

4

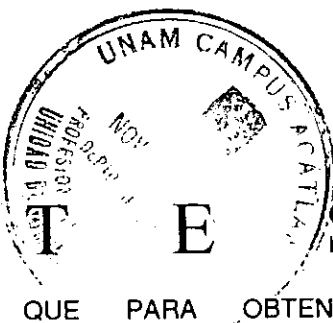
2 ej.



UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"

ANALISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA SECCION TIPO DE METRO SUBTERRANEO DE LA CIUDAD DE MEXICO



T E S I S

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:

I N G E N I E R O C I V I L

P R E S E N T A:

GUADALUPE CASTAÑEDA HERNANDEZ

ASESOR: ING. ABEL ANGEL LOPEZ MARTINEZ.



UNAM
CAMPUS ACATLÁN

SANTA CRUZ ACATLAN, EDO. DE MEXICO

1998.

TESIS CON
FALLA DE CUBIERTA

267559



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.

DEDICATORIAS

A MIS PADRES:

Este trabajo es un testimonio de agradecimiento por el apoyo moral que siempre he encontrado en ustedes y porque al concluir mi carrera profesional llego a una meta que también es suya.

A MI ESPOSO:

Agradezco su cariño y apoyo brindado durante este tiempo para poder realizar este trabajo.

A MIS HIJOS:

Dedico este trabajo con mucho amor y cariño a mis hijos Erick y Krystel, con especial admiración a mi hijo que a pesar de su discapacidad me ha demostrado desde su nacimiento que todo se puede lograr siendo perseverante y constante, y con ello me ha motivado para poder llegar al final de esta meta.

AGRADECIMIENTOS

A todas mis hermanas, especialmente a Iliana por todo el apoyo y comprensión que me ha dado.

A la Universidad Nacional Autónoma de México por todo lo que me ha brindado.

Al Ing. Abel Ángel López Martínez por toda la ayuda prestada para la culminación de este trabajo.

A todos mis profesores, amigos y compañeros que estuvieron impulsando mi superación.

ANÁLISIS Y DISEÑO ESTRUCTURAL DE UNA SECCIÓN TIPO DE METRO SUBTERRÁNEO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

ÍNDICE

INTRODUCCIÓN	1
CAPITULO I. El metro de la Ciudad de México.	5
1.1. Estudios preliminares y primera etapa del metro.	5
1.2. Descripción y selección de los tipos de vía.	7
CAPITULO II. El metro subterráneo.	12
2.1. Descripción general	12
2.2. Mecánica de suelos.	15
CAPITULO III. Procedimiento Constructivo del metro subterráneo (sección "cajón" con tablestacas de acompañamiento)	22
3.1. Construcción de la estructura de contención o muros tablestaca.	22
3.2. Abatimiento del nivel de aguas freáticas.	29
3.3. Excavación, apuntalamiento y construcción.	29

CAPITULO IV. Análisis y Diseño de la sección tipo "cajón"	36
del metro subterráneo.	
4.1. Tablestaca de acompañamiento.	36
-Descripción general.	36
-Fuerzas en las tablestacas.	37
-Etapas de análisis estructural de la tablestaca o estructura de contención.	41
4.2. Análisis y diseño de la estructura definitiva.	48
-Descripción general.	48
-Condiciones de análisis bajo cargas permanentes.	49
-Diseño de la sección tipo.	54
-Efectos sísmicos sobre el metro subterráneo.	59
4.3. Ejemplo ilustrativo.	65
Conclusiones.	115
Bibliografía.	118

INTRODUCCIÓN

En la actualidad, el transporte urbano es un problema que vive y afecta a decenas de millones de habitantes de las grandes ciudades. La Ciudad de México es un ejemplo clásico de este problema.

Remontándonos a la época de 1950 en la cual la Ciudad de México contaba con aproximadamente tres millones de habitantes, nos encontramos con un equilibrio sano entre el número de vehículos, la cantidad de calles y avenidas, la integración de los sistemas viales y la calidad del transporte colectivo. En resumen se podía transitar fácilmente por la Ciudad de México, ya fuera en automóvil o utilizando los medios masivos de transportación. A mediados de esa década empiezan a observarse los primeros síntomas del deterioro del transporte en la ciudad. Sin embargo, se toman algunas medidas para su solución, como fueron: el establecimiento de vías rápidas y la prolongación de las existentes.

En 1965, el transporte urbano en la Ciudad de México presenta un problema ya grave, las causas son múltiples, destacando en forma importante las siguientes:

- a) Demanda excesiva del transporte de pasajeros (ocasionada principalmente por la falta de zonificación, tanto de la ciudad misma, como de las zonas circunvecinas).
- b) Numerosas líneas de autobuses y transportes eléctricos que operan sin la adecuada coordinación.

- c) Falta absoluta de planeación en los dos puntos antes mencionados, que provocan, que más del 75% de las líneas de transporte llevaran sus vehículos hacia el primer cuadro de la Ciudad, ocasionando serios congestionamientos de tránsito.
- d) Carencia de terminales adecuadas para los servicios de transporte urbano, suburbano y foráneo.
- e) Falta de un trazo adecuado de un gran número de avenidas y calles importantes.

Por otra parte, la Ciudad de México, contaba en 1965 con una red vial, formada por una cantidad considerable de avenidas importantes y tres arterias de tránsito rápido: el viaducto, el periférico y la calzada de Tlalpan, así como numerosos pasos a desnivel. Soluciones adaptadas para los problemas de vialidad y transporte.

Las soluciones adoptadas para la Ciudad de México, en materia vial, similares a las que habían tomado en otras grandes ciudades, para la solución del problema, demostraban a estas alturas dos hechos ya comprobados en las áreas metropolitanas. En primer lugar los viaductos y periféricos, no constituyen la solución más recomendable en materia de transporte masivo, ya que solucionan las necesidades de los propietarios del automóvil, pero no las de las grandes vías. En segundo lugar el aumento progresivo y sin planeación del número de autobuses y transportes en general sólo conduce a agravar cada vez más los problemas de transporte.

De lo anterior, se pudo concluir, que el transporte de pasajeros representaba en 1965, uno de los principales problemas en la Ciudad de México; era evidente que la solución fundamental para el transporte masivo de pasajeros en el núcleo central de la ciudad, así como de sus zonas congestionadas no podía ser a base de sistemas convencionales de transportación. Ante esta situación y dentro de una planeación racional se vió la necesidad de construir el metro que constituyera la columna vertebral de un sistema integral de transporte.

En el presente trabajo, se describen los conceptos tomados para determinar el trazo de las líneas del metro, así como los planes que se tienen a futuro sobre este sistema de transporte. Se describen también los tres tipos de vías empleados en este sistema: superficial, elevada y subterránea, así como los diferentes factores que se toman para su selección y aplicación de cada una de éstas.

Este trabajo, está orientado a describir la solución subterránea y se muestran sus dos soluciones que son: la de sección tipo "cajón" y la de sección en túnel. Por lo que respecta a la sección tipo "cajón" se mencionan sus tres tipos que son: "cajón" construido a cielo abierto, "cajón" con tablestaca estructural y "cajón" con tablestaca de acompañamiento, este último tipo de solución es la presentada.

Se muestran también los aspectos técnicos considerados por especialistas de mecánica de suelos para seleccionar el tipo de solución subterránea más conveniente, considerando los problemas que el suelo de la Ciudad de México presenta.

Más adelante se muestra el procedimiento constructivo correspondiente a la sección tipo "cajón" con tablestacas de acompañamiento; el cual se divide en tres etapas: construcción de muros tablestacas, abatimiento del nivel de aguas freáticas y excavación, apuntalamiento y construcción de la estructura definitiva; describiéndose cada uno de estos conceptos.

El análisis y diseño de la sección tipo "cajón" con tablestaca de acompañamiento se divide en dos partes que son: la estructura de contención o tablestaca de acompañamiento y la sección "cajón" o estructura definitiva. El análisis de la estructura de contención, así como de la sección definitiva, está íntimamente ligado con el procedimiento constructivo, por lo tanto las etapas o condiciones de análisis dependen de éste; como se muestra en el capítulo correspondiente.

Al final del trabajo se describen los efectos sísmicos sobre la sección tipo "cajón", cuando se ve sujeta a movimientos transversales o longitudinales.

CAPÍTULO I EL METRO DE LA CIUDAD DE MÉXICO

1.1. Estudios preliminares y primera etapa del metro.

En 1965, se iniciaron los estudios de Factibilidad Técnica, Económica y Financiera, dando origen a la primera etapa de planeación de un sistema rápido de transportación colectiva para la Ciudad de México; apoyándose en una investigación a nivel internacional, la cual se llevó a cabo en relación con los 32 sistemas de transportación colectiva existente hasta ese año.

Los primeros estudios de factibilidad consideraron más de 30 alternativas de trazo, para seleccionar aquellas que cubrieran las necesidades más urgentes de transporte colectivo y solucionaran al mismo tiempo los problemas de congestamiento de la zona central de la Ciudad.

En la determinación del trazo de las primeras líneas se tomaron en cuenta los siguientes conceptos:

- a) La densidad demográfica de las zonas por servir.
- b) El origen y destino de los obreros y empleados.
- c) El uso del suelo.
- d) Las afluencias de pasajeros de las zonas suburbanas o periféricas de la Ciudad hacia el centro.

La experiencia internacional mostraba desde entonces, que el transporte es un problema de carácter dinámico para el cual no existen soluciones integrales

inmediatas, que el desarrollo de una red de transporte colectivo; se va logrando paulatinamente, apoyado en los resultados y experiencias que se obtienen del proyecto, la construcción y operación de cada línea.

En términos generales una red urbana de transporte rápido se inicia con 2 líneas principales, perpendiculares entre sí y se desarrolla mediante la construcción de líneas paralelas, formándose a la larga una cuadrícula que cubre progresivamente el área urbana.

El esquema así planteado, y debidamente estudiado para cada ciudad, en este caso para la Ciudad de México constituye lo que se denomina "Plan Maestro de la Red del Metro".

El Metro de la Ciudad de México se inauguró con la línea Uno el 5 de septiembre de 1969 e inició su operación conjunta de la primera etapa, el 20 de noviembre de 1970; y en abril de 1972, los análisis de operación, evidenciaban la urgente necesidad de incrementar el servicio y señalaban los inconvenientes.

A partir de mayo de 1972, dio comienzo un detallado estudio de ampliaciones que consideró hasta 40 alternativas de posibles trazos, todas ellas regidas por los conceptos señalados para la determinación de las líneas de la primera etapa y apoyadas por las estadísticas de las líneas en operación.

Todas estas alternativas, así como las analizadas durante la primera etapa, fueron dando forma al esquema general de trazos necesarios y factibles de las líneas del Metro en el área metropolitana, dando así nueva forma al Plan Maestro del Metro.

El objetivo del Plan Maestro del Metro, es programar una serie de acciones a corto, mediano y largo plazo, a fin de mejorar gradualmente las condiciones del transporte en la Ciudad.

En 1985, se formuló la versión vigente del Plan Maestro del Metro que contempla para el año 2010 una red de 315.35 km que requerirá de 838 trenes y que estará en posibilidades de transportar 13.23 millones de usuarios diariamente.

1.2. Descripción y selección de los tipos de vía.

Los tipos de vía empleados en el metropolitano de la Ciudad de México son: superficial, elevada y subterránea; cada una de las cuales ofrece ventajas de diversa índole y reúne además condiciones específicas para su selección y aplicación. En términos generales, para la selección de cada uno de estos tipos, se toman en cuenta los siguientes factores:

- a) Costo de la obra civil.
- b) Tiempo de ejecución de la obra civil.
- c) Interferencias en los servicios municipales.
- d) Obstrucciones a la vía pública durante la construcción.
- e) Conservación de obras, equipo y mantenimiento de vía.
- f) Paisaje urbano; aspectos estéticos y barrera física.
- g) Futura disponibilidad.
- h) Libramientos viales perpendiculares inducidos.

A continuación se describen cada uno de los factores mencionados.

a) **COSTO DE LA OBRA CIVIL POR KM.** El costo más alto correspondiente a la línea subterránea, bien sea en cajón o por medio de un túnel, en tanto que el costo de una línea superficial es cercano al de la solución elevada, al acondicionar a ésta el costo de los desvíos, de la limitación del derecho de vía (10 m de ancho), de la construcción de las estaciones cuyas áreas de servicio son subterráneas y de los pasos a desnivel perpendiculares; cuya frecuencia es en promedio de un paso por cada kilómetro aproximadamente, por todo esto su costo resulta cercano al de la línea elevada.

b) **TIEMPO DE EJECUCIÓN DE LA OBRA CIVIL.** La velocidad para la solución subterránea es del orden de 90 a 110 m por mes, en tanto que, para la solución elevada es de 70 a 90 m por mes; por lo que se puede observar que para la solución subterránea la velocidad de construcción es ligeramente mayor que la elevada. En lo que toca a la solución superficial, los rendimientos que se alcanzan son de 130 a 150 m por mes. Las velocidades mencionadas son desarrolladas por un sólo frente de trabajo.

c) **INTERFERENCIA CON LOS SERVICIOS MUNICIPALES.** Las interferencias con instalaciones municipales son totales en el caso subterráneo, obligando en ocasiones a desvíos importantes de grandes colectores o redes de distribución de agua. Estas interferencias causan menos problemas en los tramos elevados y superficiales.

d) OBSTRUCCIONES A LA VÍA PÚBLICA DURANTE LA CONSTRUCCIÓN. La solución que causa mayores problemas es la subterránea, reduciéndose éstos en la solución superficial y elevada.

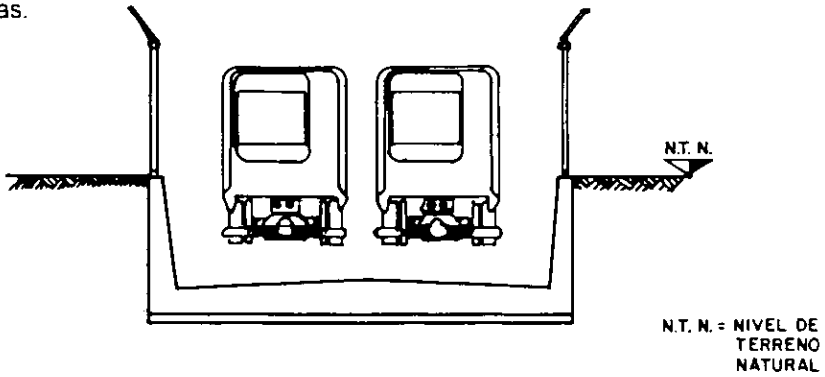
e) CONSERVACIÓN DE OBRAS, EQUIPO Y MANTENIMIENTO DE VÍA. La solución subterránea presenta mejores condiciones que la superficial y elevada debido a que los equipos no están expuestos a la intemperie.

f) PAISAJE URBANO. Uno de los factores más importantes es el del paisaje urbano; ya que el aspecto estético se altera de acuerdo con el tipo de solución elegido, la magnitud de la alteración del paisaje urbano depende primordialmente del ancho de la calle, así por ejemplo: el problema causado por la línea elevada se acentúa en calles de anchura de 40 m en tanto que, en la solución superficial se requiere una anchura mínima de 50 m para lograr soluciones satisfactorias; en estas consideraciones se debe tomar en cuenta, además, el tipo de zona por la que atraviesa la línea: industrial, comercial o residencial, el tipo de usuario a quienes beneficiará y la formación de una barrera continua que no existe para el tipo de soluciones elevadas o subterráneas.

g) FUTURA DISPONIBILIDAD VIAL. La solución subterránea no lo afecta, en tanto que la solución superficial ocupa un ancho equivalente a tres carriles de circulación y la elevada ocupa solamente dos.

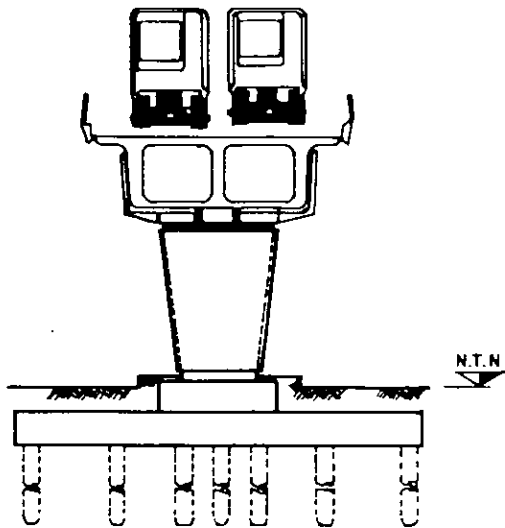
h) LIBRAMIENTOS PERPENDICULARES INDUCIDOS. La solución superficial genera problemas en cruces importantes, cuyas soluciones viales repercuten en la construcción de estructuras subterráneas o elevadas para salvar el obstáculo que representa la línea.

En las figuras 1, 2, 3 y 4 se muestra una sección tipo de las soluciones descritas.



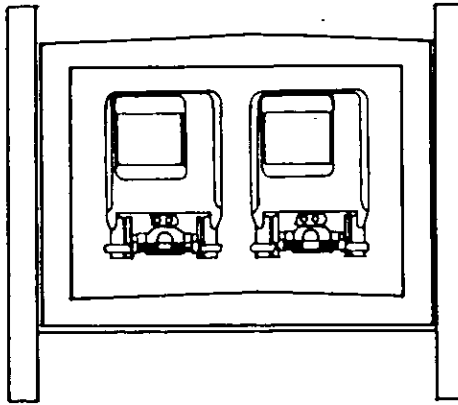
SECCION SUPERFICIAL

(FIG. No. 1)

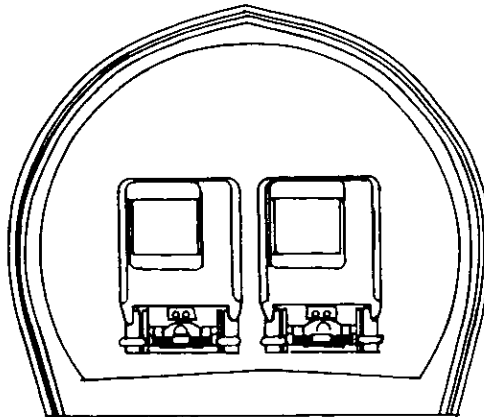


SECCION ELEVADA

(FIG. No. 2)



**SECCION SUBTERRANEA
TIPO CAJON**
(FIG. No. 3)



**SECCION SUBTERRANEA
EN TUNEL**
(FIG. No. 4)

CAPÍTULO II EL METRO SUBTERRÁNEO

2.1. Descripción general.

Las soluciones utilizadas en el proyecto del metro subterráneo de la Ciudad de México son dos:

- a) En sección rectangular (tipo cajón), desplantado a poca profundidad.
- b) En túnel de sección circular, ovoide o compuesta y cuyo desplante se localiza normalmente a profundidades grandes.

El presente trabajo está orientado a describir la estructura subterránea de sección rectangular tipo cajón.

Se ha considerado como punto de partida el gálibo especificado para el equipo rodante y las dimensiones mínimas requeridas por los sistemas de vía y balasto así como las instalaciones mecánicas y eléctricas del sistema; con estos datos se han fijado las dimensiones mínimas interiores del cajón subterráneo para alojar dos vías en: 6.90 m de ancho y 4.90 m de altura, en tangentes y variando el ancho en las curvas según el radio.

La solución en "cajón" ha sido la más usada en las etapas de ampliación del metro y presenta tres soluciones diferentes que son:

1) Cajón construído a cielo abierto.

Esta solución es factible, donde se disponga de espacio suficiente dejando los taludes adecuados al tipo de suelo. Es la solución más rápida y económica para construir un cajón.

2) Cajón construído con tablestaca estructural.

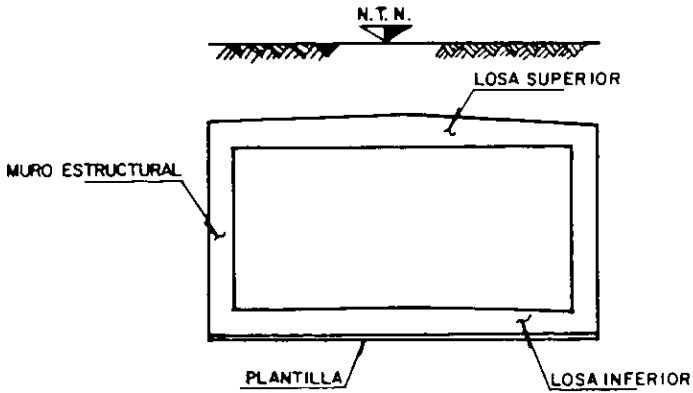
Por lo general esta solución es adaptada en calles en donde el espacio horizontal es reducido, con las que no es posible la excavación a cielo abierto para alojar dicha estructura y cuando así lo dictamina el estudio de mecánica de suelos.

3) Cajón construído con tablestaca de acompañamiento.

Esta solución es empleada también en zonas donde no se dispone de espacio horizontal suficiente, pero donde de acuerdo a estudios de mecánica de suelos se requiere de una estructura más pesada; como estructura de contención y otra como lastre en la estructura definitiva.

