

**TESIS CON
FALLAS DE ORIGEN**

29
28

UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO

**ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES
"ACATLAN"**



**ANALISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL
METROPOLITANO ELEVADO**

T E S I S
QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:
INGENIERO EN CIENCIAS
PRESENTA

FILEMON SARMIENTO ARMAS

MEXICO, D. F.





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 está protegido por la Ley Federal del Derecho de Autor (LFDA) de los Estados Unidos Mexicanos (México).

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



UNIVERSIDAD NACIONAL
AVENIDA DE
MEXICO

ESCUELA NACIONAL DE ESTUDIOS PROFESIONALES "ACATLAN"
COORDINACION DEL PROGRAMA DE INGENIERIA

CI/203/1987.

SR. FILEMON SARMIENTO ARMAS
Alumno de la carrera de Ingeniería
Civil.
Presente.

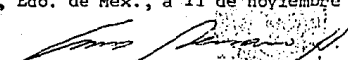
De acuerdo a su solicitud presentada con fecha 19 de septiembre de 1983, me complace notificarle que esta Coordinación tuvo a bien asignarle el siguiente tema de tesis: "Análisis y Diseño de las Estructuras del Metropolitano Elevado", el cual se desarrollará como sigue:

- Introducción.
- I.- Objetivo del Estudio.
- II.- Diversas Soluciones del Sistema de Transporte Colectivo - Metro -.
- III.- Estudios Previos al Proyecto y Construcción del Sistema de Transporte Colectivo - Metro -.
- IV.- Análisis de los Elementos Estructurales del Tramo Elevado de la Línea No. 4 del S.T.C.
- V.- Diseño de los Elementos Estructurales del Tramo Elevado de la Línea No. 4 del S.T.C.
- Conclusiones.
- Referencias.

Asimismo fue designado como Asesor de Tesis el señor Ing. Jorge -- Castañón Ferretiz, profesor de esta Escuela.

Ruego a usted tomar nota que en cumplimiento de lo especificado en la Ley de Profesiones, deberá prestar servicio social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito básico para sustentar examen profesional, así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado. Esta comunicación deberá imprimirse en el interior de la tesis.

Atentamente,
"POR MI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"
Acatlán, Edo. de Méx., a 11 de noviembre de 1987.


ING. HERNEGILDO ARCOS SERRANO
Coordinador del Programa de
Ingeniería.

EN EL Acatlan
COORDINACION DEL
PROGRAMA DE INGENIERIA

HAS' PGG/rcm.

ANALISIS Y DISEÑO DE LAS ESTRUCTURAS DEL METROPOLITANO ELEVADO.

CONTENIDO

CONTENIDO	
INTRODUCCION	1
CAPITULO 1. OBJETIVO DEL ESTUDIO.	7
CAPITULO 2. DIVERSAS SOLUCIONES DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO -METRO-.	9
2.1. SOLUCION SUBTERRANEA.	9
2.1.1. SOLUCION TIPO CAJON.	9
2.1.2. SOLUCION TIPO TUNEL.	16
2.2. SOLUCION SUPERFICIAL.	22
2.3. SOLUCION ELEVADA.	25
CAPITULO 3. ESTUDIOS PREVIOS AL PROYECTO Y CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO -METRO-.	30
3.1. ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD.	30
3.1.1. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES PARA LA ESTRUCTURACION DE LA RED DEL S.T.C. -METRO-.	30
3.1.2. ANALISIS DE LAS LINEAS.	32
3.1.3. EVALUACION DE LAS LINEAS. MODELOS MATEMATICOS.	33
3.1.4. SELECCION DEL TIPO DE LINEA.	36
3.2. ESTUDIOS DE TRAZO.	41
3.2.1. ESTUDIOS DE TRAZO PARA LA LINEA No. 4 DEL S.T.C.	42

3.3. ESTUDIOS DE GEOTECNIA.	45
3.3.1. ESTUDIOS DE GEOTECNIA EN EL TRAZO DE LA LINEA No. 4 DEL S.T.C. -METRO-.	45
3.4. ESTUDIOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES.	57
3.4.1. ESTUDIOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES PARA LAS ESTRUCTURAS DE LA LINEA No. 4 DEL S.T.C. -METRO-.	57
CAPITULO 4. ANALISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL	
TRAMO ELEVADO DE LA LINEA No. 4 DEL S.T.C.	67
4.1. PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA.	70
4.1.1. MASA E INERCIA ROTACIONAL DE LA TRABE.	70
4.1.2. PROPIEDADES ELASTO-GEOMETRICAS DE LA COLUMNA.	95
4.1.3. PROPIEDADES ELASTICAS DE LA CIMENTACION.	102
4.2. ANALISIS DE LA TRABE.	109
4.2.1. ANALISIS DE DIAFRAGMAS.	119
4.2.2. ANALISIS DE LOSAS.	122
4.3. ANALISIS DE LA COLUMNA.	124
4.3.1. ANALISIS DE CARGAS EN LA BASE DE LA COLUMNA.	125
4.3.2. CONSIDERACIONES PARA DISEÑO POR SISMO SEGUN EL R.C.D.F. 1977.	130
4.3.3. ANALISIS SISMICO ESTATICO.	132
4.3.4. VOLADIZO CON MASA CONCENTRADA Y SUELO INFINITA MENTE RIGIDO. ANALISIS DINAMICO MODAL.	136
4.3.5. MODELOS MATEMATICOS.	139
4.3.5.1. VOLADIZO CON INERCIA ROTACIONAL Y SUELO INFINI TAMENTE RIGIDO.	139
4.3.5.2. VOLADIZO CON INERCIA ROTACIONAL E INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA.	148
4.3.6. COMPARACION DE RESULTADOS.	159
4.4. ANALISIS DEL DADO.	162
4.4.1. ANALISIS DE CARGAS EN LA BASE DEL DADO.	162
4.5. ANALISIS DE LA ZAPATA.	165
4.5.1. ANALISIS DE CARGAS EN LA BASE DE LA ZAPATA.	166
4.5.2. CARGA APLICADA A CADA PILOTE.	167
4.5.3. ANALISIS DE LA ZAPATA ACTUANDO COMO VIGA.	172

