos", - TUNELAS EN SUELOS BLANDOS Y FIRMS, SOCIEDAD MEXICANA DE MECANICA DE SUELOS , 1981.
- 7.- RAYMOND J. ROARK, "beams, flexure of straight and curved bars", FORMULAS FOR STRESS AND STRAIN, INTERNATIONAL STUDENT EDITION, Mc GRAW-HILL, KOTAKUSHA.

- 8.- ANDRES MORENO FERNANDEZ, LEONARDO REYES SANTOS,
"Comportamiento de túneles y tuberías bajo efectos sísmicos", AFUNTES.
- 9.- HERRERA, ROSENBLUETH Y RASCON, "Earthquake Spectrum Prediction for the Valley of Mexico", Proc. THIRD WORLD CONFERENCE OF EARTHQUAKE ENGINEERING.
- 10.- HUESEL, THOMAS R., "Earthquake design criteria -- for subways", JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, ASCE, VOL. 95, ST 6, Junio 1969.
- 11.- LEONARDO ZEEVAERT, "Seismic Behavior of underground structures", FOUNDATION ENGINEERING FOR DIFFICULT SUBSOIL CONDITIONS, VAN NOSTRAND REINHOLD.
- 12.- ALFONSO RICO Y HERMILO DEL CASTILLO, "Túneles en suelos", LA INGENIERIA DE SUELOS EN LAS VIAS TERRESTRES, ED. LIMUSA, VOL. 2, MEXICO D.F 1977.