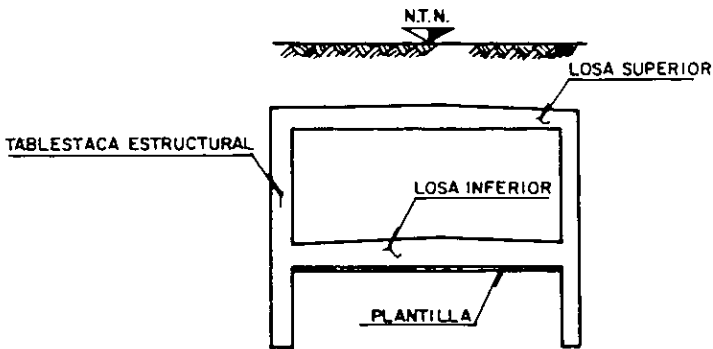
En el presente trabajo se describe el procedimiento constructivo, análisis y diseño, de una sección tipo "cajón" con tablestaca de acompañamiento.

En las figuras 5, 6 y 7 se muestran una sección tipo de cada solución del Metro Subterráneo en sección "cajón".



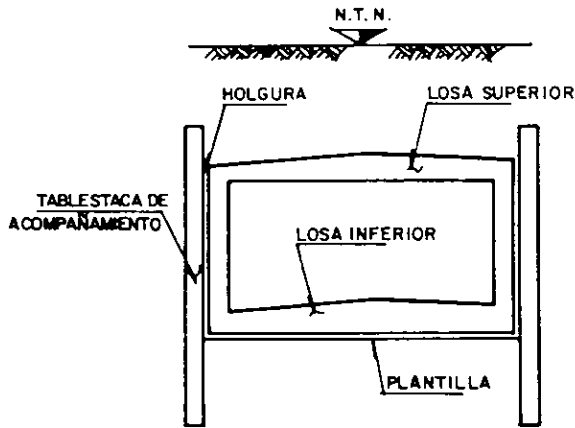
CAJON SIN TABLESTACA CONSTRUIDO A CIELO ABIERTO

(FIG. No. 5)



CAJON CON TABLESTACA ESTRUCTURAL

(FIG. No. 6)



CAJON CON TABLESTACA DE ACOMPAÑAMIENTO

(FIG. No. 7)

2.2. Mecánica de suelos.

Son ampliamente conocidos los problemas que el subsuelo de la Ciudad de México ha presentado en la construcción de todo tipo de estructura desplantada sobre él.

Las características especiales de nuestro suelo han sido uno de los problemas más grandes para la realización del metropolitano. Sin embargo, a través del tiempo y en la diaria necesidad de afrontar el problema; apoyados en amplios conocimientos y experiencias reunidas por diversas instituciones tanto oficiales como privadas que han enfocado sus fuerzas en la investigación y desarrollo de la mecánica de suelos y su aplicación al caso de nuestra capital

para llegar al establecimiento de soluciones constructivas técnica y económicamente viables.

Los aspectos técnicos que consideran los especialistas de mecánica de suelos para la construcción del metro de la Ciudad de México son los siguientes:

- a) El tipo de estructura más recomendable desde el punto vista de su economía.
- b) El peso de la estructura para evitar que se asiente o emerja.
- c) El tipo de estructura suficientemente flexible que logre adaptarse a los movimientos diferenciales debidos al hundimiento general de la ciudad.

A continuación se presenta un resumen breve de los criterios adoptados en relación a cada uno de estas cuestiones:

a) TIPO DE ESTRUCTURA MAS RECOMENDABLE DESDE EL PUNTO DE VISTA DE SU ECONOMÍA. La consolidación relativa de los mantos arcillosos a través del tiempo es un aspecto muy importante, que influye en la determinación del tipo de estructura más conveniente.

Las soluciones utilizadas en el proyecto del Metro Subterráneo de la Ciudad de México, como se mencionó anteriormente, son dos:

- El cajón rectangular desplantado a poca profundidad, de sección similar a la de los pasos a desnivel existentes en nuestra capital.
- El túnel semiprofundo o el túnel profundo apoyado en una capa dura.

Las dos soluciones anteriores tienen comportamientos distintos al verse afectados por el movimiento general de la Ciudad.

Las estructuras en cajón construídas bajo el sistema de cimentación compensada, se hundirán paralelamente con la Ciudad, sin afectar notablemente la operación del sistema y requiriendo mínimos gastos de conservación.

El túnel semiporfundo sufrirá asentamientos retardados en comparación con el hundimiento general de la superficie, los que se traducirán en una aparente tendencia de la estructura de acceso a emerger, tendencia que será todavía mayor en el caso del túnel profundo apoyado en la capa dura. Y si bien, es cierto que el conducto circular no llegará nunca a salir a la superficie, sí lo harán las estructuras de acceso a los andenes, las que se comportarán como edificios sobre pilotes, apoyados en capas resistentes que emergen del terreno al descender éste, lo cual ha sucedido en estructuras como la Columna de la Independencia, el Monumento a la Revolución, entre otras.

Es evidente que un fenómeno de tal naturaleza obligaría a constantes y costosas modificaciones periódicas que permitieran mantener el nivel de los accesos igual al del terreno.

Las razones anteriores, sumadas a los costos y problemas de construcción así como a los tiempos de ejecución, conducen a que la estructura subterránea más recomendable sea la del tipo cajón, y sólo en casos específicos se utiliza la otra solución.

b) PESO DE LA ESTRUCTURA PARA EVITAR QUE SE ASIENTE O EMERJA. El diseño de las estructuras subterráneas para el metro, se basa en el principio de la cimentación compensada, que consiste fundamentalmente en lograr que el peso de la estructura por construir sea equivalente al peso del volumen de tierra excavado.

Este sistema ha sido empleado con frecuencia en la Ciudad de México, existiendo a la fecha numerosas construcciones así realizadas, entre otras el edificio de la Lotería Nacional, los pasos a desnivel, etc.

Dentro de este sistema constructivo pueden presentarse tres casos extremos en cuanto a la compensación.

- 1) Que la estructura resulte de un peso mayor por unidad de área que el peso de volumen desalojado (ESTRUCTURA PARCIALMENTE COMPENSADA).
- 2) Que la estructura resulte de un peso menor que el volumen de tierra excavado (ESTRUCTURA SOBRECENSADA).
- 3) Que la compensación entre los pesos mencionados se logre en un 100%.

El tercer caso representa la solución ideal, porque en esa forma no se alteran los esfuerzos en la masa del suelo y por ello la tendencia general del proyecto debe estar siempre enfocada a lograr la máxima compensación; permitiéndose como máximo una sobrecensación de 1.5 ton/m^2 .

c) FLEXIBILIDAD DE LA ESTRUCTURA. Después de comparar las curvas que muestran los puntos de iguales hundimientos, con las curvas de hundimientos máximos futuros de la Ciudad de México; (proporcionadas por la Comisión Hidrológica del Valle de México), se concluyó que los movimientos diferenciales observados en dichas curvas no ocasionarán en el futuro, cambios de pendientes mayores del 1%, perfectamente admisibles para un equipo rodante que pueda operar en pendientes hasta de un 7%. Sin embargo, se admitió que la recuperación de las expansiones que ocurran durante la construcción y las variaciones del peso del relleno respecto a los valores especificados, así como la variación de la posición del nivel freático; podría dar lugar a movimientos diferenciales en distancias cortas de mayor magnitud que los debidos al hundimiento general de la Ciudad.

Sobre estas consideraciones se derivó el criterio fundamental de proyectar una estructura flexible.

La primera medida especificada en la primera etapa de construcción del metro fue: la de dejar juntas constructivas transversales espaciadas a cada 2 metros en promedio y a menor distancia en tramos de línea inmediatos a las estaciones, en cambios notables de geometría de la sección transversal y en las zonas de cambios estatigráficos importantes.

Al llevar a la práctica esta solución la experiencia reveló que su realización requería demasiado trabajo minucioso, que la hacía poco expedita dentro de un proceso de construcción repetitivo y rápido, además el mantenimiento futuro de las juntas significaría un problema importante para la operación del tren; estas consideraciones condujeron a un repaso del criterio originalmente establecido,

procediéndose luego a analizar las características de flexibilidad elástica de un cajón continuo que resultaría de eliminar las juntas constructivas. Por otra parte también se tomó en cuenta que los movimientos a lo largo de la línea tienen dos orígenes: uno de tipo general, gradual y paulatino de la superficie del terreno, producido por la extracción de agua del subsuelo y otro de tipo local con diferencias fuertes entre puntos cercanos, inducidos por las operaciones de construcción.

Como resultado de este análisis se establecieron las siguientes conclusiones:

- a) La flexibilidad elástica de la estructura en el sentido longitudinal le permitirá adaptarse sin problemas a las graduales deformaciones del terreno que se prevenen a largo plazo, además como estas deformaciones ocurren con gran lentitud, permitirán también la adaptación plástica del concreto a las deformaciones impuestas.
- b) La continuidad de la estructura le permitirá absorber los esfuerzos inducidos por los movimientos diferenciales de tipo local, y producirá en el suelo una redistribución de esfuerzos que a su vez reducirá dichos movimientos diferenciales.

Como precedente a la primera etapa, se construyeron dos tramos de cajón continuo con longitudes de 600 metros, habiéndose observado un comportamiento satisfactorio; se aceptó definitivamente eliminar las juntas flexibles transversales al cajón, acogiéndose a la flexibilidad natural de la

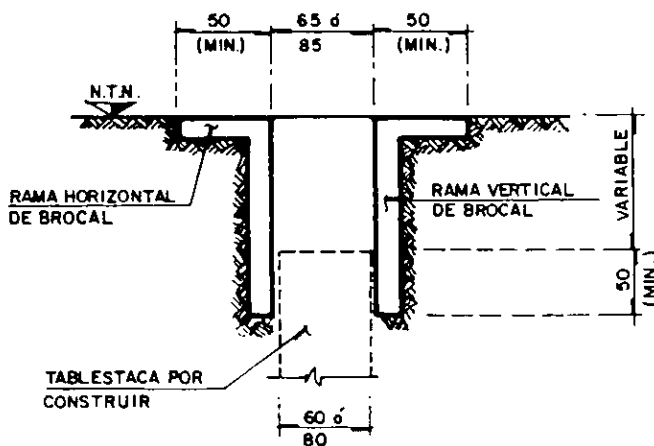
estructura para observar los movimientos diferenciales a causa del hundimiento general de la Ciudad.

Las juntas flexibles se mantienen solamente en la unión de tramo con estaciones o en cambios estatigráficos importantes.

CAPÍTULO III
PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO DEL METRO SUBTERRÁNEO
(SECCIÓN "CAJÓN" CON TABLESTACAS DE
ACOMPAÑAMIENTO)

3.1. Construcción de la estructura de contención o muros de tablestaca.

El procedimiento constructivo se inicia con la construcción de unos brocales (elementos de concreto en forma "L" invertida) y con una excavación inicial; donde se alojarán dichos brocales, uno a cada lado de la excavación, como se indica en la siguiente figura (figura 8):

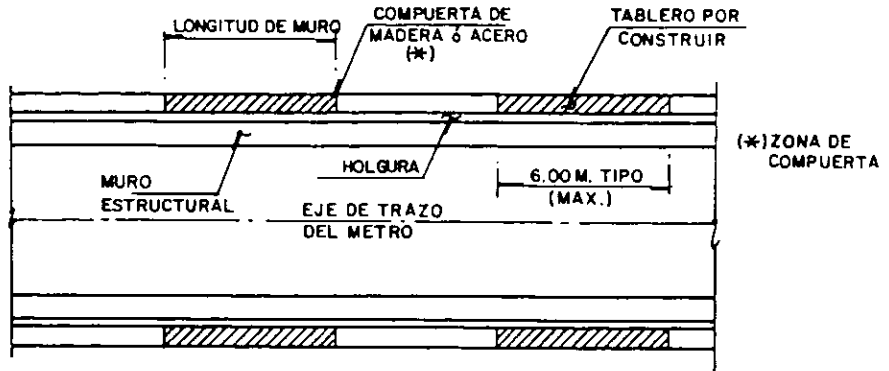


Nota: cotas en cms.

BROCALES
(CORTE TRANSVERSAL)
 (FIG. No. 8)

Los brocales tienen la finalidad de retener los rellenos sueltos superficiales y servir de guías a las herramientas de excavación; para cumplir adecuadamente con esta última función, se deberá dejar espacio libre de 65 cm (para muros de 60 cm de espesor) u 85 cm (para muros de 80 cm de espesor). Las ramas verticales o faldones de los brocales se colocarán hasta una profundidad tal que el traslape entre dichos faldones y los muros tablestaca sea de 50 cm. Las ramas horizontales de los brocales constituyen pequeñas losas sobre las cuales se pueden rodar las máquinas de excavación, el ancho mínimo de estas ramas horizontales será de 50 cm pero podrá modificarse a criterio de la supervisión, de acuerdo a las condiciones que se presenten en el terreno, de tal manera de garantizar siempre que el brocal quede bien apoyado sin peligro de voltearse durante la excavación.

Después de haber colocado los brocales en la excavación inicial se deberán colocar compuertas de madera o de acero para aislar los tramos de zanja guía. La longitud de la zanja aislada será igual a la del muro por construir, esta longitud de muros se indica en los planos estructurales correspondientes a cada tramo en particular. En la siguiente figura se ilustra lo descrito (figura 9).



LOCALIZACIÓN DE MUROS Y COMPUERTAS EN UN TRAMO TIPO

(FIG. No. 9)

Cada tramo aislado por las compuertas se llenará enseguida con lodo bentonítico hasta alcanzar un nivel de 50 cm abajo del borde superior del brocal, este mismo nivel de lodo deberá mantenerse durante todo el proceso de excavación y colado posterior.

La función del lodo bentonítico es de evitar que las paredes de la zanja excavada se derrumben; el lodo estabilizador deberá tener una densidad mayor que la del agua, con el objeto de que el empuje lateral ejercido sobre las paredes del terreno sea mayor al empuje hidrostático ejercido sobre las mismas.

Todas las propiedades del lodo estabilizador deberán controlarse en el laboratorio para establecer la relación agua - arcilla recomendable y verificarse periódicamente en las muestras obtenidas de lodos que se estén manejando. Mediante desarenado o regeneración y recirculación se le podrán dar al lodo

varios usos; el número de usos que se dé al lodo estará limitado al cumplimiento de las propiedades especificadas por el laboratorio.

Una vez que se ha aislado el tramo de zanja que se va a construir como se indicó anteriormente, se procederá a la excavación de las zanjas hasta el nivel del desplante de las tablestacas, manteniendo siempre el nivel del lodo especificado.

La excavación de los muros deberá hacerse con equipo o maquinaria cuya herramienta de corte sea adecuada con objeto de ofrecer una amplia garantía en la verticalidad, alineamiento e integridad de las paredes de la zanja y que permita alcanzar sin problemas la profundidad de proyecto del muro. Por ningún motivo se permitirá que en la excavación se utilice cucharón de almeja libre o cualquier otra herramienta no guiada. Una excavación hecha con destreza y siguiendo las precauciones indicadas, conducirá a mejores acabados de los muros, a un colado limpio y ahorrará problemas posteriores.

Las excavaciones y colados en las zanjas se harán en forma alternada, es decir, no deberán excavar tableros contiguos en forma simultánea; así mismo no se excavará ningún tablero hasta que el concreto del tablero contiguo halla alcanzado su fraguado inicial.

No puede dejarse una zanja totalmente excavada y además con lodo por mucho tiempo; por lo que no deberán pasar más de 24 horas entre el inicio de excavación de un tablero y el inicio de su colado, así mismo no deberá transcurrir más de 6 horas entre el momento que se alcance la máxima profundidad de excavación y el inicio del colado.

Cuando se hallan concluido la excavación, la verificación de la profundidad de la zanja y las propiedades del lodo, se procederá a introducir las juntas metálicas y la parrilla de refuerzo.

Las juntas son tubos metálicos huecos de forma semicircular o rectangular que en una de sus caras tienen la forma de macho o hembra que contiene una banda PVC integrada, una parte de esta banda queda ahogada en el momento del colado y la otra parte queda libre en el interior del tubo para ahogarse durante el colado del muro contiguo.

Una vez instaladas las juntas de colado se procederá de inmediato a introducir la parrilla de armado dentro de la zanja y se hará descender por su propio peso por medio de una grúa tomando las debidas precauciones con respecto a la verticalidad, el alineamiento y la profundidad.

Para evitar la tendencia a la flotación de la parrilla de armado y garantizar que permanezca en su lugar, se empujará durante su descenso y una vez colocada en su lugar se instalarán dos gatos en la superficie apoyados contra el brocal, esto impedirá que la parrilla se mueva durante el colado.

El tiempo máximo que transcurra entre el momento de la introducción de la parrilla en la zanja y el colado de la misma será de 4 horas; períodos mayores favorecen la formación del cake (costras por endurecimiento) que reducen la adherencia concreto-acero; por esta razón el colado del muro tablestaca deberá iniciarse inmediatamente después de la introducción de la parrilla.

Después de colocada, centrada y nivelada la parrilla, se introducirán las trompas de colado hasta 30 cm arriba del fondo de la zanja; a continuación se inicia el colado del muro tablestaca.

El concreto debe ser suficientemente fluido, para que sin ninguna necesidad de vibrarlo penetre y se distribuya uniformemente por todo el tablero. La boca de descarga de la trompa de colado no debe quedar nunca ahogada menos de 1.5 metros en el concreto que se esté colando.

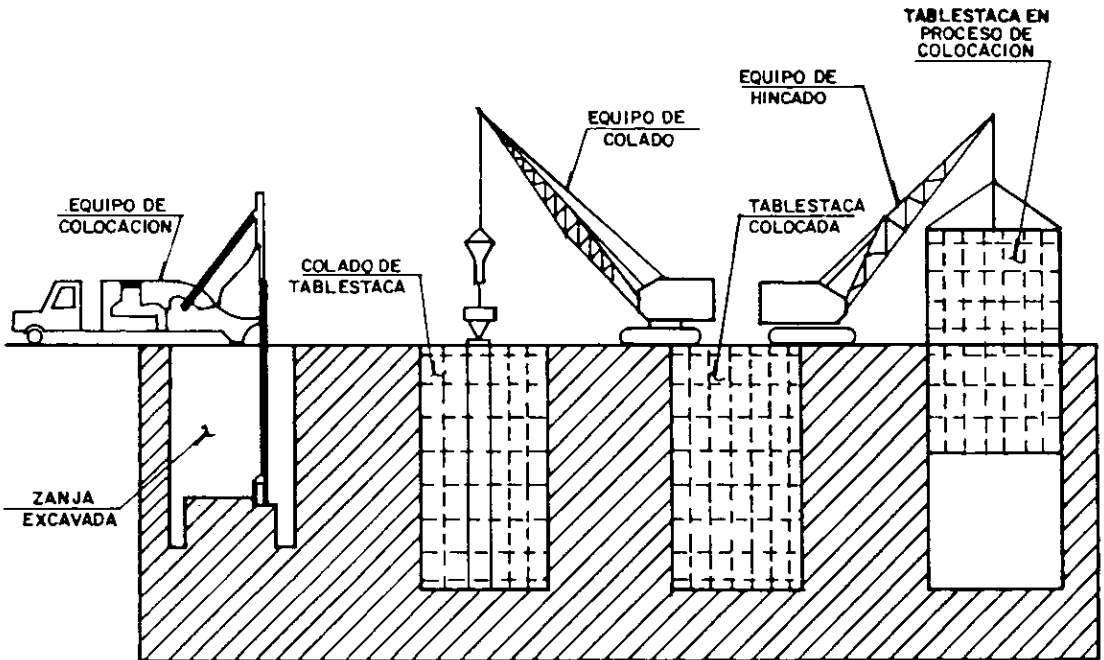
Un buen procedimiento de colado representa:

- a) Tener un lodo bajo el control que cumpla con todas las características especificadas.
- b) Tener un concreto fluido (revenimiento según las especificaciones del concreto).
- c) Dejar la trompa ahogada siempre en el concreto, con un mínimo de 1.5 metros durante el colado.
- d) Hacer un colado continuo que por ningún motivo sea interrumpido por más de 15 minutos.
- e) Evitar todo movimiento brusco de la trompa de colado y todo vibrado y picado; ya que ello favorece la mezcla del lodo con el concreto, dando por resultado oquedades y zanjas contaminadas que provocan una baja resistencia en el muro tablestaca.
- f) Verificar durante el colado el volumen de concreto que entra en el tablero y el volumen de lodo que se desplaza y compararlos con los volúmenes calculados de acuerdo con la geometría del tablero; si hay

diferencias notables puede significar que está habiendo fugas o que hay mezcla de lodo con el concreto.

El concreto de los muros debe llegar a un nivel de 30 cm arriba del nivel superior indicado en el proyecto, estos 30 cm en exceso se consideran contaminados y no contribuyen al trabajo estructural del muro.

En la figura 10 se ilustra el procedimiento de excavación, colocación y colado de la estructura de contención o muros tablestacas.



**PROCEDIMIENTO DE EXCAVACION, COLOCACION Y COLADO DE
TABLESTACAS**

(FIG. No. 10)

3.2. Abatimiento del nivel de aguas freáticas.

Antes de iniciar la excavación de cualquier etapa será necesario abatir el nivel de aguas freáticas por medio de un bombeo por gravedad; para ello se instalarán pozos de bombeo, dichos pozos se localizarán de acuerdo a las especificaciones del proyecto de mecánica de suelos. Las dimensiones del pozo, así como las características del equipo de bombeo, tiempo y longitud de bombeo se especifican para cada tramo en particular.