4.5.4. ANALISIS DE CARGAS A H/2 EN LA ZAPATA.	175
4.6. ANALISIS DE PILOTES.	177
4.6.1. ANALISIS DEL PILOTE POR EFECTOS DEL VIENTO.	182
CAPITULO 5. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL	
TRAMO ELEVADO DE LA LINEA No. 4 DEL S.T.C.	185
5.1. DISEÑO DE LA TRABE DE CONCRETO PRESFORZADO.	186
5.1.a. CONSTANTES DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.	190
5.1.b. CALCULO DEL NUMERO DE CABLES DE PRESFUERZO.	190
5.1.c. PERDIDAS DE PRESFUERZO.	196
5.1.d. DIAGRAMA DE TENSADO DE CABLES.	203
5.1.e. REVISION DE LA TRABE POR ESFUERZOS ADMISIBLES.	209
5.1.f. REVISION POR FLEXION. MOMENTO ULTIMO.	213
5.1.g. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.	214
5.1.h. CALCULO DE DEFLEXIONES.	215
5.1.i. DISEÑO DE LA ZCNA EN VOLADO.	222
5.1.1. DISEÑO DE LA LOSA SUPERIOR DE LA TRABE.	229
5.1.2. DISEÑO DE DIAFRAGMAS.	230
5.2. DISEÑO DE LA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO.	233
5.2.1. PROPIEDADES DE LA COLUMNA EN LA BASE.	233
5.2.2. REVISION POR EFECTOS DE ESBELTEZ.	234
5.2.3. DISEÑO DE COLUMNA POR EFECTOS DE FLEXOCOMPRESION BIAXIAL.	236
5.2.4. DISEÑO DE COLUMNA POR LA ACCION DE FUERZA CORTANTE.	237
5.3. DISEÑO DEL DADO DE CONCRETO REFORZADO.	240
5.3.1. PROPIEDADES DEL ELEMENTO.	240
5.3.2. REVISION DEL DADO POR EFECTOS DE ESBELTEZ.	240
5.3.3. DISEÑO DEL DADO BAJO LA ACCION DE FLEXOCOMPRESION BIAXIAL.	242
5.3.4. DISEÑO DEL DADO BAJO LA ACCION DE FUERZA CORTANTE.	243
5.4. DISEÑO DE LA ZAPATA DE CONCRETO REFORZADO.	245
5.4.1. PROPIEDADES DE LA ZAPATA.	246
5.4.2. DISEÑO DE LA ZAPATA POR LA ACCION DE MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE.	247

5.4.3. DISEÑO DE LA ZAPATA POR PENETRACION.	250
5.5. DISEÑO DE PILOTES TIPO FRICCION.	254
5.5.1. PROPIEDADES DEL PILOTE.	254
5.5.2. DISEÑO DE PILOTES DEBIDO A FLEXOCOMPRESION BIAxIAL.	254
5.5.3. DISEÑO DE PILOTES POR LA ACCION DE FUERZA CORTANTE.	257
5.5.4. DISEÑO DE PILOTES POR EFECTOS DEL VIENTO.	261
CONCLUSIONES	263
REFERENCIAS	267

INTRODUCCION

El Ingeniero Civil ocupa un puesto importante en el desarrollo de la infraestructura de un país, pues crea y aplica las técnicas más adecuadas para solucionar problemas reales cada vez más complejos. Además, un proyecto, cualesquiera que sea su magnitud, es necesario que sea bien elaborado y llevado a cabo eficientemente, pues de no ser así, la relación Beneficio-Costo se vería perjudicada y el pago de esto sería desastroso llevándonos a un atraso social, económico y cultural. En un país subdesarrollado como el nuestro, cobra mayor importancia la necesidad de hacer bien las obras. De aquí que es importante la educación interdisciplinaria del estudiante de Ingeniería Civil, pues aparte de saber aplicar bien la técnica, es sumamente importante saber cuales proyectos son prioritarios para que un país en vías de desarrollo mejore su situación económica, política y social a nivel mundial.

Uno de los mayores problemas de la humanidad, debido a su desarrollo mismo, ha sido el de vialidad. Actualmente nos podemos dar cuenta de esto en la Ciudad de México, pues en las denominadas horas pico, el problema se eleva a su punto más crítico.

La integración de la gente a la población económicamente activa, ya sea por una causa o por otra (migración del campo a la ciudad como caso -- mas común), agrava cada vez mas la situación. A determinadas horas de la mañana y de la tarde no hay vía suficiente para lograr un transporte rápido y eficiente de un lugar a otro, amén de que por casualidad esté lloviendo, porque el problema empeora.

A diario podemos ver que los medios de transporte colectivo o de masas son insuficientes para nuestras crecientes necesidades. El aumento de autobuses urbanos de la Ruta-100, en unión de trolebuses, colectivos y taxis no logran superar, ni siquiera equilibrar dicho problema.

Dada la preocupante necesidad, se creó el "Plan Rector de Vialidad y Transporte", elaborado por el Departamento del Distrito Federal (DDF), así como la "Comisión de Vialidad y Transporte Urbano" (COVITUR), organismo encargado de solucionar los problemas de esa area en la Ciudad de México. Posteriormente, COVITUR creó el "Plan Maestro del Metro" como parte del plan antes mencionado, que viene a constituir lo que se ha llamado la columna vertebral del Sistema de Transporte Colectivo en el D.F.

Fué en 1965 cuando el Presidente Gustavo Díaz Ordáz tomó la decisión de construir el metro en esta ciudad.

Partiendo de estudios iniciados en 1958, se analizaron los problemas técnicos, económicos y financieros apoyados en una investigación colectiva de otras tantas ciudades, para conocer sus orígenes, desarrollo y experiencias acumuladas con objeto de definir lo más conveniente para el D.F. adaptándolas a sus características propias.

Desde entonces, el metro ha contribuido en gran escala a solucionar los problemas tanto de vialidad como de transporte urbano, el primero con sus tres modalidades: subterránea, superficial y elevado, y el segundo enviando mas trenes por hora y llegando a puntos mas alejados y con amplia concentración de masas. Actualmente, el metro cuenta con ocho líneas en funcionamiento --dos en prolongación--. Estas enlazan puntos alejados de la ciudad con un tiempo menor a cualquier otro sistema de ---

transporte colectivo.

Las correspondencias son las siguientes, así como sus modalidades.

- Línea 1. Observatorio-Pantitlán. 20 estaciones, 19 subterráneas y una superficial.
- Línea 2. Cuatro Caminos-Taxqueña. 24 estaciones, 14 subterráneas y 10 superficiales.
- Línea 3. Indios Verdes-Universidad. 20 estaciones, 16 subterráneas y 4 superficiales.
- Línea 4. Martín Carrera-Santa Anita. 10 estaciones, 9 elevadas y una superficial.
- Línea 5. Politécnico-Pantitlán. 13 estaciones, 4 subterráneas y 9 superficiales.
- Línea 6. El Rosario-Martín Carrera. 11 estaciones, 1 superficial y 10 subterráneas.
- Línea 7. Tacuba-Barranca del Muerto. 10 estaciones, todas subterráneas.
- Línea 9. Está en período de construcción, teniendo la correspondencia de Observatorio a Pantitlán, incluyendo 13 estaciones de las que 9 son subterráneas, 3 elevadas y una superficial.

De ésta manera es como se está atacando el problema del transporte colectivo, por un lado y el de vialidad por el otro.

El sistema de transporte colectivo (Metro) incluye tres modalidades de construcción; solución subterránea que a su vez se subdivide en solución tipo cajón y solución tipo túnel, solución superficial y solución

elevada.