El abatimiento del nivel de aguas freáticas es necesario por las siguientes razones:

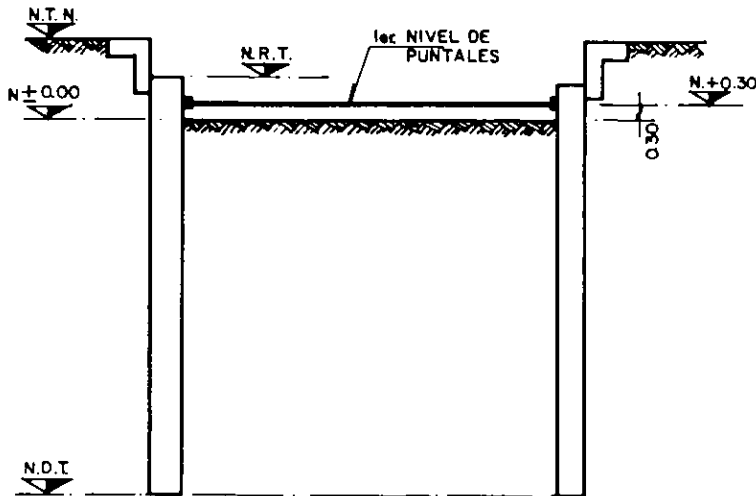
- Intercepta el flujo de agua que se presenta en taludes y fondo de excavación, manteniendo la excavación seca.
- Favorece el factor de seguridad de la falla de fondo creando una sobrecarga al cambiar el estado del mismo.

3.3. Excavación, apuntalamiento y construcción.

La excavación, colocación de puntales y construcción de la estructura del "cajón" de metro, se realiza por etapas en la forma que se describe a continuación.

Nota: En este procedimiento se considerará como nivel ± 0.00 m la parte más alta de la losa de techo (extrados) del "cajón" de metro, este nivel es el tomado como referencia para describir las etapas.

Primera etapa. Se inicia la excavación partiendo del nivel del terreno natural y se suspende cuando se halla alcanzado el nivel ± 0.00 m, procediendo de inmediato a colocar el primer nivel de puntales en el nivel $+ 0.30$ m, como se indica en la siguiente figura (figura 11).



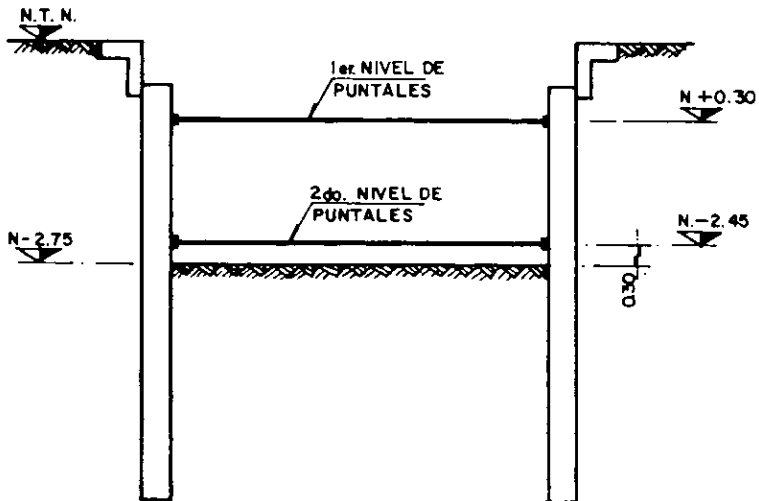
PRIMERA ETAPA

(FIG. No. 11)

El avance de la excavación en el sentido longitudinal de la estructura, deberá ser menor o igual que el ancho de la misma, para garantizar un comportamiento tridimensional de la excavación y asegurar así la estabilidad de fondo.

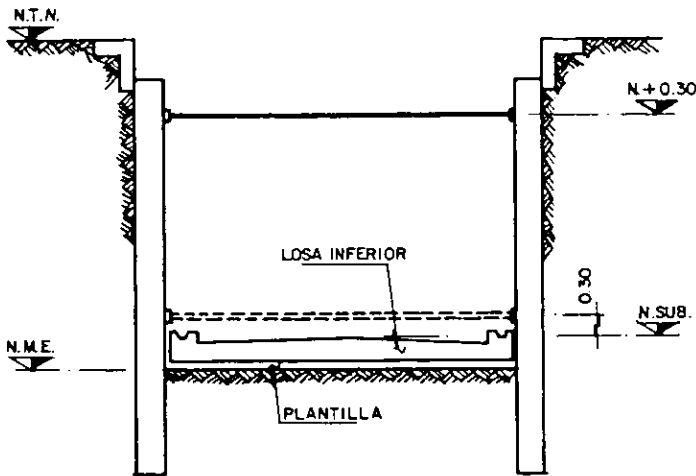
Durante el proceso de excavación deberá llevarse en el frente de ataque un talud, cuya inclinación garantice la estabilidad de ésta.

Segunda etapa. Concluida la etapa anterior se continuará con la excavación hasta el nivel N. - 2.75 m y se colocará el segundo nivel de puntales 30 cm arriba de éste (ver figura 12).



SEGUNDA ETAPA

(FIG. No. 12)

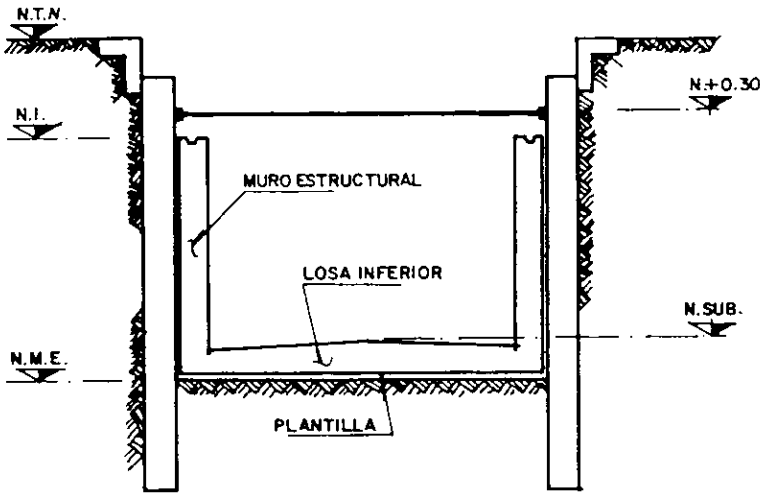


CUARTA ETAPA

(FIG. No. 14)

La excavación del siguiente tramo se podrá iniciar una vez terminado el colado de la losa de piso de esta etapa.

Quinta etapa. Terminada la etapa anterior, se continuará con el colado de los muros estructurales hasta el lecho bajo de losa superior (nivel de intrados). Durante esta actividad deberán dejarse las preparaciones necesarias para ligar el acero de refuerzo de la losa con el del muro (ver figura 15).



QUINTA ETAPA

(FIG. No. 15)

El cimbrado y colado de los muros estructurales, podrá iniciarse cuando se tengan como máximo 25 m de avance en el colado de la losa de piso o bien cuando hayan transcurrido siete días de haberse colado dicha losa.

Sexta etapa. Realizada la etapa anterior se procederá a colocar las tabletas, que constituirán la losa de techo; posteriormente se continúa con el armado y colado del firme de compresión de la losa, veinticuatro horas después, se retirará el primer nivel de puntales y se colocará el relleno hasta el nivel indicado en el proyecto (ver figura 16).

CAPÍTULO IV

ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA SECCIÓN TIPO "CAJÓN" DEL METRO SUBTERRÁNEO

4.1. Tablestaca de acompañamiento.

DESCRIPCIÓN GENERAL

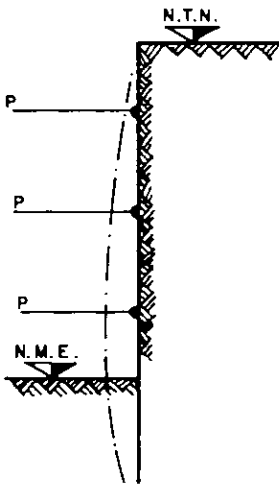
Al realizar excavaciones para alojar la sección "cajón" del metro subterráneo, en calles angostas, con sobrecargas laterales fuertes y con un nivel de aguas freáticas muy próximo a la superficie; obligó a pensar en una solución que proporcionara seguridad a la excavación y a las construcciones vecinas: la solución a adoptarse sería un tablestacado con capacidad para soportar los empujes laterales y lo suficientemente impermeable para impedir las filtraciones de agua hacia el interior de la excavación.

Por todo lo anterior y además con los requisitos por parte de mecánica de suelos para tener una estructura compensada, se decidió que el tablestacado fuera de concreto reforzado, así durante la excavación ésta serviría como estructura de contención y en la estructura definitiva del metro el tablestacado serviría como lastre.

FUERZAS DE LAS TABLESTACAS

Las tablestacas apuntaladas, son estructuras de contención que se consideran flexibles y los empujes que se toman en cuenta para su análisis son diferentes a los que se utilizan para analizar las estructuras de contención rígidas.

La rigidez a la flexión de estas estructuras normalmente es pequeña aunque éstas se encuentran apoyadas a diferentes alturas por puntales o troqueles, por lo tanto al profundizar la excavación, las tablestacas se deforman y desplazan tomando las siguientes características mostradas en la figura 17.



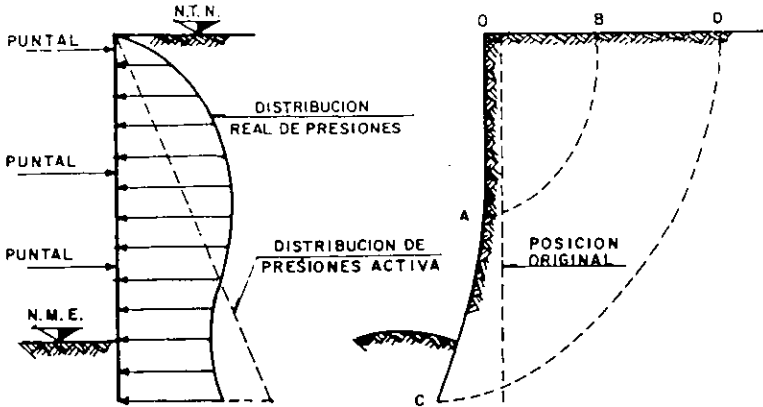
- N.T.N. — NIVEL DE TERRENO NATURAL
- N.M.E. — NIVEL MÁXIMO DE EXCAVACION
- P — PUNTAL O TROQUEL
- (- - -) — DEFORMACIONES EN LA TABLESTACA

DEFORMACIONES EN LA TABLESTACA

(FIG. No. 17)

En la figura anterior se puede observar que las deformaciones en el extremo superior de una estructura flexible son considerablemente menores que los de una estructura rígida, en tanto que, en el nivel de máxima excavación ocurre lo contrario, en consecuencia, la magnitud de la presión contra el muro es diferente a la presión activa propuesta por Rankine, (Ref. 9) ya que la distribución de presiones no es lineal y depende básicamente de las propiedades mecánicas del suelo, de los desplazamientos laterales que se producen en el terreno, de la distribución del apuntalamiento y de la profundidad de la excavación.

El diagrama de presiones actuante en este tipo de estructura se puede comprender si se toma en cuenta la forma en que el suelo se deforma al ir avanzando la excavación. Al colocar el puntal superior no se permitirá un desplazamiento horizontal apreciable del suelo en ese punto, al llegar la excavación a un nivel más bajo, el suelo tenderá a desplazarse hacia afuera, hasta que se coloque el siguiente puntal; así pues el esquema general de desplazamiento del suelo, es una rotación en torno a un cierto punto próximo al extremo superior del tablestacado. En las figuras 18 y 19 se muestra gráficamente lo expuesto.



DISTRIBUCION DE PRESIONES

(FIG. No. 18)

DESPLAZAMIENTO EN EL TERRENO

(FIG. No. 19)

Aunque la distribución de presiones sobre un tablestacado apuntalado es muy diferente a la distribución del empuje activo propuesto por Rankine (ver figura 20), el valor del empuje total es muy similar, por lo tanto la teoría para estructuras flexibles utiliza un diagrama de presiones equivalente llamándosele a éste, empuje de presiones redistribuido, el cual representa una envolvente de posibles distribuciones reales de presiones. En las figuras 21 y 22 se muestran los diagramas de presiones redistribuidos para arenas y arcillas (Ref. 9).

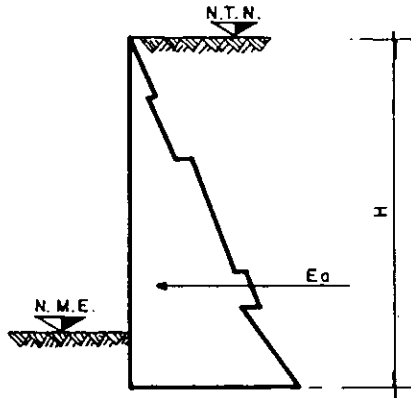


DIAGRAMA DE EMPUJE ACTIVO

(FIG. No. 20)

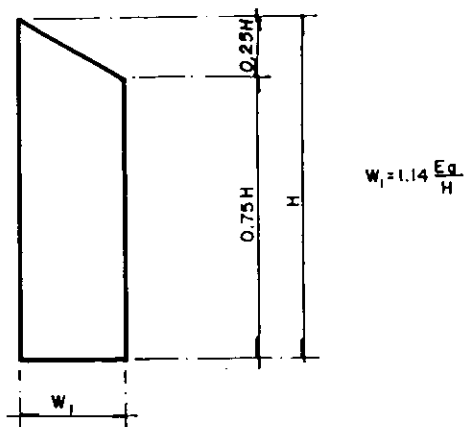


DIAGRAMA DE EMPUJE REDISTRIBUIDO EN ARCILLAS

(FIG. No. 21)

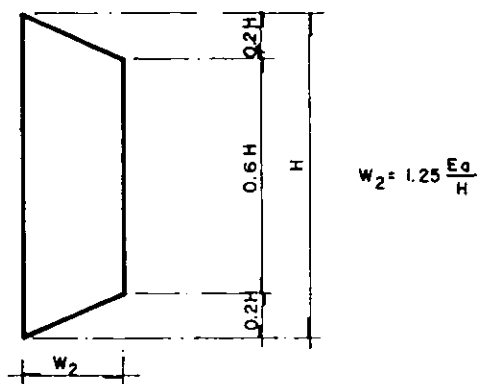


DIAGRAMA DE EMPUJE REDISTRIBUIDO EN ARENAS

(FIG. No. 22)

Las elevaciones de los puntales se eligen por comodidad para evitar interferencias con la estructura que se va a construir dentro de la zona que se está aislando, y para evitar grandes deformaciones durante la excavación.

Después de haber elegido las profundidades a las que se colocarán los puntales se obtiene la carga con la que deben diseñarse éstos, partiendo del diagrama de presiones redistribuido.

La profundidad máxima de hincado de la tablestaca depende fundamentalmente de la revisión por pateo de la misma, ya que el valor del empuje pasivo nos determina la profundidad de apoyo, como se mostrará en las etapas de análisis estructural de la misma.

ETAPAS DE ANÁLISIS ESTRUCTURAL DE LA TABLESTACA

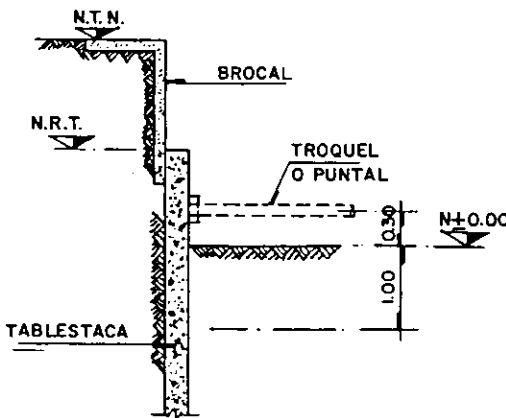
El análisis de las tablestacas, se realiza en dos sentidos: vertical y horizontal. En el sentido vertical se consideran las diferentes etapas de excavación y apuntalamiento indicados en el procedimiento constructivo, donde se toma en cuenta que el apuntalamiento no interfiera con los elementos estructurales y que no se generen grandes deformaciones durante la construcción.

A continuación se muestran las diferentes etapas de análisis vertical y horizontal de la tablestaca en forma esquemática así como la idealización de la

misma, correspondiente al procedimiento constructivo descrito en el capítulo anterior.

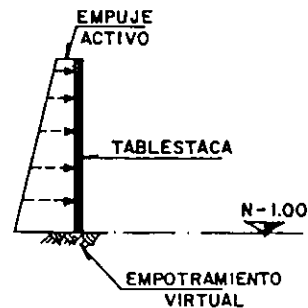
Análisis vertical:

Primera etapa: Excavación del terreno hasta 30 cm abajo del primer nivel de puntales (ver figuras 23 a y b).



ESTRUCTURA REAL

(a)

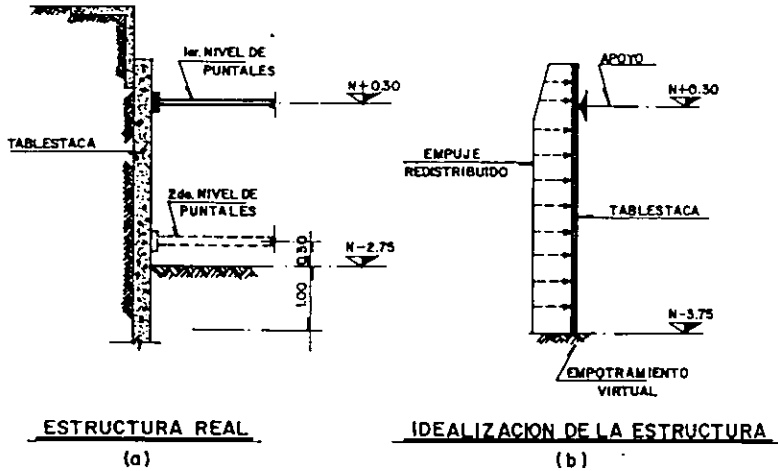


IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA

(b)

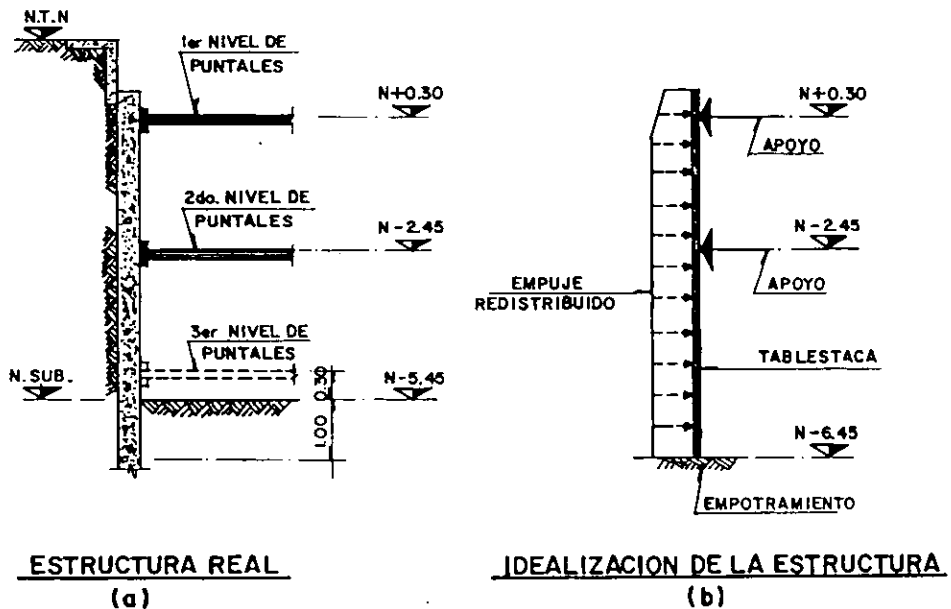
(FIG. No. 23)

Segunda etapa: Excavación hasta 30 cm abajo del segundo nivel de puntales (ver figuras 24 a y b).



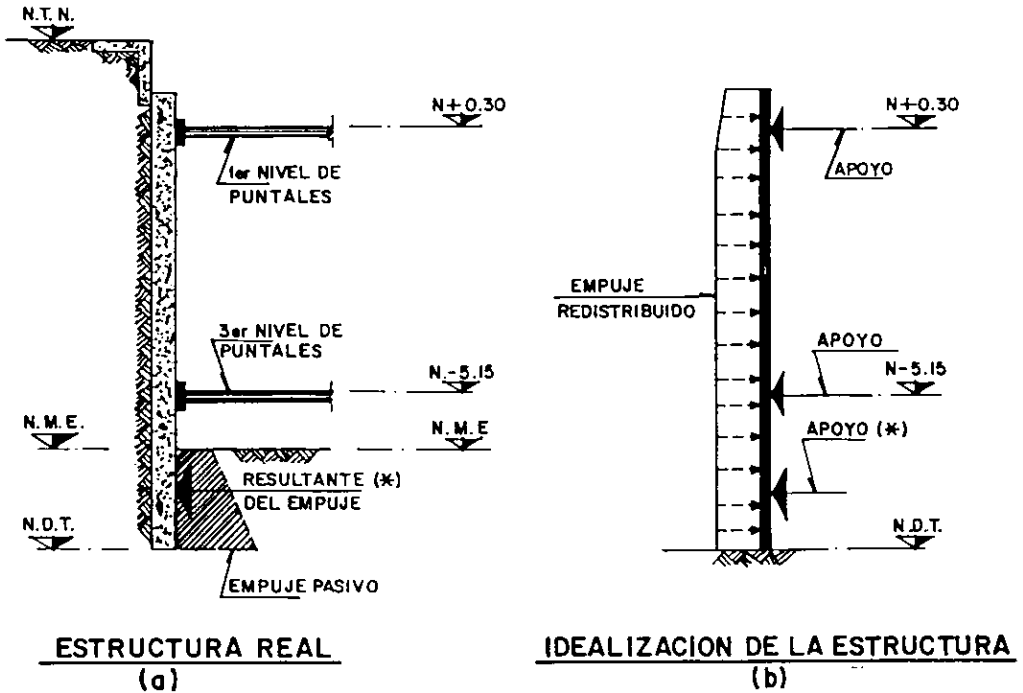
(FIG. No. 24)

Tercera etapa: Excavación hasta el nivel subrasante y colocar el tercer nivel de puntales 30 cm arriba de éste (ver figuras 25 a y b).



(FIG. No. 25)

Cuarta etapa: Retirar el segundo nivel de puntales, excavar hasta el nivel de máxima excavación, colar plantilla y losa de fondo (ver figuras 26 a y b).



(FIG. No. 26)

El análisis estructural de la tablestaca en el sentido vertical se realiza de acuerdo a la idealización de la estructura en cada etapa y resolviéndola por algún método conocido (Método de Cross, método de giros y desplazamientos, etc.).

La idealización de la estructura de la primera, segunda y tercera etapa en su parte inferior considera que la acción de la masa del suelo adyacente a la tablestaca sin descubrir; los giros y desplazamientos son nulos a partir de 1.00 m

de profundidad del nivel de excavación donde dicha tablestaca se encuentra hincada por lo menos 2.50 m dentro del suelo.

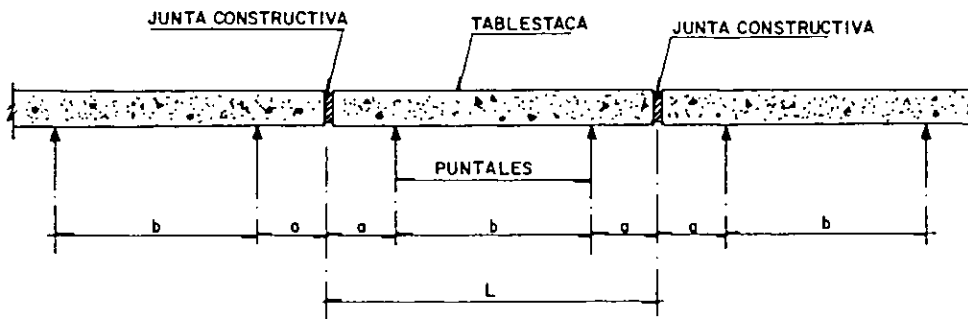
Para concluir el análisis vertical de la tablestaca se revisa el factor de seguridad al pateo; el pateo es la falla más común que se presenta en una tablestaca y generalmente ocurre cuando se llega al nivel máximo de excavación (N. M. E.); en nuestro caso se realiza dicha revisión en la cuarta etapa, esto es, después de realizar el análisis estructural de la tablestaca deberá cumplirse que:

$$F_s = \frac{\text{Resultante del empuje pasivo}}{\text{Reacción de la tablestaca en ese punto}} \geq 1.15$$

Después de haber analizado la tablestaca, se obtienen los elementos mecánicos máximos (fuerzas cortantes y momentos flexionantes) de las cuatro etapas; tanto positivos como negativos; éstos servirán para el diseño de la tablestaca en este sentido.

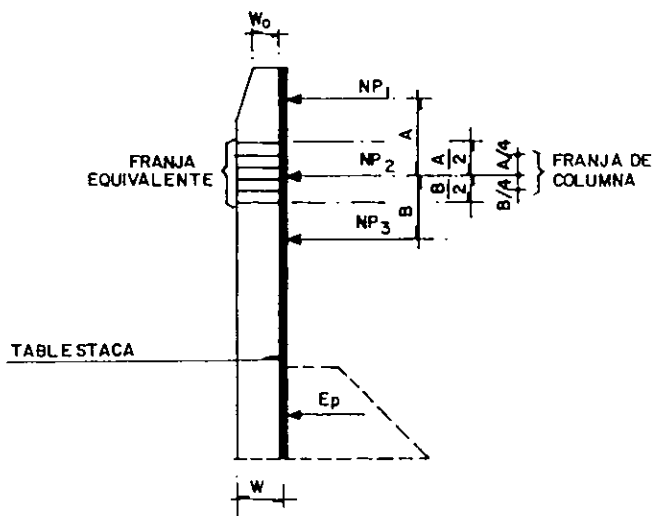
Análisis horizontal:

El análisis de la tablestaca en el sentido horizontal se realiza como una losa plana apoyada en los puntales y con voladizos en sus extremos, actuando sobre ella una carga equivalente producida por el empuje redistribuido correspondiente al área tributaria del análisis. En las figuras 27, 28 y 29 se muestra la tablestaca en planta y elevación, así como la carga tributaria actuante y las expresiones para la obtención de los momentos flexionantes máximos.



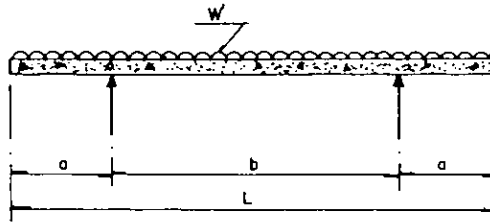
DISTRIBUCION DE TROQUELES (PLANTA)

(FIG. No. 27)



DISTRIBUCION DE TROQUELES (ELEVACION)

(FIG. No. 28)



$$W' = \frac{A+B}{2} W$$

$$M_{(+)} = \frac{\left(\frac{W' b^2}{8} - \frac{W' a^2}{2} \right) 0.6}{\frac{A+B}{4}}$$

(FIG. No. 29)

En donde:

a = Voladizo en el extremo de la tablestaca.

b = Separación horizontal de troqueles.

A o B = Separación vertical de troqueles.

L = Longitud total de tablestaca.

W = Carga producida por el empuje redistribuido.

W' = Carga tributaria.

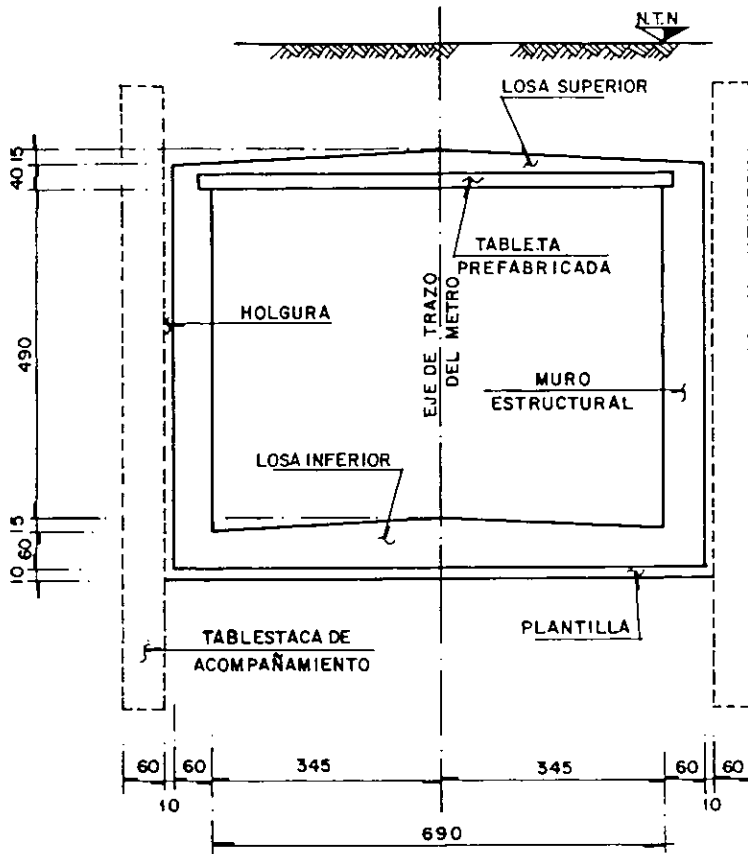
$M (+)$ = Momento positivo en franja de troquel.

Obteniendo los elementos máximos tanto en el sentido vertical como horizontal, se procede al diseño; consistiendo éste prácticamente en la obtención del área de acero y separación del mismo, ya que en general el espesor es definido por estudios de mecánica de suelos.

4.2. Análisis y diseño de la estructura definitiva.

DESCRIPCIÓN GENERAL

La sección transversal típica del metro en "cajón" subterráneo en tramo recto, se encuentra desplantada a una profundidad promedio de 9.30 m, su ancho libre interior mide 6.90 m y tiene una altura libre interior de 4.90 m. En la figura 30 se muestran gráficamente estas dimensiones, así como los espesores de los diferentes elementos estructurales.



SECCION TIPICA DEL CAJON SUBTERRANEO

(FIG. No. 30)

CONDICIONES DE ANÁLISIS BAJO CARGAS PERMANENTES

En el análisis de la estructura definitiva del metro subterráneo en sección "cajón" se consideran tres condiciones de carga; el análisis de la primera condición está íntimamente relacionada con el procedimiento constructivo, en la segunda y tercera condición se analiza la estructura sujeta a las cargas ya

definitivas; bajo estas dos últimas condiciones el "cajón" se comporta como una sección anular rígida.

El análisis de carga, así como, el análisis estructural de la sección se realiza considerando un ancho unitario, ya que por las características geométricas de la estructura ésta se encuentra trabajando en sentido transversal al eje de trazo del metro.

A continuación se muestran gráficamente estas condiciones y se describe cada una de ellas.

Primera condición (peso propio). Esta condición se analiza cuando la losa inferior y los muros estructurales han adquirido la resistencia especificada, cuando se ha colocado la tableta prefabricada y cuando ya se ha colado el firme sobre dicha tableta pero éste aún no ha fraguado.

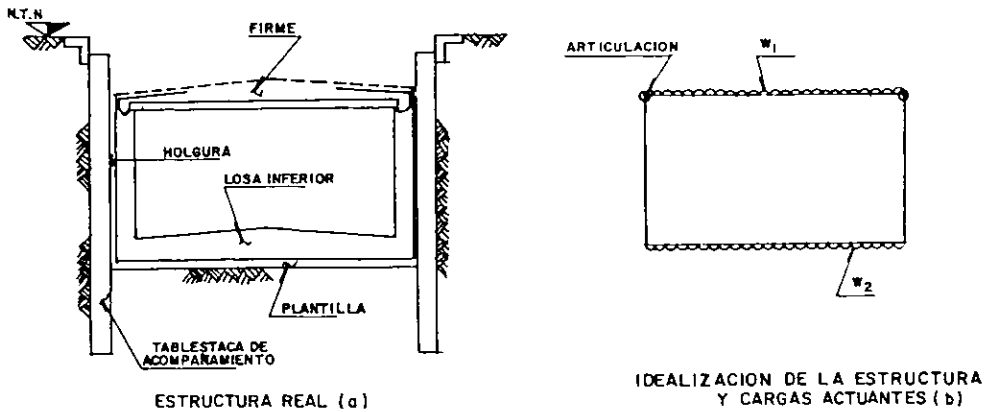
Para esta condición las cargas actuantes en la estructura son:

En losa superior: La carga actuante en este elemento es uniformemente distribuida, correspondiente a su peso propio.

(W_1)

En losa inferior: La carga actuante en esta losa también es uniformemente distribuida, correspondiente a la reacción del terreno, debida al peso propio de la losa superior y al peso de los muros (ver figura 31).

(W_2)



PRIMERA CONDICION (PESO PROPIO)

(FIG. No. 31)

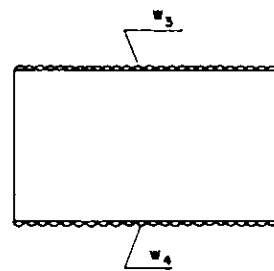
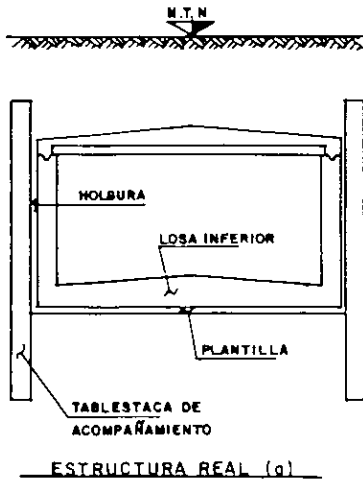
Segunda condición (carga viva y relleno). Esta condición corresponde a la etapa en la que el firme de la losa superior ya ha alcanzado la resistencia y es entonces cuando se considera al "cajón" como una estructura integral. Bajo estas condiciones se revisa la sección con las cargas actuantes, que son el relleno y una carga viva de servicio.

En esta condición las cargas actuantes en la estructura son:

En losa superior: La carga actuante en esta losa es la correspondiente al peso del material utilizado como relleno y la carga viva correspondiente. Toda está considerada como una carga uniformemente distribuida.

(W_3)

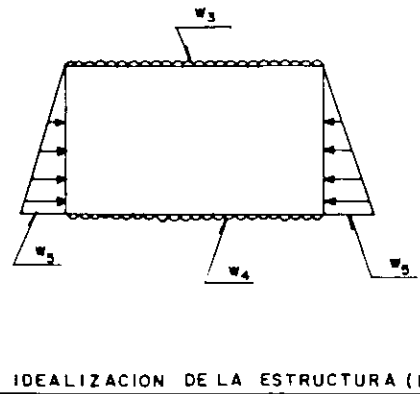
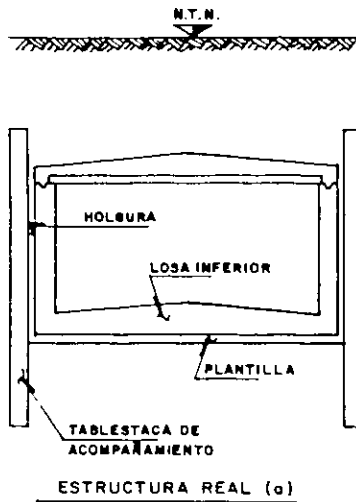
En losa inferior: La carga actuante en esta losa es la correspondiente a (W_4) la reacción del terreno debida al peso del material de relleno más la carga actuante (ver figura 32).



SEGUNDA CONDICION (RELLENO + CARGA VIVA)

(FIG. No. 32)

Tercera condición (carga viva, relleno y empujes laterales). En esta condición se consideran las mismas características de la estructura que se tomaron para la condición anterior, así como, las mismas cargas en sus losas sólo que ahora en los muros se considera una carga lateral provocada por el empuje hidrostático (ver figura 33).



TERCERA CONDICION
(FIG. No. 33)

(RELLENO + CARGA VIVA)
(Y EMPUJE HIDROSTATICO)

La carga viva utilizada en la segunda y tercera condición es una carga uniformemente distribuida, equivalente a la producida por un tránsito paralelo y transversal al eje de trazo del metro de un camión HS-20. En la losa superior se considera actuante dicha carga en un 100% y para la reacción del terreno sólo se considera un 60% de la misma; esta redistribución de carga se logra por el efecto de la profundidad a la que se encuentra la losa de piso.

Después de haber idealizado y cargado la estructura se procede a obtener los elementos mecánicos (momentos flexionantes, fuerzas cortantes y fuerzas

axiales) analizando la sección elásticamente, por algún método conocido o con ayuda de computadora.

Los elementos mecánicos de diseño se obtienen de sumar los efectos de las condiciones de análisis; realizando las siguientes combinaciones y diseñando con la más crítica.

PRIMERA CONDICIÓN + SEGUNDA CONDICIÓN

PRIMERA CONDICIÓN + TERCERA CONDICIÓN

Excepto en la losa superior donde se revisa una condición adicional referente a la tableta prefabricada que es debido a las maniobras e hizaje de la misma para colocarla sobre los muros estructurales del "cajón".

El análisis en esta última condición se realiza considerando la tableta apoyada en dos puntos de hizaje y sometida a la carga de peso propio.

DISEÑO DE LA SECCIÓN TIPO

El diseño de los elementos estructurales se realiza de acuerdo a la teoría de diseño al límite, al Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal y a sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto (N. T. C. C.). Los elementos mecánicos de diseño son los actuantes al paño de cada miembro y los máximos actuantes a lo largo del elemento.

Como se mencionó anteriormente en la mayoría de los casos los espesores de losas son definidos por requerimientos del proyecto de mecánica de suelos, por lo tanto el diseño generalmente consiste en determinar el área de acero requerida y la separación de éste.

La expresión indicada en la N. T. C. C. para calcular el momento resistente de una sección rectangular es la siguiente:

$$MR = Frbd^2f'c q (1 - 0.5 q) \quad (4.1.)$$

Donde:

Fr = Factor de reducción para reflexión = 0.90

b = Ancho de la sección

d = Peralte de la sección

$$f'c = (1.05 - \frac{f'c}{1250}) f'c \leq 0.85 f'c$$

f'c = Resistencia nominal del concreto = 0.8 f'c

$$q = \text{Índice de refuerzo} = p \frac{f_y}{f'c}$$

$$p = \text{Porcentaje de acero} = \frac{A_s}{A_c}$$

Sustituyendo el valor del índice de refuerzo en la ecuación (4.1.) tenemos:

$$MR = Frbd^2f'c \left(p \frac{fy}{f'c} \right) \left(1 - 0.5 p \frac{fy}{f'c} \right)$$

Despejando:

$$\frac{MR}{Frbd^2f'c} = \left(p \frac{fy}{f'c} \right) \left(1 - 0.5 p \frac{fy}{f'c} \right)$$

Si llamamos $C = \frac{fy}{f'c}$ y sustituyendo tenemos:

$$\frac{MR}{Frbd^2f'c} = pC - 0.5 p^2 C^2$$

Multiplicando por 2, dividiendo entre C^2 e igualando a cero tenemos:

$$\frac{2 MR}{Frbd^2f'c C^2} = \frac{2p}{C} - p^2$$

$$p^2 - \frac{2p}{c} + \frac{2MR}{Frbd^2f'cC^2} = 0$$

Resolviendo esta ecuación de segundo grado tenemos:

$$P = \frac{\frac{2}{C} \pm \sqrt{\frac{4}{C^2} - \frac{8MR}{Frbd^2 f'c C^2}}}{2}$$

Simplificando:

$$P = \frac{\frac{2}{C} \pm \sqrt{\frac{4}{C^2} - \left(1 - \frac{2MR}{Frbd^2 f'c}\right)}}{2}$$

$$P = \frac{\frac{2}{C} \pm \frac{2}{C} \sqrt{1 - \frac{2MR}{Frbd^2 f'c}}}{2}$$

$$P = \frac{1}{C} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{2MR}{Frbd^2 f'c}}\right)$$

Sustituyendo el valor de C tenemos:

$$P = \frac{f'c}{fy} \left(1 \pm \sqrt{1 - \frac{2MR}{Frbd^2 f'c}}\right) \quad (4.1.1)$$

Esta expresión nos permite obtener el porcentaje de acero de refuerzo que se requiere para una sección rectangular de ancho "b" y peralte efectivo "d", cuando está sometida a la acción de un momento flexionante $MR = M_u$

$$M_u = \text{Momento último} = M \times F_c$$

Donde:

M = Momento obtenido del análisis de la estructura

F_c = Factor de combinación carga

Sustituyendo estos valores en la expresión (4.1.1) tenemos:

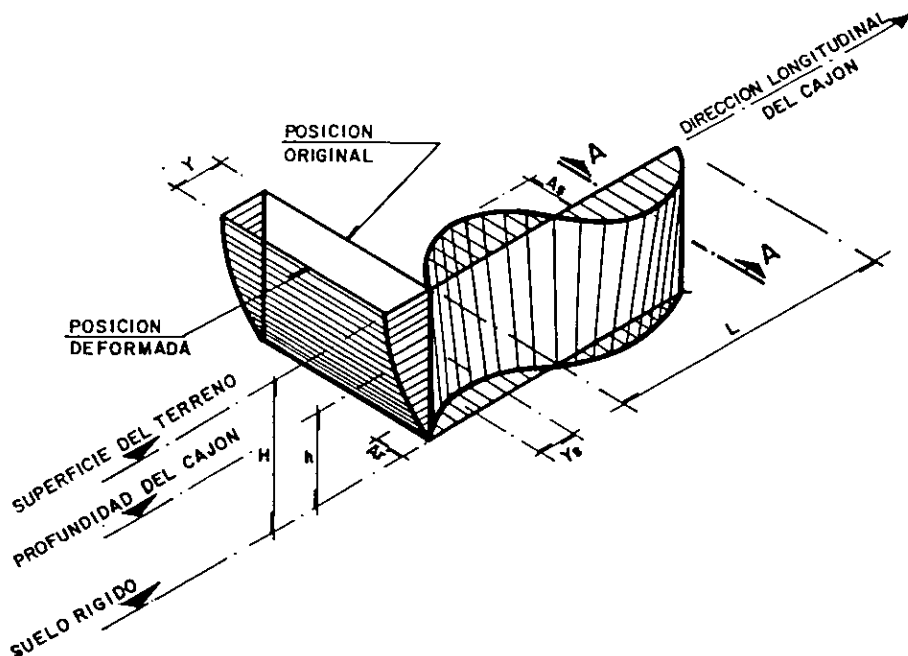
$$\rho = \frac{f'_c}{f_y} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2MF_c}{Frbd^2 f'_c}} \right) \quad (4.2)$$

Los valores del factor de reducción (Fr) y del factor de combinación de carga (F_c) son 0.9 y 1.5 respectivamente, dichos valores están especificados por el R. C. D. F. y son los tomados para el diseño de los elementos estructurales del metro subterráneo.