Desde el punto de vista del análisis y el diseño, las soluciones subterráneas y elevada son un tanto más complicadas que la superficial. - - Asimismo, en cuanto a la construcción, la solución más complicada es -- la subterránea en túnel, siguiendo en orden de dificultad la subterránea tipo cajón, la elevada y la superficial como la más sencilla.

La selección del trazo de una línea, así como la modalidad de la misma, está sujeta a numerosos estudios dada la enorme importancia que un proyecto de ésta naturaleza conlleva, sobre todo por el capital invertido.

Con la ayuda de la computadora y a través de modelos matemáticos, se -- analizan y evalúan las líneas, tomando en cuenta factores como densidad de población a beneficiar, problemas a causar durante la construcción - de estas y afectaciones que se deban de hacer; entre otros.

Para la selección del tipo de línea o modalidad, se toman en cuenta factores como tiempo de construcción, tiempo de ejecución, paisaje urbano, disponibilidad vial, etc., logrando obtener la mejor solución requerida en cada caso.

Por otro lado, desde el punto de vista más técnico, ya habiéndose obtenido la ruta definitiva, se realizan los estudios del trazo correspondiente para la construcción. Asimismo, se llevan a cabo estudios de -- mecánica de suelos, obteniéndose muestras alteradas e inalteradas del subsuelo con el fin de estudiarlo más a fondo y recabar las propiedades más importantes de diseño.

Otro tipo de estudio de fundamental importancia es aquel que se realiza a los materiales con que se va a construir, pues de esto dependen muchos análisis realizados en gabinete y si los materiales no tienen las propiedades mecánicas y la resistencia supuestas en el proyecto, la teoría no funciona.

En este trabajo se hablará sobre la solución elevada del metropolitano

de la Ciudad de México en tramo.

El análisis y diseño de las estructuras de la línea elevada del STC.--- (Metro), se llevará a cabo bajo las normas que rigen el reglamento del AASHTO (American Association of Speed Highway Transportation Officials) principalmente, así como el Reglamento de Construcciones del Departa--- mento del Distrito Federal y las Normas Técnicas del Instituto de Ingeniería (No. 401).

La razón de que ésto ocurra es que ni el Reglamento de Construcciones - del DDF, ni las Normas Técnicas Complementarias están lo suficientemen- te completas para afrontar un tema de tal envergadura. Es por esto que nos vemos obligados a utilizar un reglamento más completo como lo es el AASHTO y los otros dos reglamentos solo los utilizemos para auxiliarnos.

Se desarrolla el análisis y diseño de una trabe de concreto preesforza- do de 30.00 m. de longitud y simplemente apoyada. Para obtener los ele- mentos mecánicos más críticos, se utilizaron las líneas de influencia. Tanto para el tren tipo como para el de mantenimiento.

En el diseño se obtiene la cantidad de cables a utilizar y la trayecto- ría que deben seguir, así como el sistema de postensado a utilizar o -- sistema BBRV, de origen suizo.

Este se eligió en lugar del sistema de anclaje Freyssinet debido a que la deformación y por lo tanto las pérdidas de preesfuerzo por anclaje. - son menores.

Enseguida se revisan los esfuerzos a los que se somete la trabe y final- mente se diseñan los elementos complementarios de la misma, como son; - losas y diafrágmás.

Asimismo, se analiza y diseña una columna tipo de 5.50 m. de altura y de sección variable. Dada la gran importancia que estos elementos envuel- ven durante un movimiento sísmico, se realiza un análisis exhaustivo de ellos, con el fin de acercar más a la realidad los modelos matemáticos y

y al mismo tiempo, obtener secciones y armados tanto más económicos como confiables.

En virtud de lo antes expuesto, se llevaron a cabo los siguientes métodos de análisis:

- Considerando la estructura como voladizo con inercia rotacional y suelo infinitamente rígido.
- Considerando la inercia rotacional de la estructura y la interacción dinámica suelo-estructura.
- Considerando la estructura como voladizo con masa concentrada y -suelo infinitamente rígido.
- Análisis sísmico estático.

Al mismo tiempo, se concentran las condiciones en las que esta estructura resistió el sismo del 19 de septiembre de 1985 que logró los 8.1 grados emagnitud según la escala de Richter, el mayor ocurrido en la historia de la Ciudad de México y el tercero más grande en la historia mundial.

En cuanto a la cimentación utilizada, de acuerdo a su ubicación -zona del lago-, tomando en cuenta la baja capacidad de carga que presenta -este lugar, se optó por colocar una zapata cuadrada bajo cada columna y unidas a través de un dado. Estas soportadas por pilotes trabajando a fricción con el terreno. Por lo tanto, el análisis y diseño de estos elementos estructurales también se presentan en la parte final de éste trabajo, terminando con una serie de conclusiones y la bibliografía utilizada en su elaboración.

CAPITULO UNO.

1. OBJETIVO DEL ESTUDIO.

Dadas las limitaciones de tiempo, en la etapa escolar solo es posible - aprender la teoría y aplicarla en los casos menos complejos posibles. - Al alumno se le da la herramienta elemental - la teoría - y el desarrollo de la práctica se da posteriormente en el trabajo. Alguien decía - muy atinadamente; "El final de la escuela sólo es el principio de la vi da profesional..."

En la Escuela Nacional de Estudios Profesionales - ENEP - Acatlán, una de las áreas de pre-especialización es la de Estructuras. Pese a que - es una de las áreas más completas, ingresan a ella pocos alumnos, sin - embargo, es necesario recalcar aquí la enorme importancia de la misma en la vida profesional.

El hecho de elaborar una tesis ha rebasado en mí la idea de cumplir sim plemente con un requisito académico, pues en lo personal, me ha creado una motivación al notar como la teoría que alguna vez me costó tanto -- trabajo asimilar; es aplicable hasta en el más mínimo detalle en la --- práctica. Es motivante observar como todas las materias cursadas en la U.N.A.M., tienen vigencia no solo en el área correspondiente, como es - la técnica, sino que van más allá en la vida diaria. Nadie puede negar que vivimos en un mundo totalmente interdisciplinario donde no cabe ---- aquel que se dirige hacia un sólo rumbo.

El análisis y el diseño del Metro, cualesquiera que sea su modalidad -- tiene diversas facetas donde es aplicable toda la teoría asimilada en la Universidad, desde lo más elemental como es la solución de una ecuación integral.

Para elaborar el siguiente capítulo, fue necesario estudiar la forma en que se interpretaron los modelos matemáticos utilizados en cada caso -- especial cuando se analizó y diseñó algún elemento o conjunto de elementos de un sistema dado.

Así, me dí cuenta que el análisis de estructuras subterráneas es diferente a aquel de estructuras superficiales y mucho más diferente aún a aquel de estructuras elevadas. Como se vé, es necesaria una interpretación adecuada de la teoría para resolver los problemas tanto complejos como diversos de la práctica.

Sí en épocas pasadas, cuando aún estaba en construcción, la línea elevada del Metro ya era interesante dada la cantidad de refuerzo colocado en las estructuras que la componen, recientemente, ya en funcionamiento la atracción es mayor al observar el sistema en operación, pues las estructuras se comportan aceptablemente en condiciones de trabajo.

El hecho de que se haya comportado de una manera eficiente durante el sismo de septiembre de 1985, incrementó la inquietud acerca de qué métodos de análisis y diseño se utilizaron para crear una estructura que -- aparte de comprobar ser funcional, es estética.

En virtud de lo antes expuesto y como conclusión de este capítulo, el objetivo fundamental de éste trabajo es comprender el enlace total entre la teoría asimilada en la etapa escolar, y la práctica profesional. En la medida que logre mostrar lo anterior de una manera clara y objetiva a lo largo del mismo, se verán cumplidas las metras trazadas por mí al iniciarlo.

ATENTAMENTE



EL AUTOR

2. DIVERSAS SOLUCIONES DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO (METRO)

El sistema de transporte colectivo (Metro) mantiene tres tipos de solución vial que son: la opción subterránea, la superficial y la elevada. - A continuación se hará una descripción breve del análisis, el diseño y la construcción de cada una de ellas.

2.1. SOLUCION SUBTERRANEA.

Este tipo de solución incluye dos submodalidades que son tipo cajón y tipo túnel. La elección de una u otra está en función de los obstáculos existentes a lo largo del trazo de la línea proyectada, ya que la segunda submodalidad es más profunda que la primera.

2.1.1. SOLUCION TIPO CAJON

Debido a las características físicas y mecánicas del subsuelo de la Ciudad de México, así como el proceso constructivo a seguir, consecuencia del trazo señalado, existen tres soluciones básicas para las estructuras de cajón subterránea. En cada una de ellas, cuando es necesario, se colocan pozos de bombeo para el abatimiento del nivel freático de la zona.

2.1.1.a. CAJON CONVENCIONAL CON EXCAVACION A CIELO ABIERTO.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

En primer lugar, se excava hasta una profundidad de 7.00 m aproximadamente y a cielo abierto, esto es con sus respectivos taludes laterales a lo largo de la línea de trazo.

Se coloca una plantilla de 10 cm. de espesor de concreto simple previa a la colocación del armado de la losa. Enseguida se coloca este armado y se cuela dicha losa, cuidando la ubicación de las juntas constructivas para los muros del cajón. Después se arman, cimbran y cuelean los muros estructurales hasta la junta constructiva superior donde se coloca una banda vinílica que impide el paso del agua a través de esa unión.

Cuando el fraguado del concreto en muros ya es suficiente, se procede a descimbrar y se rellenan esas partes laterales del cajón con el terreno natural existente. En la penúltima etapa, se colocan las tabletas prefabricadas apoyándolas y amarrándolas a los muros estructurales con el armado que la losa superior contiene. Esta losa incluye una pendiente del 5% aproximadamente con el objeto de que escurra el agua que se filtra. Finalmente, se rellena la parte superior del cajón hasta el nivel que la vialidad superficial requiera.

ANALISIS Y DISEÑO.

El análisis de los elementos estructurales se realiza en conjunto, es decir, como un cajón continuo.

La losa de fondo resiste la reacción del terreno que se obtiene de dividir toda la descarga gravitacional entre el área de ésta. La descarga gravitacional incluye peso del relleno, carga viva a nivel banquetas y peso de losa superior y muros.

Los muros soportan tanto el empuje en reposo del terreno ahí existente como el hidroestático de la zona.

La losa superior incluye una tableta presforzada que carga el relleno - del terreno natural, el peso propio de carga muerta y el peso de vehícu los y personas como carga viva, esta se analiza como viga simplemente - apoyada. El diseño se lleva a cabo con los elementos mecánicos obteni- dos en los paños de la estructura y como viga empotrada en sus extremos revisando por flexión y por cortante.

La tableta presforzada que incluye la losa superior se diseña como tal e incluye cables de presfuerzo con un límite de fluencia mayor al del acero normal.

DIMENSIONES.

Los resultados que el diseño nos arroja generalmente, son los siguien- tes: espesor de la losa inferior; 60 cm., espesor de muros 60 cm. peral te total de tableta presforzada; 40 cm. losa superior o firme de compre sión con un peralte de 15 cm. en la parte mínima a 30 cm. en la máxima y la mencionada plantilla de concreto simple de 10 cm. de espesor en la base del marco con el fin de distribuir mejor los esfuerzos. Figura 2.1.

Siendo una de las soluciones menos profundas que existen, esta se apli- ca cuando la calzada es suficientemente ancha, tal que permita realizar maniobras de gran amplitud en la obra. Así como cuando las construccio nes cercanas a la misma no tengan problemas de hundimientos. También - cuando el Nivel de Aguas Freáticas (NAF) no es muy superficial, pues un solo muro sería insuficiente para evitar filtraciones.

2.1.1.b. CAJON CON TABLESTACA ACTUANDO COMO MURO ESTRUCTURAL.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Inicialmente se excavan zanjas que se estabilizan con lodo bentonítico y se cuela el concreto en ellas, previa colocación del acero de refuerzo para muros.

Cuando el concreto obtiene más del 90% de su resistencia, se excava el

prisma de tierra comprendida entre ellos y se colocan troqueles con el fin de evitar que el empuje activo(*) y luego el redistribuido(**) haga fallar dichos muros. Los muros mantienen una longitud vertical de ---- ellos empotrada en el terreno, útil en las siguientes etapas de cons--- trucción. Se cuela la acostumbrada plantilla de 10 cm. de espesor. -- Después se une el armado de la losa inferior a los muros a través de -- una proporción dejada a propósito para este fin y se procede a colarla. Finalmente, se cimbra, arma, une y cuela la losa superior a los muros - en forma similar a la losa inferior dejando listo el cajón para después del fraguado, rellenar.

ANALISIS Y DISEÑO.

La diferencia del análisis y el diseño de las estructuras entre esta mo dalidad y la anterior reside en los muros que se denominan - en este -- caso - tablestacas estructurales. Estos muros se analizan a través de una serie de etapas conforme al procedimiento constructivo ya menciona do. A medida que se va excavando entre los muros, se van colocando los troqueles, esto hace que se sometan a una serie de esfuerzos propicia-- dos, en principio, por el empuje activo del terreno y posteriormente -- por el redistribuido. Cuando se concluye la exvacación hasta el nivel deseado, se debe preveer que la resultante del empuje activo, no sea -- mayor que aquella del empuje pasivo. Conforme se van colocando los ele mentos estructurales, se van retirando los troqueles, esto hace que se reubiquen los apoyos debiendo tomarse en cuenta en el análisis. Aparte del diseño vertical, debe hacerse uno horizontal, pues también en este sentido trabaja el empuje redistribuido.