EFFECTOS SÍSMICOS SOBRE EL METRO SUBTERRÁNEO

Ante efectos sísmicos el "cajón" se ve sujeto a movimientos transversales y longitudinales simultáneamente, debido al movimiento de la masa de suelo que lo circunda. Por la elevada relación de longitud del "cajón" con respecto a su sección transversal, la rigidez de la estructura es mucho menor que la del suelo por lo que se puede asegurar que la deformación del suelo producida por sismos es impuesta a la estructura.

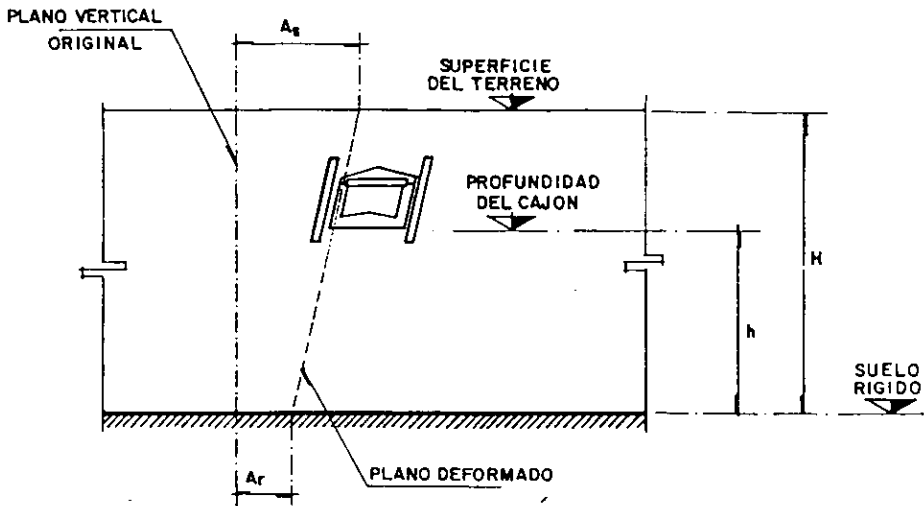
La literatura técnica de las estructuras subterráneas sujetas a sismos es muy pobre, en comparación con la existente para estructuras superficiales. El análisis sísmico presentado en este trabajo está basado en los criterios propuestos por Thomas R. Kuesel (Ref. 8), en la que se considera que "Durante un sismo el suelo no pierde su integridad y que la deformación unitaria máxima de la estructura resulta de una onda que viaja oblicuamente a través de la misma con un ángulo aproximado de 32° respecto al eje longitudinal de la estructura, generando con esto deformaciones transversales senosoidales del suelo A_r y A_s y otras longitudinales Y_s , las cuales la estructura adoptará". Ver la figura 34.



ONDA DE CORTANTE POR SISMO EN EL SUELO

(FIG. No. 34)

Para ello, la sección transversal del "cajón" tendrá que soportar la distorsión por pasar de una sección de forma rectangular a una de forma romboidal, ya que el desplazamiento A_r del suelo en la base es menor que el de la superficie del terreno, como se muestra en la figura 35.



DESPLAZAMIENTO EN EL TERRENO Ar y As

(FIG. No. 35)

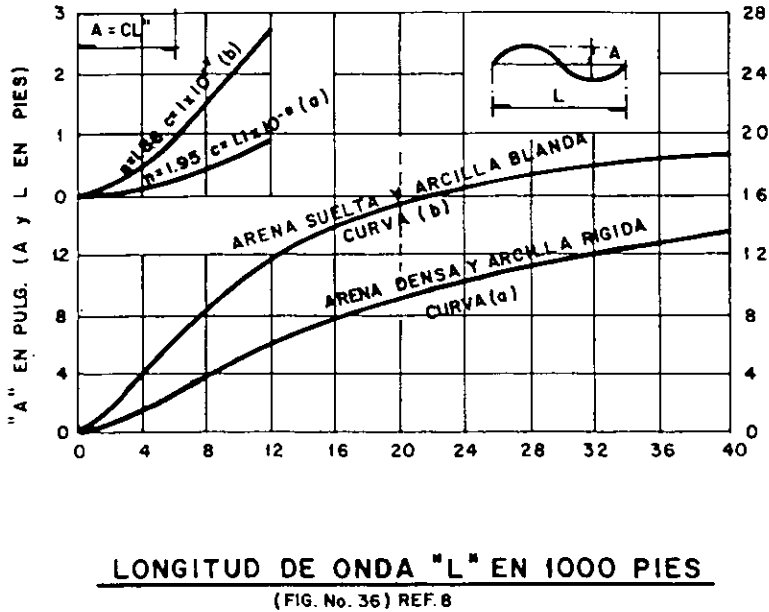
Así mismo, deberá ser capaz de resistir las deformaciones Ys impuestas por el suelo en la dirección longitudinal.

Esto da como resultado, la deformación unitaria máxima combinada; que resulta de una onda oblicua que se puede determinar con la siguiente expresión:

$$\epsilon = \frac{5.2A}{L} \leq 0.0001 \quad (4.3)$$

En la cual L es la longitud de onda crítica, que se calcula como seis veces el ancho máximo "W" de la estructura en el plano de la flexión, "A" es la amplitud

correspondiente a la longitud de onda crítica que se obtiene a partir de la gráfica siguiente.



De acuerdo a la teoría propuesta por Thomas R. Kuesel si la deformación unitaria máxima ϵ resulta menor que 0.0001, la sección de concreto no deberá reforzarse por efectos sísmicos.

La magnitud de la distorsión por cortante se puede obtener mediante la expresión:

$$\frac{Y_s}{h} = \frac{5H}{2v^2} < \alpha \tag{4.4}$$

En donde Y_s/h es el ángulo de distorsión por cortante en radianes, H es el espesor del suelo, v es la velocidad promedio de propagación de la onda del sismo de diseño a través del manto de suelo y α es la capacidad de rotación elástica de la unión entre losa y muro, en radianes; la cual se determina con la siguiente expresión:

$$\alpha = \frac{1}{1000} \left[\frac{L_f}{5T_f} + \frac{L_w}{5T_w} \right] \quad (4.5)$$

En la cual L es la longitud del muro y losa, y T el espesor correspondiente; y los subíndices f y w designan los elementos losa y muro respectivamente, que forman la junta de la esquina.

Si la capacidad de rotación elástica, α , de la esquina más rígida del "cajón" excede el valor de la distorsión por cortante impuesta por Y_s/h , los requisitos de distorsión se satisfacen y no es necesario tomar previsiones especiales.

Para un "cajón" típico como el mencionado al inicio de este capítulo 4.2., en donde los parámetros son: $w = 8.10$ m, $L_f = 7.50$ m, $T_f = 0.60$ m, $L_w = 5.55$ m y $T_w = 0.60$ m y considerando un espesor de suelo blando $H = 30.0$ m y una velocidad promedio de propagación de onda $v = 250$ pies/seg y de acuerdo a la gráfica de la figura 36 para arcillas blandas se tienen los siguientes valores:

Longitud de onda crítica $L = 6w = 6 \times 8.10 = 48.6 \text{ m}$

$48.6 \text{ m} = 159.45 \text{ pies}$

Amplitud de onda $A = CL^n$; $C = 1 \times 10^{-7}$, $n = 1.86$;

$A = (1 \times 10^{-7}) (159.45)^{1.86} = 0.00125$

Por lo tanto, la deformación unitaria máxima es:

$$\varepsilon = \frac{5.2A}{L} = \frac{5.2 \times 0.00125}{159.45} = 0.000041 < 0.0001$$

Por lo que respecta a la capacidad elástica de rotación tenemos:

$L_f = 7.50 \text{ m} = 24.61 \text{ pies}$

$L_w = 5.55 \text{ m} = 18.21 \text{ pies}$

$T_f = 0.60 \text{ m} = 1.968 \text{ pies}$

$$\alpha = \frac{1}{1000} \left[\frac{L_f}{5T_f} + \frac{L_w}{5T_f} \right] = \frac{1}{1000} \left[\frac{24.61}{5 \times 1.968} + \frac{18.21}{5 \times 1.968} \right] = 0.004352 \text{ rad}$$

La distorsión máxima por cortante es:

$$\frac{Y_s}{h} = \frac{5H}{2v^2} = \frac{5 \times 98.43}{2 \times 250^2} = 0.00394 < \alpha = 0.004352$$

Por lo cual de acuerdo a la teoría de Thomas R. Kuesel no se requiere de previsiones especiales por efectos sísmicos.

EJEMPLO ILUSTRATIVO

Lo presentado en este trabajo, desde el punto de vista estructural se ha dividido en dos partes que son: 1) La estructura de contención y 2) La estructura definitiva, por lo que en este ejemplo ilustramos las dos partes en ese orden.

1) Análisis y diseño de la estructura de contención.

Teniendo como punto de partida: El proyecto geométrico y topográfico de la "sección tipo", así como, los espesores mínimos requeridos por parte del proyecto de mecánica de suelos, se puede iniciar el análisis estructural de la misma, a continuación se muestran gráficamente estos datos.

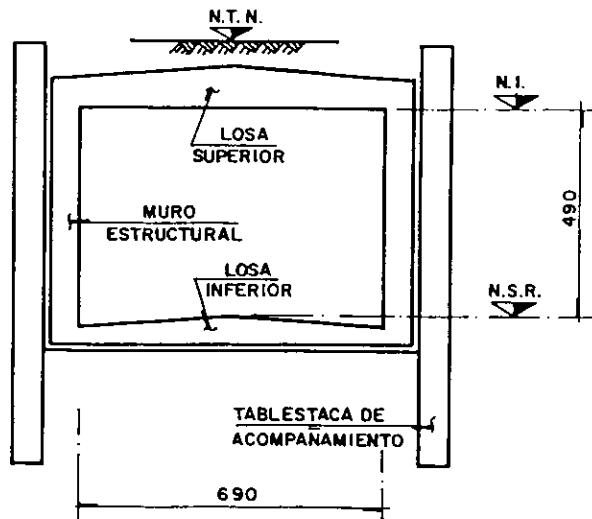
Datos iniciales: Proporcionados por el proyecto geométrico y topográfico (Gálibos y Niveles), mostrados en la figura 37.

DONDE:

N.T.N. = NIVEL TERRENO
NATURAL
= ± 0.00

N.I. = NIVEL
INTRADOS
 ≈ 2.50

N.S.R. = NIVEL
SUBRASANTE
= + 7.40



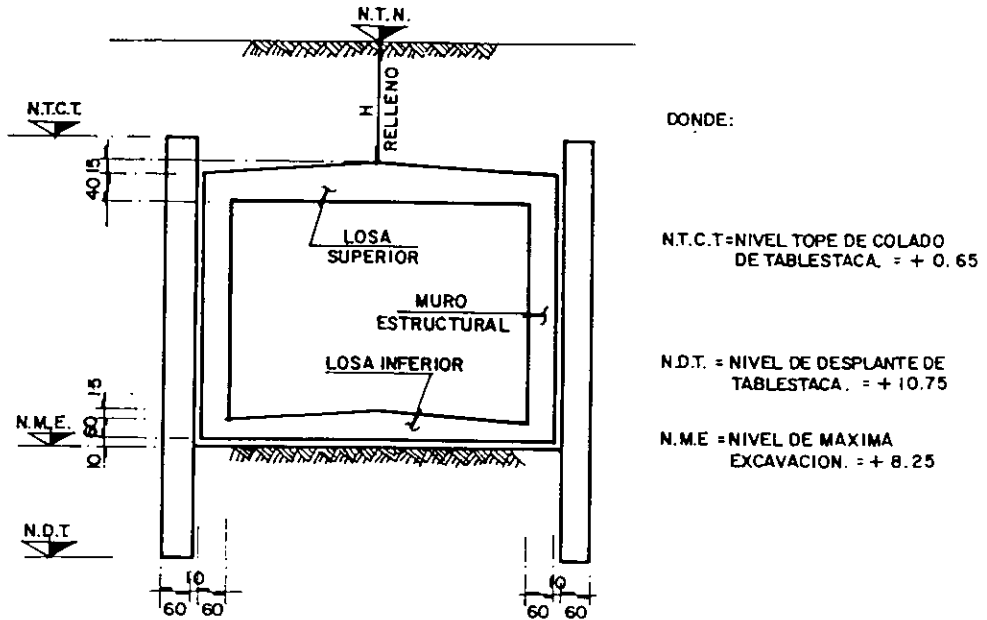
NOTA : a) ACOTACIONES
EN CENTIMETROS
b) NIVELES EN
METROS

SECCION TIPO (GALIBOS Y NIVELES)

(FIG. No. 37)

Datos iniciales: Proporcionados por el proyecto de mecánica de suelos.
Espesores de elementos estructurales y empujes actuantes en la estructura.

a) Espesores mínimos de elementos estructurales mostrados en la figura 38.

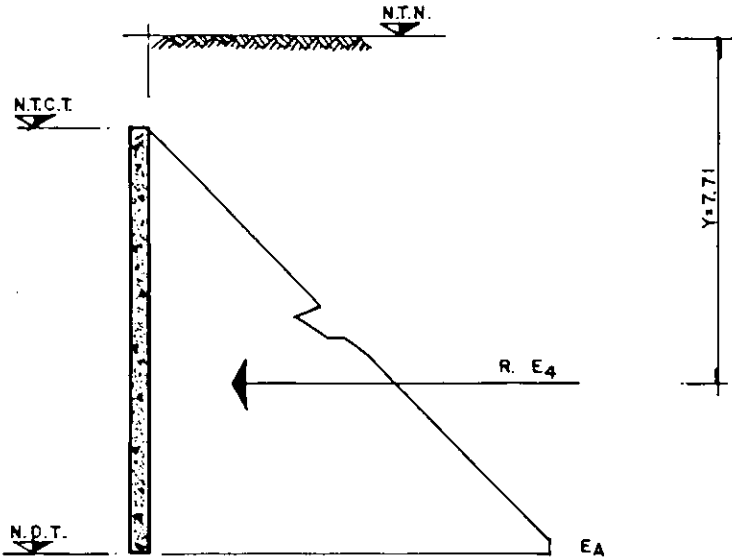


SECCION TIPO INICIAL (ESPESORES MINIMOS Y LONGITUD DE TABLESTACA)

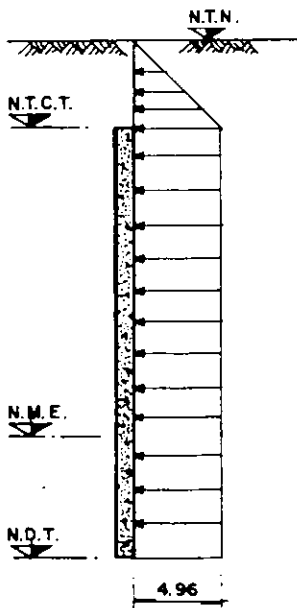
(FIG. No. 38)

Nota Adicional: El nivel N. D. T. es preliminar y se propone en coordinación con el proyecto estructural, ya que depende de la estabilidad de la tablestaca.

b) Empujes actuantes en la estructura de contención (Activo, Redistribuido y Pasivo), mostrados gráficamente en la figuras 39, 40 y 41 respectivamente.

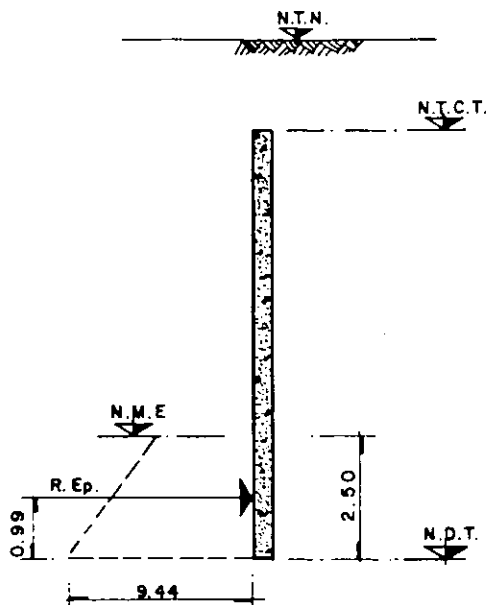


EMPUJE ACTIVO
(FIG.No. 39)



EMPUJE REDISTRIBUIDO

(FIG. No. 40)

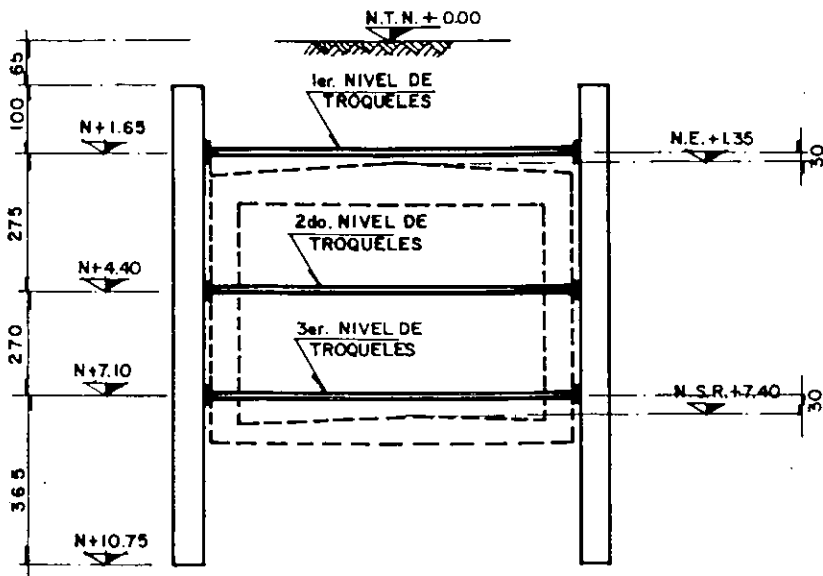


EMPUJE PASIVO

(FIG. No. 41)

Procediendo con el análisis estructural de la estructura de contención (tablestaca de acompañamiento):

El análisis estructural de la tablestaca se inicia con la determinación de los niveles de troqueles, proponiendo éstos de tal manera, que se tenga la menor interferencia en el proceso constructivo y de acuerdo a lo descrito en este trabajo es conveniente colocar el primer y tercer nivel 30 cm arriba de las losas superior e inferior respectivamente, el segundo a una distancia equidistante entre estos dos. En la figura 42 se muestran dichos niveles de troqueles.



NIVELES DE TROQUELES

(FIG. No. 42)

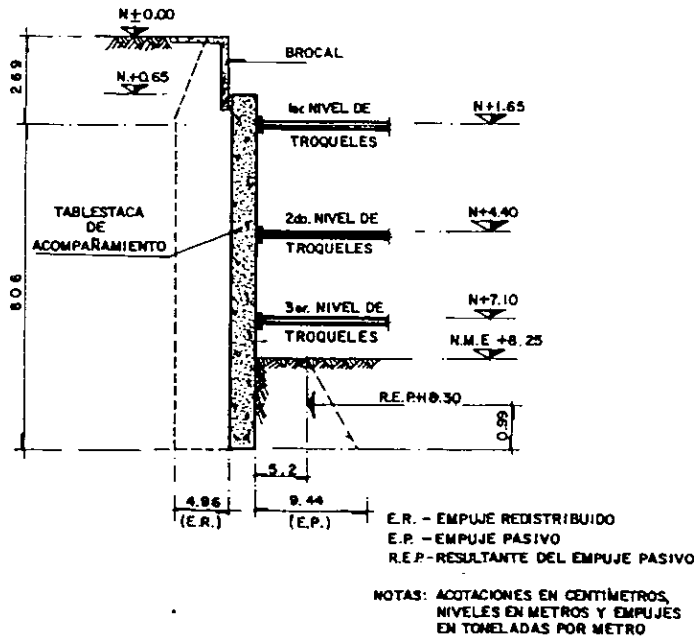
En la figura anterior se tomó el nivel N. T. N. = ± 0.00 m que es diferente al considerado en el capítulo donde se describe el procedimiento constructivo de la estructura subterránea para el metro.

La razón de este cambio es sólo porque la estructura se analizará con un programa de computadora, donde este nivel se maneja con ese valor.

Como se acaba de mencionar, el análisis y diseño de la estructura de contención se realizará con un programa de computadora, el cual requiere como datos:

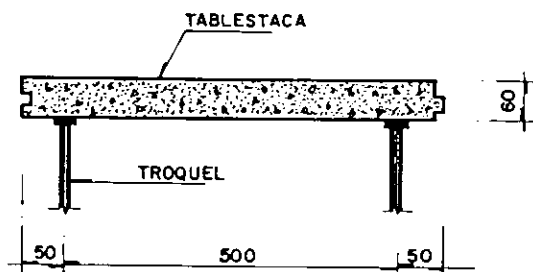
- a) Empujes actuantes sobre la tablestaca.
- b) Niveles de la tablestaca.
- c) Separación de troqueles (vertical y horizontal).
- d) Calidad de materiales.
- e) Espesor y recubrimiento de la tablestaca.

En las figuras 43 y 44 se muestran esquemáticamente los empujes actuantes en la tablestaca, sus niveles, así como la separación vertical y horizontal de troqueles.



La calidad de los materiales a utilizar en la solución del problema, así como las características de la tablestaca se indican en el programa mismo.

Horizontalmente se consideró un tablero de 6.00 m. de longitud con una separación de troqueles igual a 5.00 m. (ver figura 44)



**SEPARACION HORIZONTAL DE TROQUELES EN UN
TABLERO TIPO (PLANTA)**

(FIG. No. 44)

A continuación se muestran los resultados de dicho análisis y diseño, en donde se consideran dos alternativas para los niveles de puntales, los cuales abarcan el procedimiento constructivo o de excavación descrito.

En este programa aparece el valor de los momentos flexionantes a diferentes distancias, así como, el porcentaje y área de acero correspondiente, los cuales son obtenidos de acuerdo a las N. T. C. C. para el Distrito Federal, el cual contempla un diseño al límite.

LINEA

TRAMO :
PROYECTO :
CADENAMIENTO :

* EMPUJES **

REDISTRIBUIDO= 4.96t/m² RESULTANTE DEL E. PASIVO=18.3 t/m
PROFUNDIDAD= 2.69 m PROFUNDIDAD= 9.76 m

* NIVELES (relativos a la tablestaca) **

NIVEL DE DESPLANTE= 10.75 m NIV. MAX. DE EXCAVACIÓN= 8.25 m
NIV. DE SUCCIÓN= 0.00 m NIV. TOPE DE COLADO= .65 m

* ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA TABLESTACA **

F'c= 150 kg/cm² ESPESOR= 60.0 cm
Fy= 4200 kg/cm² RECUBR.= 7.0 cm

(VERTICAL)

1o. niv. puntal= 1.65 m
2o. niv. puntal= 4.40 m
3o. niv. puntal= 7.10 m

1a. condición

X (m)	Mx (t-m)	PORCENTAJE	As (cm ²)
			1o. NIV. PUNTAL, R= 9.12 ton
0.00	-0.91	0.002041	10.82
0.40	1.66	0.002041	10.82
0.81	3.60	0.002041	10.82
1.21	4.80	0.002041	10.82
1.62	5.19	0.002041	10.82
2.02	4.77	0.002041	10.82
2.43	3.53	0.002041	10.82
2.83	1.48	0.002041	10.82
3.24	-1.38	0.002041	10.82
3.64	-5.06	0.002041	10.82
4.05	-9.55	0.002041	10.82

2a. condición

X (m)	Mx (t-m)	PORCENTAJE	As (cm ²)
			1o. NIV. PUNTAL, R= 6.37 ton
0.00	-0.91	0.002041	10.82
0.28	0.14	0.002041	10.82
0.55	0.92	0.002041	10.82
0.83	1.39	0.002041	10.82
1.10	1.52	0.002041	10.82
1.38	1.27	0.002041	10.82
1.65	0.65	0.002041	10.82
1.93	-0.34	0.002041	10.82
2.20	-1.71	0.002041	10.82
2.48	-3.46	0.002041	10.82
2.75	-5.58	0.002041	10.82
			2o. NIV. PUNTAL, R= 17.92 ton
2.75	-5.58	0.002041	10.82
3.15	-2.16	0.002041	10.82
3.55	0.46	0.002041	10.82
3.95	2.29	0.002041	10.82
4.35	3.32	0.002041	10.82
4.75	3.57	0.002041	10.82
5.15	3.01	0.002041	10.82
5.55	1.67	0.002041	10.82
5.95	-0.47	0.002041	10.82

6.35	-3.40	0.002041	10.82
6.75	-7.13	0.002041	10.82

3a. condición

X (m)	Mx (t-m)	PORCENTAJE	As (cm ²)	
				1o. NIV. PUNTAL, R= 7.10 ton
0.00	-0.91	0.002041	10.82	
0.28	0.34	0.002041	10.82	
0.55	1.32	0.002041	10.82	
0.83	2.00	0.002041	10.82	
1.10	2.33	0.002041	10.82	
1.38	2.28	0.002041	10.82	
1.65	1.86	0.002041	10.82	
1.93	1.07	0.002041	10.82	
2.20	-0.10	0.002041	10.82	
2.48	-1.64	0.002041	10.82	
2.75	-3.56	0.002041	10.82	
				2o. NIV. PUNTAL, R= 14.58 ton
2.75	-3.56	0.002041	10.82	
3.02	-1.87	0.002041	10.82	
3.29	-0.55	0.002041	10.82	
3.56	0.42	0.002041	10.82	
3.83	1.02	0.002041	10.82	
4.10	1.26	0.002041	10.82	
4.37	1.14	0.002041	10.82	
4.64	0.66	0.002041	10.82	
4.91	-0.18	0.002041	10.82	
5.18	-1.39	0.002041	10.82	
5.45	-2.95	0.002041	10.82	
				3o. NIV. PUNTAL, R= 13.26 ton
5.45	-2.95	0.002041	10.82	
5.72	-1.32	0.002041	10.82	
5.98	-0.04	0.002041	10.82	
6.25	0.89	0.002041	10.82	
6.51	1.47	0.002041	10.82	
6.78	1.69	0.002041	10.82	
7.05	1.57	0.002041	10.82	
7.31	1.10	0.002041	10.82	
7.58	0.27	0.002041	10.82	

7.84	-0.90	0.002041	10.82
8.11	-2.43	0.002041	10.82

FUERZA DE PATEO = 11.31 ton, F. S. = 1.62

- 1o. niv. puntal= 1.65 m
- 2o. niv. puntal= 7.10 m

3a. condición

X (m)	Mx (t-m)	PORCENTAJE	As (cm2)	
				1o. NIV. PUNTAL, R= 12.48 ton
0.00	-0.91	0.002041	10.82	
0.54	4.24	0.002041	10.82	
1.09	8.18	0.002041	10.82	
1.63	10.69	0.002041	10.82	
2.18	11.73	0.002041	10.82	
2.73	11.29	0.002041	10.82	
3.27	9.38	0.002041	10.82	
3.82	6.00	0.002041	10.82	
4.36	1.14	0.002041	10.82	
4.91	-5.19	0.002041	10.82	
5.45	-13.00	0.002041	10.82	
				2o. NIV. PUNTAL, R= 26.24 ton
5.45	-13.00	0.002041	10.82	
5.72	-10.36	0.002041	10.82	
5.98	-8.08	0.002041	10.82	
6.25	-6.14	0.002041	10.82	
6.51	-4.56	0.002041	10.82	
6.78	-3.33	0.002041	10.82	
7.05	-2.45	0.002041	10.82	
7.31	-1.92	0.002041	10.82	
7.58	-1.74	0.002041	10.82	
7.84	-1.91	0.002041	10.82	
8.11	-2.43	0.002041	10.82	

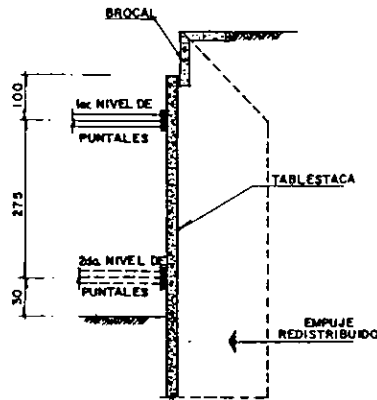
FUERZA DE PATEO = 7.54 ton, F. S. = 2.43

(HORIZONTAL)

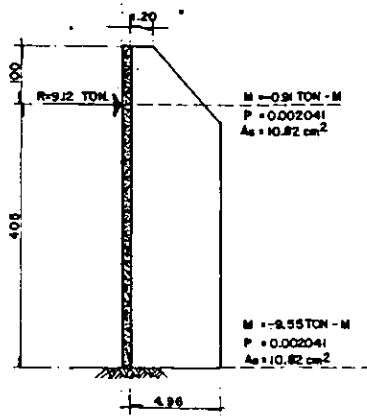
2.50	17.86	0.002669	14.15
------	-------	----------	-------

El resumen del análisis y diseño por flexión de la estructura de contención se muestra a continuación; en las figuras 45 a 48.

1a. CONDICION



ESTRUCTURA REAL (a)

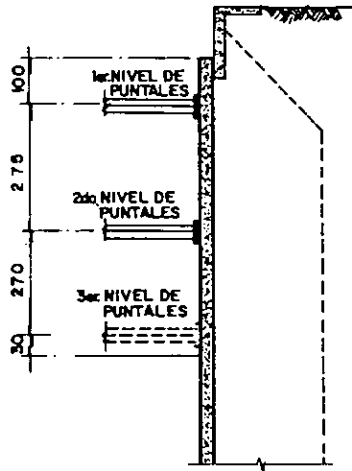


ESTRUCTURA IDEALIZADA (b)

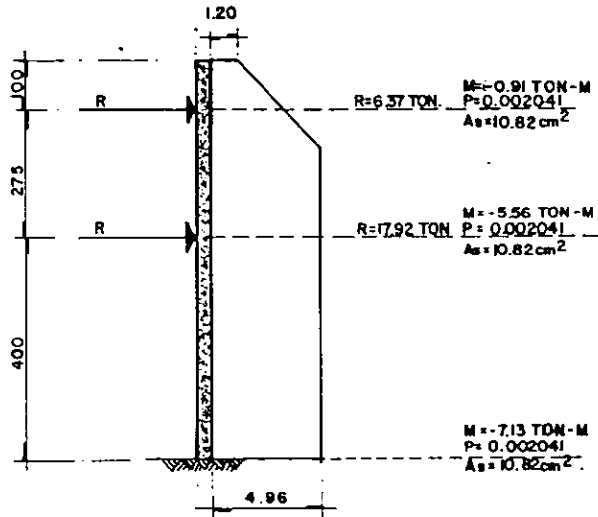
(FIG. No. 45)

Resumen de fuerzas, momentos, porcentajes y áreas de acero requeridos.

2da. CONDICION



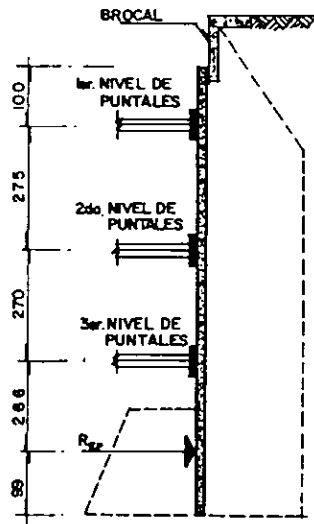
ESTRUCTURA REAL (a)



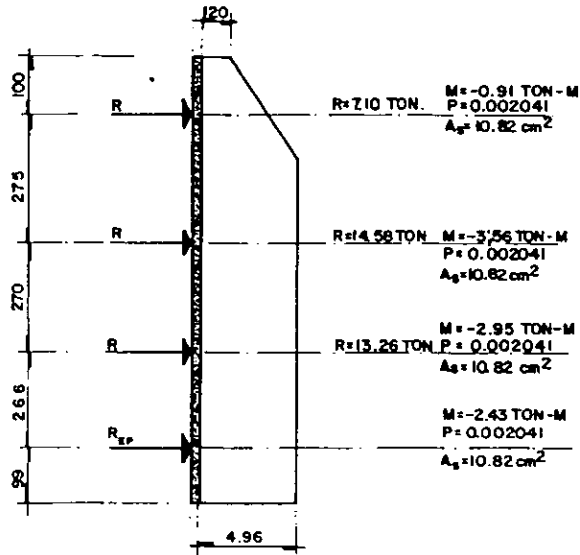
ESTRUCTURA IDEALIZADA (b)

(FIG. No. 46)

3a. CONDICION I



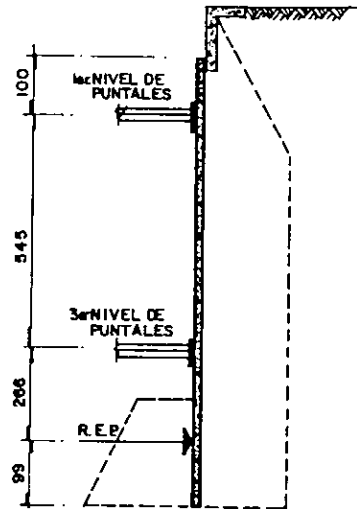
ESTRUCTURA REAL (a)



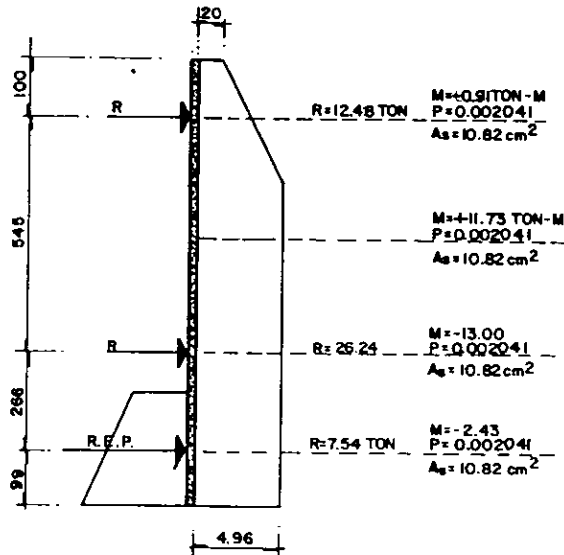
ESTRUCTURA IDEALIZADA (b)

(FIG. No. 47)

3a. CONDICION II



ESTRUCTURA REAL (a)



ESTRUCTURA IDEALIZADA (b)

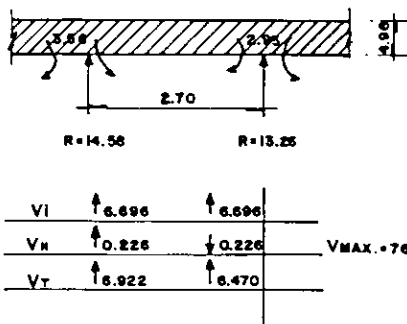
(FIG. No. 48)

DISEÑO POR CORTANTE

Esta revisión se realizará a la tercera condición, la cual presenta los cortantes máximos actuantes en la tablestaca. No se obtendrán todos los cortantes del elemento estructural, solamente se determinarán los más representativos.

Obtención de los cortantes máximos que observamos en las figuras 49 y 50:

a) TERCERA CONDICION (I)

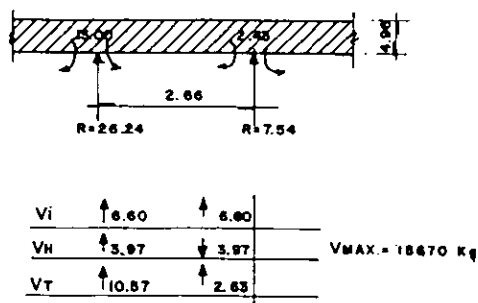


- R = REACCION TOTAL
- VI = CORTANTE ISOSTATICO
- VH = CORTANTE HIPERESTATICO
- VT = CORTANTE TOTAL
- Vmax.=CORTANTE MAXIMO

CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS EN TERCERA CONDICION (I)

(FIG. No. 49)

b) TERCERA CONDICION (II)



CORTANTES ACTUANTES MAXIMOS EN TERCERA CONDICION (II)

(FIG. No. 50)

El diseño se realizará de acuerdo a lo indicado en las normas técnicas complementarias para diseño y construcción de estructuras de concreto, del reglamento de construcciones para el Distrito Federal.

Obtención del cortante resistido por el concreto (V_{cr}).

$$V_{cr} = F_{rb}d (0.2 + 30 p) \sqrt{f' * c}$$

Donde

b = Ancho del elemento = 100 cm

d = Peralte efectivo = 53 cm

$$f^*c = 0.8 f_c = 0.8 (150) = 120 \text{ kg/cm}^2$$

ρ = Porcentaje de acero por flexión.

F_r = Factor de resistencia = 0.8

Sustituyendo valores tenemos:

$$V_{cr} = 0.8 \times 100 \times 53 (0.2 + 30 \times 0.002041) \times \sqrt{120}$$

$$V_{cr} = 12133 \text{ kg}$$

Cortantes máximos últimos

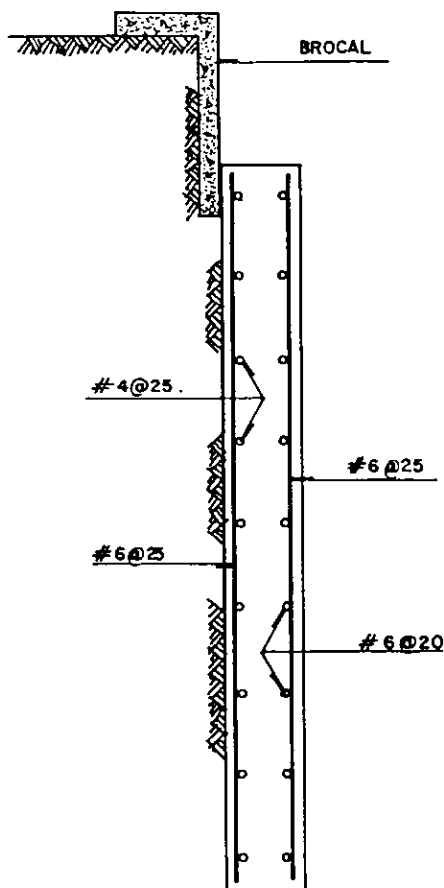
$$V_u = 1.5 v$$

$$V_{u1} = 1.5 (7658) = 11487 \text{ kg} < V_{cr}$$

$$V_{u2} = 1.5 (15670) = 23505 \text{ kg} > V_{cr}$$

Como $V_{u2} > V_{cr}$ podemos concluir que no podemos retirar el segundo nivel de troqueles y por lo tanto este troquel se retirará en el momento de retirar el primer nivel de troqueles:

Resumen gráfico del armado por flexión requerido en la tablestaca (fig. 51).

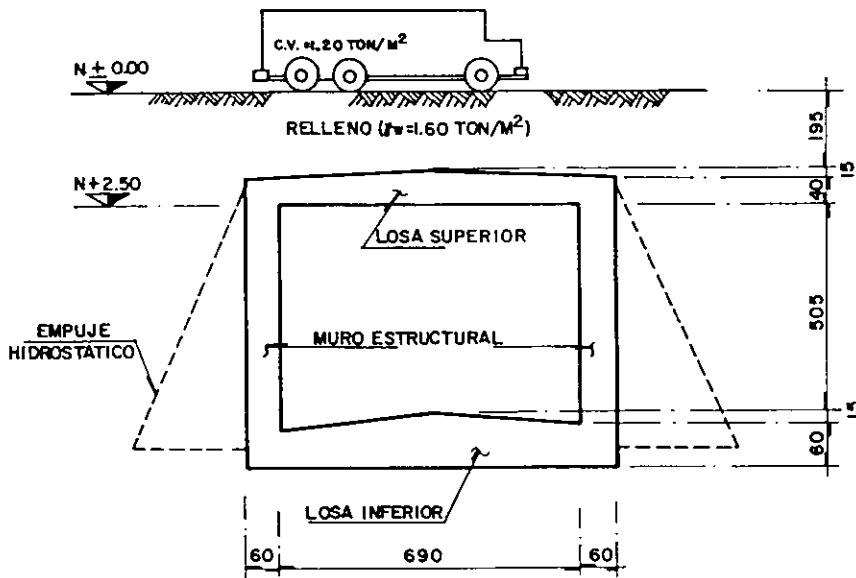


ARMADO EN TABLESTACA

(FIG. No. 51)

2) Análisis y diseño de la estructura definitiva o sección cajón.

Continuando con el ejemplo, nos toca ahora analizar y diseñar la estructura definitiva, con los datos que tenemos del inicio anterior (datos del proyecto geométrico y topográfico, así como los requerimientos del proyecto de mecánica de suelos). Realizaremos el análisis de la estructura considerando un ancho unitario de la misma, de acuerdo a su comportamiento estructural y resumiendo esos datos en la figura 52 tenemos:



**DATOS GEOMETRICOS DE LA SECCION
Y FUERZAS ACTUANTES SOBRE LA MISMA**

(FIG. No. 52)

El análisis de la estructura se efectúa considerando las tres condiciones de carga ya descritas en el capítulo correspondiente en este trabajo, dicho análisis se realiza con la ayuda de un programa de computadora el cual requiere como datos: las propiedades geométricas de la sección, nivel de la losa superior, nivel de terreno natural, profundidad del nivel de aguas freáticas, así como el valor de la carga viva actuante y el peso volumétrico del relleno; a continuación se muestran estos datos:

a) Propiedades geométricas de la sección.