Además de analizar estos elementos como tablestacas estructurales, de-- ben analizarse como cajón, pues en condiciones normales, ésta trabaja - como estructura continua. El armado de estos elementos es corrido,

(*) Empuje Activo. Es aquel empuje del terreno que trabaja contra el -- elemento que lo resiste.

(**) Empuje Redistribuido. Debido a la colocación de los troqueles, el - empuje que en principio fue activo, se redistribuye a lo largo del - elemento estructural.

pues dado el procedimiento constructivo, es clara la problemática al armar. El diseño se lleva a cabo con la envolvente de los elementos mecánicos obtenidos.

DIMENSIONES.

Generalmente, se obtienen dimensiones similares al caso anterior. En cuanto a la longitud de la parte inferior de la tablestaca, se analiza para anular la falla y se coloca la longitud necesaria de tal forma que tengamos un factor de seguridad suficiente.

Esta solución se utiliza cuando no existe mucho espacio para maniobrar y cuando el Nivel de Aguas Freáticas (NAF), no es muy superficial. Figura - 2.1.

2.1.1.c. CAJON CON MURO ESTRUCTURAL Y TABLESTACA DE ACOMPAÑAMIENTO.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

El procedimiento constructivo para las tablestacas de acompañamiento, es el mismo que en el caso anterior, pero sin dejar preparaciones para unir el cajón. En este caso, se mezclan las dos etapas anteriores pues aparte de la tablestaca de acompañamiento, se construye un cajón interior.

ANÁLISIS Y DISEÑO.

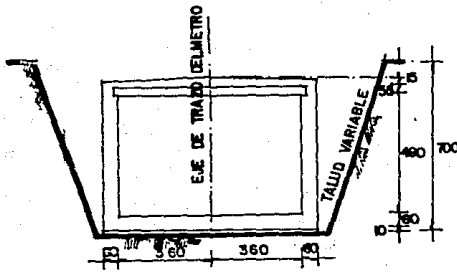
El análisis de las tablestacas de acompañamiento, cumple los mismos requisitos que el de las tablestacas estructurales. En cuanto al cajón interior, los elementos verticales se analizan con el empuje hidrostático únicamente, mientras que los horizontales, como ya se ha mencionado antes.

DIMENSIONES.

Las dimensiones que arroja el diseño de estos elementos son: 60 cm. para tablestacas, 80 cm. para muros estructurales, 40 cm la tableta, losa inferior de 80 a 95 cm. y losa superior de 15 a 30 cm. Figura 2.1.

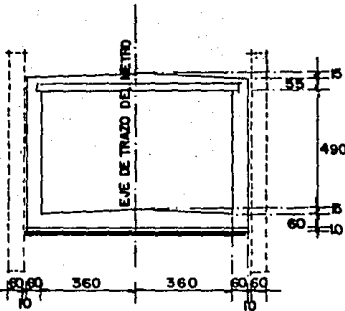
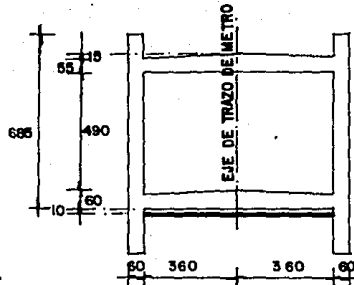
Esta solución se aplica cuando el NAF es muy superficial y el peligro de filtraciones es inminente. Es una de las alternativas un poco más profunda que las dos anteriores.

Por otra parte, esta solución es adecuada cuando los empujes de tierra son - tan fuertes, que es necesario colocar dos muros que lo sostengan. Además, - cuando necesitamos compensación de terreno. En este caso, la necesidad de - espacio para maniobrar no es indispensable, de tal forma que se utiliza en - avenidas no muy anchas.



a.- CAJON SENCILLO CON EXCAVACION A CIELO ABIERTO

b.- CAJON CON TABLESTA ESTRUCTURAL



c.- CAJON CON MURO ESTRUCTURAL Y TABLESTA DE ACOMPAÑAMIENTO

SOLUCION SUBTERRANEA TIPO CAJON . SUBMODALIDADES .

U. N. A. M.	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO	ARMAS F. L.
TESIS PROFESIONAL	
JULIO 1987	FIG. 2.1

2.1.2. SOLUCION TIPO TUNEL.

Una zona tan poblada como el Distrito Federal, presenta grandes problemas de maniobrabilidad a la hora de construir obras de la magnitud del Sistema de Transporte Colectivo.

Debido a problemas tales como la obstrucción al paso de vehículos y la intercepción al paso de peatones, se estudiaron otras alternativas de construcción subterránea. Esto dió como resultado la aplicación del túnel a la construcción del Metro en la Ciudad de México, la segunda modalidad de solución subterránea del mismo.

Recavando experiencias de la construcción de túneles en otros países como Japón, Inglaterra y U.S.A., y debido al gran adelanto en la tecnología de excavación tanto en rapidéz como en seguridad, se llevó a cabo en México dicho procedimiento.

Para la excavación de túneles, se utilizan máquinas perforadoras de túneles (MPT), llamadas usualmente escudos. Foto 2.1. Este método es más seguro y rápido que los métodos convencionales - los que usan barrenos. - El objeto de utilizar este sistema, es prevenir la deformación del terreno hacia el túnel mediante una coraza de metal, permitir una excavación segura y colocar el ademe con sus propios dispositivos a medida que avanza. El ademe está constituido por dovelas de concreto. El escudo debe ser capaz de resistir la fuerza del peso del terreno que actúa sobre él - perimetralmente y la del empuje contra las dovelas para poderse encajar en el terreno.

Otro sistema de excavación similar al anterior, es el método de banquéo. En esta ocasión, la solución en túnel consta de dos secciones circulares incompletas intersectadas por un apoyo intermedio en la parte superior - sección media superior - y una losa horizontal inferior que intersecta a las dos secciones circulares - sección media inferior -, en esta sección se construyen zapatas de apoyo. El revestimiento total de éste túnel consiste en uno provisional o primario a base de concreto lanzado y otro definitivo con concreto colado en sitio.

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO.

Primero se excava el túnel A, a medida que esto ocurre, se le coloca una capa de concreto lanzado de espesor variable. Posteriormente, se cuela el revestimiento definitivo dejando preparaciones en la parte superior para colocar un tensor antes de excavar el túnel B. Este tensor servirá para restringir el movimiento del primer túnel cuando se excave el segundo. El procedimiento de excavación, así como el revestimiento del túnel B, es similar al del túnel A. Cuando el concreto del túnel B ha adquirido su resistencia de proyecto, se procede a quitar el tensor. Figura 2.2.

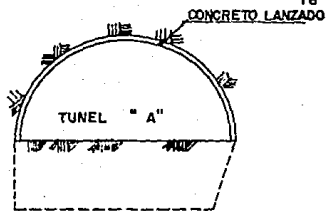
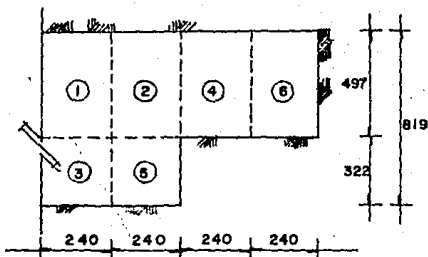
La elección del método de tuneléo a utilizar, está en función de la propiedades mecánicas del terreno en que se pretenda construir.

Evidentemente el comportamiento del suelo es de primera importancia en el proyecto del túnel, por lo que se deben conocer a fondo las propiedades mecánicas del mismo. Por esto, se efectúan sondeos de exploración extrayéndose muestras alteradas e inalteradas. Cuando la consistencia del terreno no permite el paso del tubo tipo shelby, entonces se utiliza el barril Denison hincando a presión y rotación. Las cavernas y las minas existentes en la zona se detectan con sondeos geoelectricos aplicados.

ANALISIS Y DISEÑO.

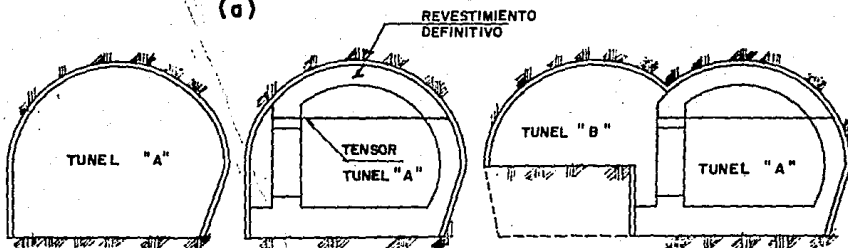
Para evaluar las presiones en los túneles antes y después de ser excavados, o antes y después de ser revestidos, se utiliza el "Método Empírico de Terzaghi", que se basa en la concepción teórica del arqueo de los suelos. Esta define la carga vertical del suelo sobre el túnel como la masa de material que tendería a caer desde el techo de no ser soportada. La carga que actúa sobre el ademe depende, en cierta medida, del estado de esfuerzos existentes en la masa de suelo antes de excavar la sección del túnel.

Podemos afirmar que las propiedades del subsuelo y las teorías seguidas, condicionan el procedimiento constructivo a seguir para la construcción del túnel. Debido a esto, en el análisis de la sección túnel, existen dos



(b)

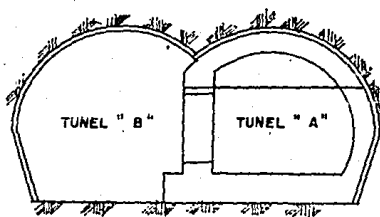
(a)



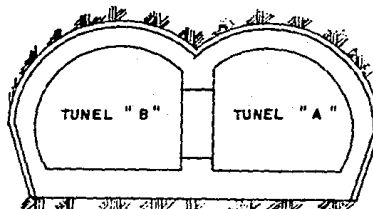
(c)

(d)

(e)



(f)



(g)

PROCEDIMIENTO CONSTRUCTIVO

- a - ETAPAS DE EXCAVACION EN DIRECCION LONGITUDINAL.
- b - EXCAVACION DE LA MEDIA SECCION SUP. Y COLOCACION DE MALLA Y CONCRETO LANZADO.
- c - BANQUEO Y COLOCACION DE MALLA Y CONCRETO LANZADO.
- d - COLADO DE REVESTIMIENTO DEFINITIVO Y COLOCACION DE TENSOR.
- e - EXCAVACION DE LA MEDIA SECCION SUPERIOR DEL 2º TUNEL Y COLOCACION DE MALLA Y CONCRETO LANZADO.
- f - BANQUEO DEL 2º TUNEL Y COLOC. DE MALLA Y CONCRETO LANZ.
- g - COLADO DEL REVESTIMIENTO DEFINITIVO DEL 2º TUNEL.

U. N. A. M	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO ARMAS F. L.	
TESIS PROFESIONAL	
JULIO 1987	FIG. 2. 2.

condiciones de carga:

a) Durante la construcción. Sin considerar la losa de piso, simulando el proceso constructivo y cargando la estructura con el peso propio y la mitad de las cargas vertical y horizontal del suelo.

b) Durante el servicio de la estructura. Considerando la sección total, las cargas del peso propio y del suelo y tomando en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura.

La estructura del túnel generalmente se simula con un modelo a base de do velas rectas con su respectiva carga del terreno actuando en ellas. Para el efecto de interacción suelo-estructura, se utiliza el módulo de elasticidad del resorte que se obtiene a través del coeficiente de subgrado(*)-de reacción vertical del suelo. La estructura así idealizada, se analiza por medio de un programa de computadora al que se le incluyen también datos como área de la sección, momento de inercia en el eje z y el módulo de rigidez al cortante.

Refiriéndonos a la excavación del túnel a través de banqueos, al analizar la estructura, en un principio, se consideró continuidad en la unión de los túneles, esto causó problemas tanto de comportamiento estructural como de procedimiento constructivo. Los resultados del análisis arrojaban elementos mecánicos demasiado grandes que requerían un amado de igual -- magnitud en la zona de unión de túneles.

En cuanto al procedimiento constructivo, el problema se presenta al colar la unión, ya que estase convierte en un nudo conflictivo siendo incosteaa-

(*) Coeficiente de Subgrado. Relación existente entre la presión del sue lo y su deformación.

ble resolver el problema con soldaduras y otras uniones, pues en túneles, solo es posible maniobrar en el interior del mismo. Para solucionar tan agudo problema, se modificó el modelo inicial, cambiando la continuidad por articulación en dicha unión. Figura 2.3.

Con el análisis estructural de esta segunda consideración, los problemas de la primera quedan resueltos. Se obtuvieron momentos mayores a los -- obtenidos en la primera alternativa y un momento nulo en el apoyo mencionado. Lo mismo sucedió con las fuerzas axiales. Solo hubo que armar adecuadamente la unión para permitir que se formara la articulación requerida.