Muros: $b = 1.00$ m, $h = 0.6$ m, $L = 5.55$ m, No. de barra = 1 y 2

Losa superior: $b = 1.00$ m, $h_1 = 0.40$ m, $h_2 = 0.55$ m, No. de barra = 3

Losa inferior: $b = 1.00$ m, $h_1 = 0.60$ m, $h_2 = 0.75$ m, $L = 7.50$ m, No. de barra = 4

Donde b , h y L son el ancho, peralte y longitud respectivamente, de los elementos estructurales.

b) Niveles

Nivel terreno natural (N. T. N.) = 0.00 m

Nivel intrados de la losa superior (N. I.) = 2.50 m

c) Profundidad del nivel de aguas freáticas $H = 2.30$ m (eje de la losa superior)

d) Carga viva (C. V.) y peso volumétrico del terreno (γ_w)

$$C. V. = 1.20 \text{ ton/m}^2$$

$$\gamma_w = 1.60 \text{ ton/m}^3$$

El programa está codificado de tal manera, que con estos datos se obtienen las cargas actuantes para las tres condiciones que son:

- a) Peso propio (condición 1).
- b) Carga viva + relleno (condición 2).
- c) Carga viva + relleno + empuje hidrostático (condición 3).

A continuación tenemos la primera parte de la corrida del programa del análisis de la estructura.

LÍNEA

TRAMO :

PROYECTO :

CADENAMIENTO :

* GEOMETRÍA DE LA ESTRUCTURA **

GALIBO VERTICAL = 4.90 m

GALIBO HORIZONTAL = 6.90 m

NIVEL DE INTRADOS = 2.50 m

PROPIEDADES DE LAS 4 BARRAS:

BARRA	1	(L=5.55 m)				
Segmento	Ainic.	Afinal	Hinic.	Hfinal	LONG.	E(rel.)
	(m)	(m)	(m)	(m)	(m)	
1	1.00	1.00	0.60	0.60	5.55	1.000
				EXTREMO-A	EXTREMO-B	
				RIGIDEZ = 0.01298 t-m	0.01298 t-m	
				TRANSPORTE = 0.500	0.500	
				COEF. MOM. = 11.998	11.998	

BARRA 2 (L=5.55 m)

Segmento	Ainic. (m)	Afinal (m)	Hinic. (m)	Hfinal (m)	LONG. (m)	E(rel.)
1	1.00	1.00	0.60	0.60	5.55	1.000

	EXTREMO-A	EXTREMO-B
RIGIDEZ	= 0.01298 t-m	0.01298 t-m
TRANSPORTE	= 0.500	0.500
COEF. MOM.	= 11.998	11.998

BARRA 3 (L=7.5 m)

Segmento	Ainic. (m)	Afinal (m)	Hinic. (m)	Hfinal (m)	LONG. (m)	E(rel.)
1	1.00	1.00	0.40	0.55	3.75	1.000
2	1.00	1.00	0.55	0.40	3.75	1.000

	EXTREMO-A	EXTREMO-B
RIGIDEZ	= 0.00386 t-m	0.00386 t-m
TRANSPORTE	= 0.413	0.413
COEF. MOM.	= 13.683	13.683

BARRA 4 (L=7.5 m)

Segmento	Ainic. (m)	Afinal (m)	Hinic. (m)	Hfinal (m)	LONG. (m)	E(rel.)
1	1.00	1.00	0.60	0.75	3.75	1.000
2	1.00	1.00	0.75	0.60	3.75	1.000

	EXTREMO-A	EXTREMO-B
RIGIDEZ	= 0.01187 t-m	0.01187 t-m
TRANSPORTE	= 0.439	0.439
COEF. MOM.	= 13.121	13.121

*** CARGAS ACTUANTES ****

LOSA SUPERIOR

PESO PROPIO = 1.14 t/m²

RELLENO (H = 2.03m, P.V. = 1.6t/m³) = 3.888001 t/m²

CARGA VIVA (distribuida) = 1.2 t/m²

MUROS

EMPUJE HIDROSTÁTICO: Wbase = 5.5 t/m², Long. emp. = 5.55 m
(NAF = 2.3 m)

Wsup. 0 t/m²

LOSA INFERIOR

REACCIÓN (MUROS, LOSA SUPERIOR): w = -3.113334 t/m²

REACCIÓN (C.V., RELLENO): Winic. = -4.608001 t/m²

Wfinal = -4.608001 t/m²

ANÁLISIS DE LA ESTRUCTURA *

CONDICIÓN 1 : Peso Propio

CONDICIÓN 2 : Relleno + C.V.

CONDICIÓN 3 : Relleno + C.V. E. Hidrostático

GIROS (1/E θ+)

NUDO	CONDICIÓN 1	CONDICIÓN 2	CONDICIÓN 3
1	-407.062	-2086.937	-1429.159
2	407.1695	2105.103	1450.922
3	-813.9337	-1693.281	-1044.607
4	814.0413	1703.942	1051.51

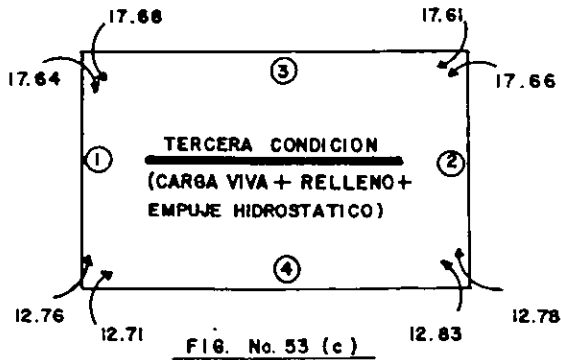
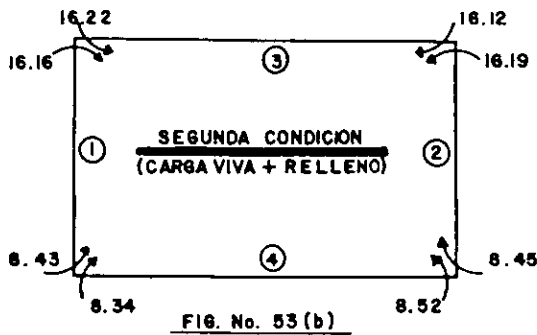
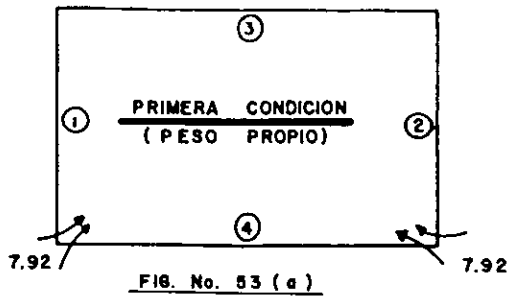
DESPLAZAMIENTOS (1/E)

	CONDICIÓN 1	CONDICIÓN 2	CONDICIÓN 3
HORIZONTAL	-2983499	-39.99762	-25.89849

MOMENTOS FLEXIONANTES (t-m U+)

BARRA	CONDICIÓN 1		CONDICIÓN 2		CONDICIÓN 3	
	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.	IZQ.	DER.
1	-7.92	0.00	-8.43	-16.16	-12.76	-17.64
2	7.92	0.00	8.45	16.19	12.78	17.66
3	0.00	0.00	-16.22	-16.12	-17.68	-17.61
4	7.92	7.92	8.34	8.52	12.71	12.83

En la siguiente página se muestra la figura 53 con un resumen gráfico de los momentos flexionantes de cada condición de carga.



RESUMEN GRAFICO DE LOS MOMENTOS FLEXIONANTES

(FIG. No. 53)

En esta primera parte del programa se obtuvieron como resultado del mismo: los giros en los nudos, sus desplazamientos, así como los momentos flexionantes actuantes en dichos nudos.

El diseño de los miembros o elementos estructurales se realiza considerando las siguientes combinaciones de carga.

a) Primera condición + segunda condición

b) Primera condición + tercera condición

A continuación tenemos la segunda parte de la corrida del programa, la cual muestra dicha combinación.

*** COMBINACIONES DE CARGAS ****

BARRA ===1

DIST.	Condición 1		Condición 2		Condición 3		Condición 1+2		Condición 1+3	
	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx
(m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)
0.00	1.43	-7.92	-1.39	-8.43	9.39	-12.76	0.03	-16.35	10.82	-20.69
0.30	1.43	-7.49	-1.39	-8.84	7.77	-10.19	0.03	-16.34	9.20	-17.69
0.86	1.43	-6.70	-1.39	-9.62	5.01	-6.66	0.03	-16.32	6.44	-13.36
1.41	1.43	-5.91	-1.39	-10.39	2.56	-4.58	0.03	-16.30	3.98	-10.48
1.97	1.43	-5.12	-1.39	-11.17	0.41	-3.77	0.03	-16.28	1.84	-8.88
2.08	1.43	-4.95	-1.39	-11.33	0.00	-3.74	0.03	-16.28	1.43	-8.69
2.64	1.43	-4.16	-1.39	-12.10	-1.77	-4.25	0.03	-16.26	-0.34	-8.40
3.19	1.43	-3.36	-1.39	-12.88	-3.23	-5.65	0.03	-16.24	-1.81	-9.01
3.75	1.43	-2.57	-1.39	-13.65	-4.39	-7.78	0.03	-16.22	-2.96	-10.35
4.30	1.43	-1.78	-1.39	-14.42	-5.23	-10.46	0.03	-16.20	-3.81	-12.24
4.86	1.43	-0.99	-1.39	-15.20	-5.77	-13.53	0.03	-16.19	-4.35	-14.52
5.35	1.43	-0.29	-1.39	-15.88	-5.99	-16.44	0.03	-16.17	-4.56	-16.72
5.55	1.43	0.00	-1.39	-16.16	-6.01	-17.64	0.03	-16.16	-4.58	-17.64

BARRA ===2

DIST.	Condición 1		Condición 2		Condición 3		Condición 1+2		Condición 1+3	
	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx
(m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)
0.00	-1.43	7.92	1.39	8.45	-9.39	12.78	-0.03	16.37	-10.82	20.70
0.30	-1.43	7.49	1.39	8.87	-7.77	10.21	-0.03	16.36	-9.20	17.70
0.86	-1.43	6.70	1.39	9.64	-5.01	6.68	-0.03	16.34	-6.44	13.38
1.41	-1.43	5.91	1.39	10.42	-2.56	4.59	-0.03	16.32	-3.98	10.50
1.97	-1.43	5.12	1.39	11.19	-0.41	3.78	-0.03	16.31	-1.84	8.90
2.08	-1.43	4.95	1.39	11.35	0.00	3.76	-0.03	16.30	-1.43	8.71
2.64	-1.43	4.16	1.39	12.13	1.77	4.26	-0.03	16.28	0.34	8.42
3.19	-1.43	3.36	1.39	12.90	3.23	5.67	-0.03	16.27	1.81	9.03
3.75	-1.43	2.57	1.39	13.67	4.39	7.79	-0.03	16.25	2.96	10.37
4.30	-1.43	1.78	1.39	14.45	5.23	10.48	-0.03	16.23	3.81	12.26
4.86	-1.43	0.99	1.39	15.22	5.77	13.55	-0.03	16.21	4.35	14.54
5.35	-1.43	0.29	1.39	15.91	5.99	16.45	-0.03	16.19	4.56	16.74
5.55	-1.43	0.00	1.39	16.19	6.01	17.66	-0.03	16.19	4.58	17.66

BARRA ===3

DIST.	Condición 1		Condición 2		Condición 3		Condición 1+2		Condición 1+3	
	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx
(m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)
0.00	4.28	0.00	19.09	-16.22	19.09	-17.68	23.37	-16.22	23.36	-17.68
0.30	3.93	1.23	17.57	-10.72	17.56	-12.18	21.50	-9.49	21.50	-10.95
0.98	3.16	3.63	14.12	0.00	14.12	-1.46	17.29	3.63	17.28	2.17
1.08	3.04	3.96	13.59	1.46	13.58	0.00	16.63	5.42	16.62	3.96
1.83	2.19	5.92	9.77	10.22	9.77	8.76	11.96	16.14	11.95	14.68
2.58	1.33	7.24	5.96	16.12	5.95	14.65	7.29	23.36	7.28	21.89
3.33	0.48	7.92	2.14	19.15	2.13	17.68	2.62	27.07	2.61	25.60
3.75	0.00	8.02	0.01	19.60	0.01	18.13	0.01	27.62	0.01	26.15
3.75	-0.00	8.02	0.00	19.60	0.00	18.13	0.00	27.62	-0.00	26.15
3.75	-0.00	8.02	0.00	19.60	-0.00	18.13	-0.00	27.62	-0.01	26.15
4.50	-0.86	7.69	-3.82	18.17	-3.82	16.70	-4.67	25.87	-4.68	24.39
5.25	-1.71	6.73	-7.63	13.88	-7.64	12.40	-9.34	20.61	-9.35	19.13
6.00	-2.57	5.12	-11.45	6.73	-11.45	5.24	-14.02	11.85	-14.02	10.36
6.42	-3.05	3.95	-13.58	1.49	-13.58	0.00	-16.62	5.43	-16.63	3.95
6.53	-3.17	3.61	-14.12	0.00	-14.13	-1.49	-17.29	3.61	-17.30	2.13
7.20	-3.93	1.23	-17.54	-10.63	-17.55	-12.12	-21.47	-9.40	-21.48	-10.89
7.50	-4.28	0.00	-19.07	-16.12	-19.07	-17.61	-23.34	-16.12	-23.35	-17.61

BARRA ===4

DIST.	Condición 1		Condición 2		Condición 3		Condición 1+2		Condición 1+3	
	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx	Vx	Mx
(m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)	(ton)	(t-m)
0.00	-11.67	7.92	-17.26	8.34	-17.26	12.71	-28.93	16.26	-28.94	20.63
0.30	-10.74	4.56	-15.87	3.37	-15.88	7.74	-26.61	7.93	-26.62	12.29
0.52	-10.06	2.28	-14.86	0.00	-14.87	4.36	-24.92	2.28	-24.93	6.64
0.75	-9.33	0.00	-13.78	-3.36	-13.79	1.00	-23.11	-3.36	-23.12	1.00
0.83	-9.10	-0.68	-13.44	-4.36	-13.45	0.00	-22.54	-5.04	-22.55	-0.68
1.58	-6.76	-6.62	-9.99	-13.15	-10.00	-8.79	-16.75	-19.77	-16.76	-15.42
2.33	-4.43	-10.82	-6.53	-19.34	-6.54	-14.99	-10.96	-30.16	-10.97	-25.81
3.08	-2.09	-13.27	-3.07	-22.94	-3.08	-18.60	-5.17	-36.21	-5.18	-31.87
3.74	-0.02	-13.97	0.00	-23.97	-0.01	-19.63	-0.02	-37.94	-0.02	-33.60
3.75	-0.01	-13.97	0.01	-23.97	0.00	-19.63	-0.00	-37.94	-0.01	-33.60
3.75	0.00	-13.97	0.02	-23.97	0.02	-19.63	0.02	-37.94	0.02	-33.60
4.50	2.34	-13.10	3.48	-22.66	3.47	-18.33	5.81	-35.75	5.81	-31.42
5.25	4.67	-10.47	6.94	-18.75	6.93	-14.43	11.61	-29.22	11.60	-24.89
6.00	7.00	-6.09	10.39	-12.25	10.38	-7.93	17.40	-18.34	17.39	-14.02
6.67	9.08	-0.74	13.46	-4.31	13.45	0.00	22.54	-5.05	22.53	-0.74
6.75	9.33	0.00	13.83	-3.22	13.82	1.09	23.16	-3.22	23.15	1.09
7.20	10.74	4.56	15.92	3.54	15.91	7.84	26.66	8.10	26.65	12.40
7.50	11.68	7.92	17.30	8.52	17.30	12.83	28.98	16.44	28.97	20.75

Procediendo con el diseño de los elementos estructurales, considerando para ello los actuantes al paño de los mismos, así como los máximos a lo largo de estos elementos.

* Diseño por flexión *

Para el diseño de la estructura utilizaremos el criterio del Reglamento de Construcción para el Distrito Federal (R. C. D. F.) y sus Normas Técnicas Complementarias de Concreto (N. T. C. C.), los cuales manejan el diseño al límite.

Materiales, Restricciones, Constantes y Factores de Carga

Concreto $f_c = 150 \text{ kg/cm}^2$

Acero $f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

$f^*c = 0.80; f_c = 120 \text{ kg/cm}^2$

$f^*c = 0.85; f^*c = 102 \text{ kg/cm}^2$

$P_{\min} = 0.7 \sqrt{\frac{f_c}{f_y}} = 0.002041$

$P_{\max} = 0.75 P_{\text{bal}}$

$P_{\text{bal}} = \left(\frac{f_c}{f_y} \times \frac{4800}{f_y + 6000} \right) = 0.01143$

$P_{\max} = 0.008571$

$$\text{Porcentaje } P = \frac{f'c}{fy} \left(1 - \sqrt{1 - \frac{2M Fc}{Frb d^2 f'c}} \right)$$

Factor de carga $Fc = 1.5$

Factor de resistencia $Fr = 0.9$

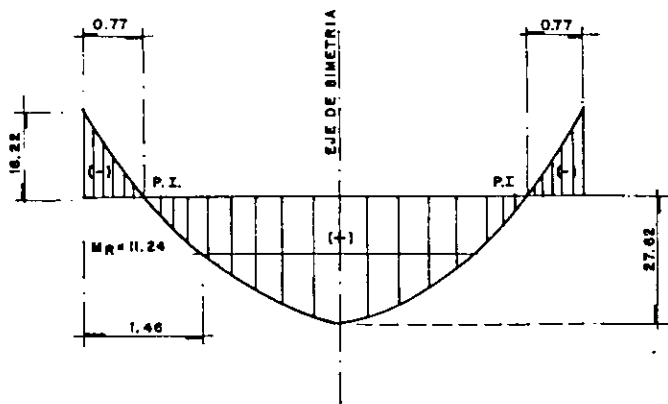
De la combinación de cargas podemos observar que: En los muros predomina la combinación 1 + 3, así como, en las losas, exceptuando los momentos máximos positivos actuantes en esas losas, que tienen valores máximos en la combinación 1 + 2.

RESUMEN DE MOMENTOS DE DISEÑO Y ÁREAS DE ACERO REQUERIDAS

Elemento	Momento (ton-m)	H (cm)	d (cm)	b (cm)	P	A_s (cm ²)	Armado requerido	Armado propuesto
	-17.69	60	55	100	0.002442	13.44	#6 a 21	#6 a 20
	(PAÑO INFERIOR)							
MUROS (1 y 2)	-16.24	60	55	100	0.002233	12.28	#6 a 23	#6 a 20
	(PAÑO SUPERIOR)							
	-10.95	40	35	100	0.003853	13.48	#6 a 21	#6 a 20
LOSA (PAÑO IZQUIERDO)	+27.62	55	50	100	0.004873	24.36	#6 a 12	2#6 a 24
SUPERIOR (3)	(MAX. POS.)							
	-12.29	60	55	100	0.001670	11.23	#6 a 25	#6 a 20
LOSA (PAÑO IZQUIERDO)	+37.94	75	70	100	0.003296	23.07	#6 a 12	2#6 a 24
INFERIOR (4)	(MAX. POS.)							

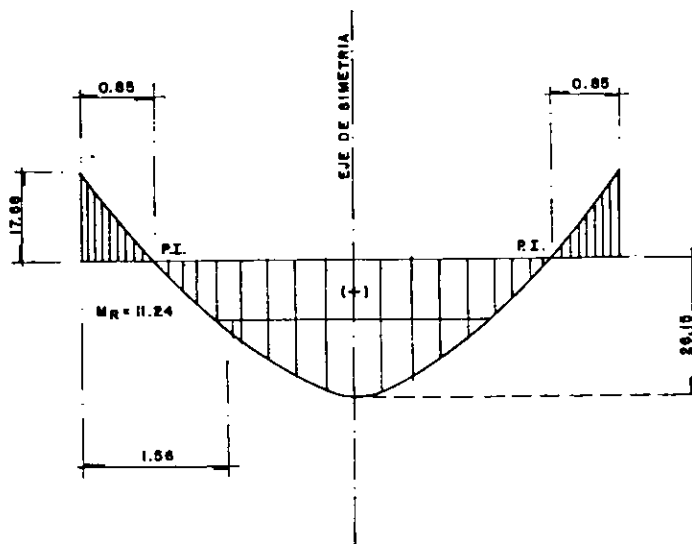
Continuaremos ahora a realizar el corte de varillas en los elementos estructurales, este corte de varillas sólo se realizará en las losas, puesto que en los muros no es necesario, de acuerdo a los momentos actuantes sobre ellos y al porcentaje requerido por dichos momentos; para lo cual dibujaremos primero los diagramas de momentos flexionantes de esas losas para las dos combinaciones de carga.