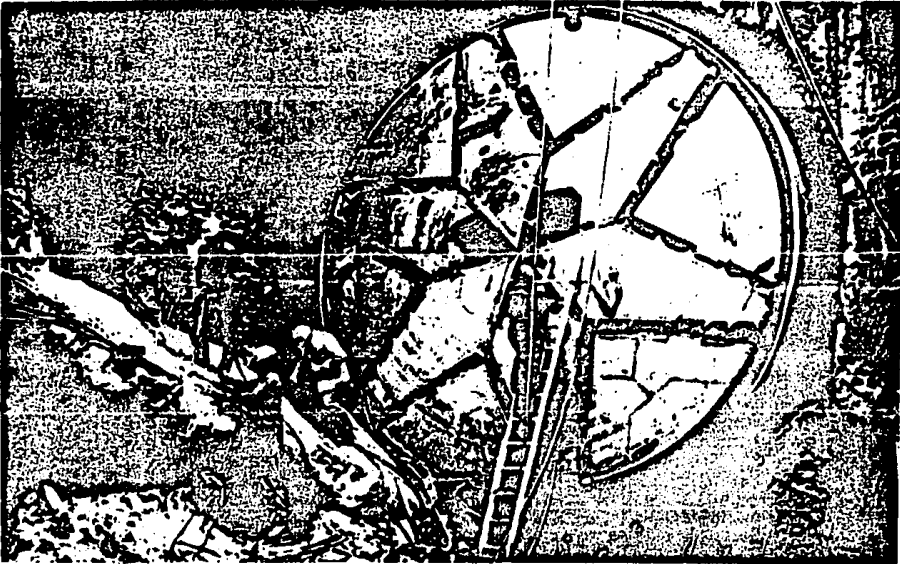
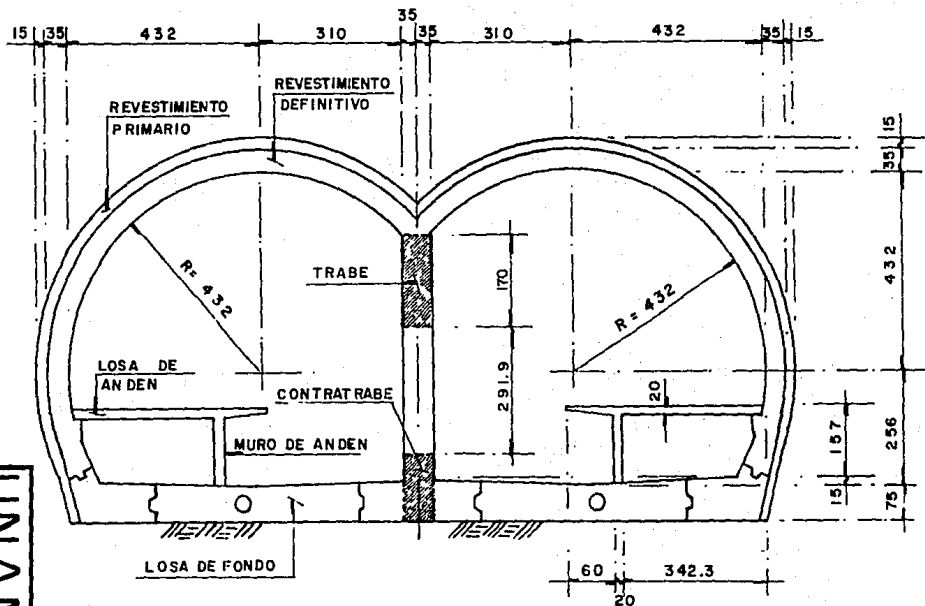


FOTO 2.1. MPT mostrando el frente de corte



SOLUCION SUBTERRANEA TIPO TUNEL

UN.A.M. E.N.E.P.
 INGENIERIA CIVIL ACATLAN
SARMIENTO ARNAS F.L.
 TESIS JULIO 1987
 PROFESIONAL FIG. 2.3.

2.2. SOLUCION SUPERFICIAL.

Es la solución más sencilla, en cuanto a análisis y diseño se refiere - del sistema de transporte colectivo.

Esta solución es factible cuando las avenidas cuentan con una sección - transversal de más de 40 m. disponiendo de suficiente espacio para ma- niobrar. Así, se puede ubicar esta vía rápida de transporte colectivo - con otras vías rápidas de transporte individual.

La solución superficial es aquella que requiere de una excavación poco profunda en la que se aloje la estructura del Metro. En ocasiones, ésta estructura se coloca un tanto más profunda, lo que se denomina solución semi-subterránea o semi-superficial. Estos casos se diferencian de la solución que es completamente superficial solo en cuanto a los empujes que resisten los muros del terreno contiguo.

La estructura superficial consta de una losa de concreto reforzado apo- yado sobre terreno previamente mejorado. Esta estructura se encuentra adosada de dos muretes laterales y su diseño es muy semejante al de un pavimento rígido de concreto reforzado tomando en cuenta las caracte- rísticas mecánicas del suelo en la Ciudad de México.

El proceso constructivo es el siguiente: primeramente se mejora el te- rreno y se compacta, para desplantar, posteriormente la losa de cimenta- ción. Después, se coloca el armado de los muros laterales así como su cimbra y finalmente, se realiza el colado.

ANALISIS Y DISEÑO

El análisis de la sección en tajo es muy sencillo, pues básicamente se trata de una losa que transmite al suelo las cargas aplicadas. Las --- cargas muertas se componen de el peso propio de la losa, el peso de mu- ros, el del balasto, las vías, los rieles, los andadores, la barra guía y la herrería de protección. Las cargas vivas incluyen a los trenes -- tanto el normal como el de mantenimiento; frenaje, impacto, aceleración y cabeceo de éstos.

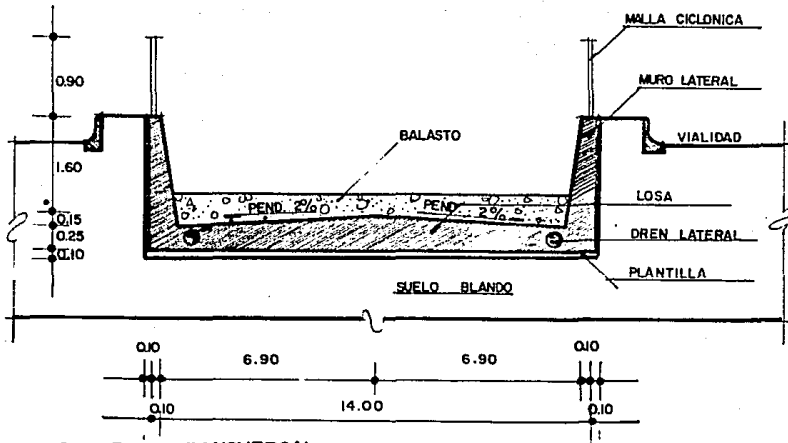
Existen dos procedimientos para analizar la losa:

El primer procedimiento considera a la losa como viga simplemente apoyada invertida con la reacción del terreno actuando como carga uniformemente repartida. La reacción es el efecto de las cargas gravitacionales sobre un área de 1 m. de ancho por la longitud de la losa. Otra forma de análisis es considerando cargas concentradas que las ruedas de los trenes producen en las vías. Los resultados más desfavorables de elementos mecánicos son los que se utilizan para el diseño.