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES DE LOSA SUPERIOR (MIEMBRO 3)



CONDICION 1+2

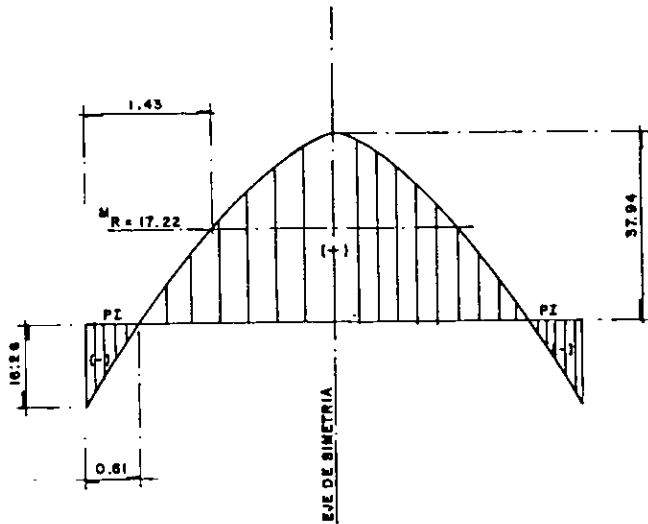
(FIG. No. 54)



CONDICION 1+3

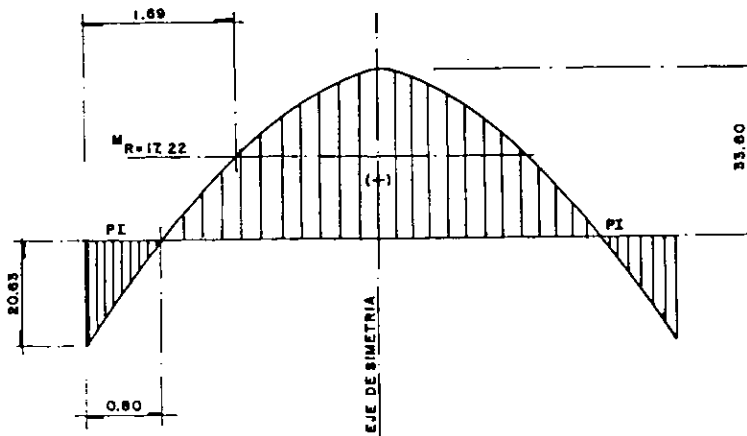
(FIG. No. 55)

DIAGRAMA DE MOMENTOS FLEXIONANTES DE LA LOSA INFERIOR (MIEMBRO 4)



CONDICION 1+2

(FIG. No. 56)



CONDICION 1+3

(FIG. No. 57)

En los diagramas anteriores aparecen localizados los puntos de inflexión, así como, los valores de momentos resistentes; estos valores se obtuvieron a partir de las siguientes expresiones:

OBTENCIÓN DE MOMENTOS RESISTENTES

- Losa superior (miembro 3)

El área requerida para momento positivo

$$A_{s(+)} = 24.36 \text{ cm}^2 \Rightarrow \#6 @ 12$$

Si interrumpimos una tendremos entonces # 6 @ 24

$$\text{Donde } A_s = 11.875 \text{ cm}^2$$

$$P = \frac{A_s}{A_c} = \frac{11.875}{40 \times 100} = 0.002969; \quad q = \frac{p f_y}{f'c} = \frac{0.002969 \times 4200}{102} = 0.1222$$

Por lo tanto sustituyendo estos valores en la expresión del momento resistente tenemos:

$$M_R = F_r A_s f_y d (1 - 0.5 q) = 0.9 \times 11.875 \times 4200 \times 40 (1 - 0.5 \times 0.1222)$$

$$M_R = 1685795 \text{ kg} \cdot \text{cm}$$

$$\frac{M_R}{F_c} = \frac{1685795}{1.5} = 11.24 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

- Losa inferior (miembro 4)

El área requerida para momento positivo

$$A_s = 23.07 \text{ cm}^2 \Rightarrow \# 6 @ 12$$

Si interrumpimos una tendremos $\# 6 @ 24$

De acuerdo a las expresiones anteriores tenemos:

$$A_s = 11.875 \text{ cm}^2 \quad P = \frac{11.875}{60 \times 100} = 0.001979$$

$$q = \frac{0.001979 \times 4200}{102} = 0.0815$$

$$M_R = 0.9 \times 11.875 \times 4200 \times 60 (1 - 0.5 \times 0.0815)$$

$$M_R = 2583500 \text{ kg} \cdot \text{cm}; \quad \frac{M_R}{F_c} = \frac{2583500}{1.5} = 17.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

**OBTENCIÓN DE LOS PUNTOS DE INFLEXIÓN Y PUNTO DE CRUCE DE LÍNEA
DE MOMENTO RESISTENTE CON EL DIAGRAMA DE MOMENTOS
FLEXIONANTES**

Losa superior (miembro 3)

a) Condición 1 + 2

** Punto de inflexión

$$\Sigma M^{\circ} = 0; \quad \text{Ecuación: } \frac{-Wx^2}{2} + Vx - M = 0$$

$$\text{Donde: } W = 6.22 \text{ ton/m} \quad V = 23.37 \text{ ton} \quad M = 16.22 \text{ ton - m}$$

OBTENCIÓN DE "X"

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación de segundo grado tenemos:

$$x = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 - 4ac}}{2a}$$

$$x = \frac{-23.37 \pm \sqrt{(23.37)^2 - 4(-3.11)(-16.22)}}{2(-3.11)}$$

$$x = 0.77 \text{ m}$$

** Punto de cruce

$$\Sigma M^{\circ} = M_R \quad M^{\circ}_R = 11.24 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad M = 16.22 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Ecuación: } -\frac{Wx^2}{2} + Vx - M = M_R$$

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación tenemos:

$$x = \frac{-23.37 \pm \sqrt{(23.37)^2 - 4(-3.11)(-16.22 - 11.24)}}{2(-3.11)}$$

$$x = 1.46 \text{ m}$$

b) Condición 1 + 3

* Punto de inflexión

$$\Sigma M^{\circ} = 0 \quad \text{Ecuación: } -\frac{Wx^2}{2} + Vx - M = 0$$

$$\text{Donde: } W = 6.22 \text{ ton} \cdot \text{m} \quad V = 23.36 \text{ ton} \quad M = 17.68 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación tenemos:

$$x = \frac{-23.36 \pm \sqrt{(23.36)^2 - 4(-3.11)(-17.68)}}{2(-3.11)} = 0.85$$

$$x = 0.85 \text{ m}$$

**Punto de cruce

$$\Sigma M^{\circ} = M_R = 11.24 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

$$\text{Ecuación: } -\frac{Wx^2}{2} + Vx - M = M_R$$

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación tenemos:

$$x = \frac{-23.36 \pm \sqrt{(23.36)^2 - 4(-3.11)(-17.68 - 11.24)}}{2(-3.11)} = 1.56$$

$$x = 1.56 \text{ m}$$

En losa inferior (miembro 4)

a) Condición 1 + 2

**Punto de inflexión

$$\Sigma M^{\circ} = 0 \quad \text{Ecuación: } -\frac{Wx^2}{2} + Vx - M = 0$$

Donde $W = 7.721 \text{ ton/m}$, $V = 28.93$, $M = 16.26 \text{ ton} \cdot \text{m}$

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación tenemos:

$$x = \frac{-28.93 \pm \sqrt{(28.93)^2 - 4(-3.86)(-16.26)}}{2(-3.86)} = 0.61$$

$$x = 0.61 \text{ m}$$

** Punto de cruce

$$\Sigma M^{\circ} = M_R = 17.22 \text{ ton} \cdot \text{m}, \quad \text{Ecuación: } -\frac{Wx^2}{2} + Vx - M = M_R$$

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación tenemos:

$$x = \frac{-28.93 \pm \sqrt{(28.93)^2 - 4(-3.86)(-16.26 - 17.22)}}{2(-3.86)} = 1.43$$

$$x = 1.43 \text{ m}$$

b) Condición 1 + 3

**Punto de inflexión

$$\Sigma M^{\circ} = 0, \quad \text{Ecuación: } -\frac{Wx^2}{2} + Vx - M = 0$$

$$\text{Donde: } W = 7.721 \text{ ton/m} \quad V = 28.93 \text{ ton}, \quad M = 20.63 \text{ ton} \cdot \text{m}$$

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación tenemos:

$$x = \frac{-28.93 \pm \sqrt{(28.93)^2 - 4(-3.86)(-20.63)}}{2(-3.86)} = 0.80$$

$$x = 0.80 \text{ m}$$

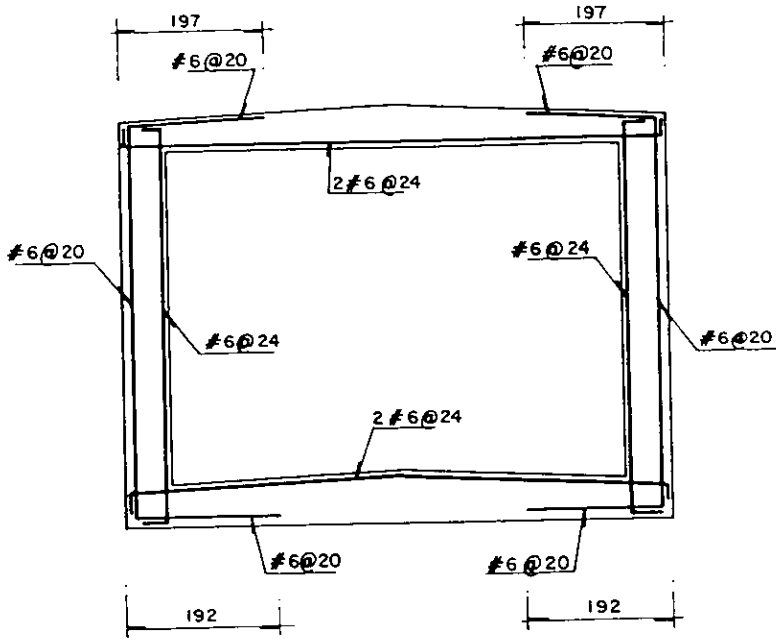
**Punto de cruce

$$\Sigma M^{\circ} = M_R = 17.22 \text{ ton} \cdot \text{m}, \quad \text{Ecuación: } -\frac{Wx^2}{2} + Vx - M = M_R$$

Sustituyendo valores y resolviendo la ecuación tenemos:

$$x = \frac{-28.93 \pm \sqrt{(28.94)^2 - 4(-3.86)(-20.63 - 17.22)}}{2(-3.86)} = 1.69$$

$$x = 1.69 \text{ m}$$



RESUMEN DE ARMADO POR FLEXION

(FIG. No. 58)

* DISEÑO POR CORTANTE *

Muros (miembro 1 y 2)

Resumen de cortantes

Zona	Cortante actuante (V)	Cortante último (Vu = V x 1.5)
Inferior	9.20 ton	13.80 ton
Superior	4.56 ton	6.84 ton

Obtención del cortante resistido por el concreto (V_{CR})

$$V_{CR} = F_R b d (0.2 + 30 P) \sqrt{f^* c} \text{ donde:}$$

$$b = 100 \text{ cm, } d = 55 \text{ cm, } P = 0.002590, f^* c = 120, F_R = 0.8$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 55 (0.2 + 30 \times 0.002590) 10.95 = 13379 \text{ kg}$$

Se puede observar que para la zona inferior el valor es similar al V_{CR} y para la zona superior el valor del $V_u < V_{CR}$ por lo que el muro no requiere refuerzo por tensión diagonal.

Losa superior (miembro 3)

* Resumen de cortantes

Cortante actuante (V) = 21.50 ton (Paño)

Cortante último (Vu) = V x 1.5 = 21.5 x 1.5 = 32.25 ton

Cortante máximo admisible según N. T. C. C. para diseño y construcción de estructuras de concreto del R. C. D. F..

$$V_{ADM} = 2 F_r b d \sqrt{f^* c}$$

Sustituyendo valores:

$$V_{ADM} = 2 \times 0.8 \times 100 \times 35 \times 10.95 = 61320 \text{ kg}$$

$$V_u < V_{ADM}$$

Obtención del cortante resistido por el concreto (V_{CR})

$$V_{CR} = F_r b d (0.2 + 30 P) \sqrt{f^* c} \text{ donde:}$$

$$b = 100 \text{ cm, } d = 35 \text{ cm, } P = 0.004071, f^* c = 120 \text{ kg/cm}^2$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 35 (0.2 + 30 \times 0.004071) \times 10.95 = 9876 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR}$, por lo que se reforzará el elemento con estribos.

Obtención de la separación de estribos (S)

$$S = \frac{F_R A_v f_y d}{V_u - V_{CR}}$$

Con E # 4 @ 20 en el sentido longitudinal

$$A_v = 6.35 \text{ cm}^2, F_R = 0.8, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2, d = 35 \text{ cm}$$

$$S = \frac{0.8 \times 6.35 \times 4200 \times 35}{32250 - 9876} = 33 \text{ cm, se colocarán a cada 30 cm}$$

Obtención del punto donde ya no se requiere refuerzo por tensión diagonal.

$$\text{Condición } V_u = V_{CR} = 9876 \text{ kg}$$

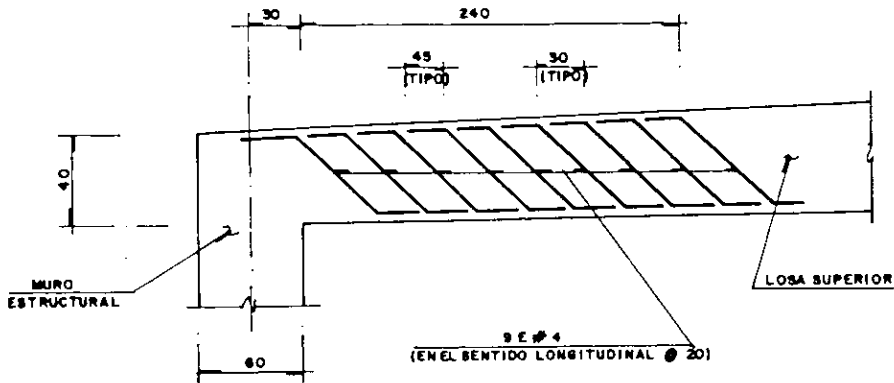
$$V_u = V \times 1.5; \text{ cortante actuante}$$

$$(V) = \frac{V_u}{1.5} = \frac{9876}{1.5} = 6584 \text{ kg}$$

$$V' = V - WL \text{ donde } V = 23360 \text{ kg } W = 6220 \text{ kg/m}$$

Despejando "L" tenemos:

$$L = \frac{V}{-W} = \frac{6584}{-6220} = 2.70 \text{ m, se colocarán 9 estribos a cada 30 cm}$$



REFUERZO POR CORTANTE (MIEMBRO 3)

(FIG. No. 59)

Losa inferior (miembro 4)

Resumen de cortantes:

Cortante actuante $V = 26620 \text{ kg}$ (paño)

Cortante último $V_u = 1.5 V = 1.5 \times 26620 = 39930 \text{ kg}$

Obtención del cortante resistido por el concreto (V_{CR})

$$V_{CR} = Frbd (0.2 + 30 p) \sqrt{f' * c}$$

Sustituyendo valores:

$$V_{CR} = 0.8 \times 100 \times 55 (0.2 + 30 \times 0.002590) \times 10.95 = 13379 \text{ kg}$$

$V_u > V_{CR}$ por lo que se reforzará el elemento con estribos.

$$V_u - V_{CR} = 39930 - 13379 = 26551 \text{ kg}$$

Obtención de la separación de estribos (S)

$$S = \frac{FrAvfyd}{V_u - V_{CR}}, \text{ Con estribos \# 4 @ 25 en el sentido longitudinal}$$

$$A_s = 5.08 \text{ cm}^2$$

$$Fr = 0.8, f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2, d = 55 \text{ cm}$$

Sustituyendo valores tenemos:

$$S = \frac{0.8 \times 5.08 \times 4200 \times 55}{26551} = 35.36 \text{ cm, se colocarán a cada 35 cm}$$

Obtención del punto donde $V_u = V_{CR}$

$$V_u = V_{CR} = 13379 \text{ kg}$$

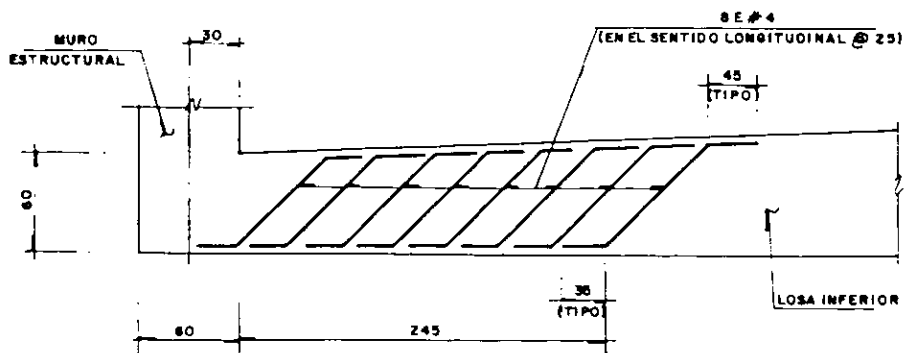
$$\text{Cortante actuante (V')} = \frac{Vu}{1.5} = \frac{13379}{1.5} = 8919 \text{ kg}$$

$$V' = V - WL, \text{ donde } V = 28940 \text{ kg, } W = 7721 \text{ kg}$$

Despejando "L"

$$L = \frac{V' - V}{W} = \frac{8919 - 28940}{-7721} = 2.593 \approx 2.60 \text{ m}$$

Se colocarán 7 E # 4 @ 35 cm



REFUERZO POR CORTANTE (MIEMBRO 4)

(FIG. No. 60)

saturados de agua; esto ha obligado a que se utilice el "cajón" con tablestaca de acompañamiento que tiene una doble finalidad: Por un lado al servir como muro de contención permite trabajar con seguridad tanto en el proceso de excavación como con las construcciones adyacentes a la obra de metro, porque soportan los empujes del terreno exterior y son lo suficientemente impermeables para permitir abatir localmente el nivel de aguas freáticas; su segunda función es la de servir como lastre en la estructura definitiva.

En lo que respecta al análisis y diseño de la estructura aquí presentada, se enfocó principalmente a la acción de cargas permanente utilizando métodos de diseño al límite para el proporcionamiento de los distintos elementos de concreto y métodos elásticos para los elementos de acero estructural.

El análisis estructural se hace en base al procedimiento constructivo (puesto que ambos están íntimamente relacionados) en dos etapas mediante el uso de un programa de computadora que utiliza el método de Cross, despreciándose giros y desplazamientos; para este análisis se considera un ancho unitario de cajón igual a un metro y se toman en cuenta las dimensiones variables de ambas losas, tanto de piso como de techo, para definir rigideces, factores de transporte y momentos de empotramiento.

En cuanto al diseño se lleva a cabo de acuerdo al Reglamento de Construcciones del Distrito Federal y a sus Normas Técnicas Complementarias para el Diseño y Construcción de Estructuras de Concreto, considerándose un factor de carga de 1.5 (para combinación de acciones) y recubrimientos de 7 cm en tablestacas y de 5 cm en muros estructurales y losas.

Por otro lado se ha visto que los efectos sísmicos en la estructura metro en el sentido longitudinal a la línea, no se toman en cuenta porque el cajón tiene la suficiente flexibilidad para absorverlos. Sin embargo, en base a estudios realizados para el túnel de tránsito rápido de la Bahía de San Francisco California que cruza la falla de San Andrés y en los hechos aquí en México demostraron que es necesario dejar juntas constructivas en la unión de tramo con estación o en cambios estatigráficos importantes con el objeto de minimizar los efectos que puedan provocar sismos en estas zonas.

La revisión bajo cargas accidentales que se realizó en este trabajo fue muy general, basada en la teoría de T. R. KUESSEL (Ref. 8), que en la actualidad es una de las más utilizadas por la Ingeniería Estructural de nuestro país y aunque es muy elemental, la estructura se ha comportado satisfactoriamente ante eventos sísmicos severos, lo cual se ha podido comprobar por técnicos mexicanos a lo largo de poco más de 20 años de experiencia de proyecto y construcción de estructuras para el metro.

BIBLIOGRAFÍA

1. MECÁNICA DE MATERIALES. P. TIMOSHENKO. JAMES M. GERE., MÉXICO; UNIÓN TIPOGRÁFICA, EDITORIAL HISPANO-AMERICANA, 1979.
2. ASPECTOS FUNDAMENTALES DEL CONCRETO REFORZADO. OSCAR M. GONZÁLEZ CUEVAS, FRANCISCO ROBLES F. V., MÉXICO; LIMUSA, 1985, SEGUNDA EDICIÓN.
3. ESTRUCTURAS DE CONCRETO REFORZADO. PARK. T. PAULAY. MÉXICO; LIMUSA, NUEVA EDICIÓN.
4. REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES PARA EL DISTRITO FEDERAL. PUBLICADO EN EL DIARIO OFICIAL DE LA FEDERACIÓN EL DÍA 3 DE JULIO DE 1987.
5. GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE CIMENTACIONES, MÉXICO, D.F., 1987.
6. GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL. NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA EL DISEÑO POR SISMO, MÉXICO, D.F., 1987.

7. GACETA OFICIAL DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL, NORMAS TÉCNICAS COMPLEMENTARIAS PARA DISEÑO Y CONSTRUCCIÓN DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO, MÉXICO, D.F., 1987.
8. EARTHQUAKE DESIGN CRITERIA FOR SUBWAYS. THOMAS R. KUESEL, JOURNAL OF THE STRUCTURAL DIVISION, 1969.
9. INGENIERÍA DE CIMENTACIONES. RALPH B. PECK, WALTER E. HANSON, THOMAS H. THORNBURN. MÉXICO; LIMUSA, 1982.
10. ANÁLISIS ESTRUCTURAL. RODOLFO LUTHE GARCÍA. REPRESENTACIONES Y SERVICIOS DE INGENIERÍA. MÉXICO; 1979, REIMPRESIÓN.