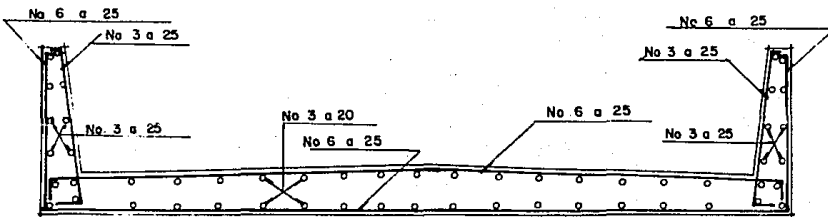
El segundo procedimiento considera las mismas cargas en la viga, solo que incluye al sistema en un medio infinitamente flexible o con un número infinito de resortes que es el suelo. De hecho, consiste en considerar al suelo como en realidad es en la Ciudad de México, un medio elástico continuo, aplicando con mayor aproximación la Ley de Hooke y la hipótesis de homogeneidad e isotropía.

Como la deformación de la losa está en función del lugar de aplicación de las cargas, los resultados son significativamente menores, obteniéndose un diagrama de momentos completamente diferente en el segundo caso que en el primero. Esto da como resultado un armado menor.

Para el análisis de los muros laterales, dependiendo de la profundidad de desplante de la estructura, se consideran los empujes tanto del terreno como hidrostático. Las dimensiones obtenidas generalmente son las siguientes: losa con un espesor de 40 cm. muros laterales de 40 cm. de espesor máximo y 15 cm. el mínimo en la corona del mismo y altura variable de acuerdo al perfil del metro siendo en condiciones superficiales de 1.60 m. El ancho de la losa que incluye dos vías es de 14.0 m. conservando una pendiente del 2% en los carriles de circulación de los trenes. Figura 2.4.



CORTE TRANSVERSAL



CORTE DE ARMADO

SOLUCION SUPERFICIAL

U. N. A. M.	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO	ARMAS F. L.
TESIS PROFESIONAL	
JULIO 1967	FIG. 2.4.

2.3. SOLUCION ELEVADA.

El D.D.F. encomendó a COVITUR hacer un estudio acerca de la posibilidad de construir una línea elevada del SCT. en la Ciudad de México. Dicho estudio debía ser de carácter exhaustivo dada la complejidad de problemas que el subsuelo de ésta ciudad constituye, además de los problemas de sismicidad de la zona. Debiendo estudiar todas las alternativas de trazo y construcción existentes.

COVITUR, basándose en las experiencias de otros metros elevados en el mundo como las de Rotterdam, Marsella y San Francisco y auxiliándose de otros estudios realizados tanto por el Instituto de Ingeniería como por empresas particulares, llegó a la conclusión de que sí se podía llevar a cabo una construcción de tal magnitud en virtud de que cumple con los requisitos de economía, seguridad y estética.

La solución elevada del SCT, está constituida por zapatas macizas de concreto reforzado apoyadas en pilotes de fricción en cuanto a la subestructura se refiere. Una sola hilera de columnas en sentido transversal y vigas de concreto presforzado en sección cajón con claros entre apoyos de 30 m. a 35 m. conforma la superestructura. La unión entre vigas y columnas se logra mediante apoyos de neopreno reforzados con placas de acero.

Para el claro típico de 35.0 m., las zapatas de cimentación tienen dimensiones del orden de 13.0 m. X 13.0 m. espesor de 1.20 m y un dado de repartición de carga de 3.80 X 4.00 m. y de 0.80 m de peralte. El número de pilotes varía de 20 a 30 según las propiedades del terreno bajo cada zapata con longitud promedio de 19.0 m en dos tramos precolados. Se dejaron preparaciones para la futura colocación de pilotes de control en caso de ser necesario. Figura 2.5.

La dimensión de las columnas en el extremo superior se reduce hasta llegar a la base por razones arquitectónicas siendo las dimensiones en la base de 2.40 m X 2.20 m. y en el extremo superior de 2.40 m. X 3.67 m. con una altura de 5.44 m. a partir del dado de repartición de carga.

Esta altura puede variar de una a otra columna según requisitos de funcionamiento y gálibos. Se tienen recubrimientos de 5 cm. y 15 cm. en el lado de 2.40 m. y en el inclinado respectivamente.

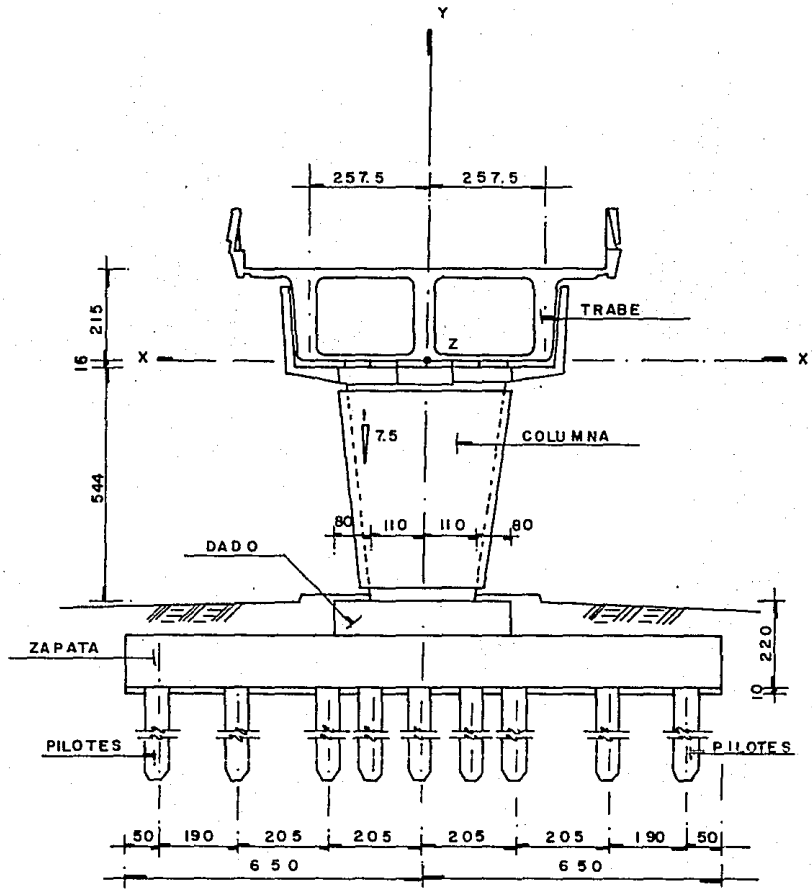
En los tramos en tangente, las traveses postensadas tienen 8.65 m. de ancho total en la parte superior y de 5.55 m. en la parte inferior. El cajón tiene tres nervaduras unidas entre sí por dos diafrámas extremos y dos intermedios. El peralte total es de 2.20 m.

En las estaciones el ancho total aumenta a 14.50 m. en la parte superior para dar cabida a dos trenes laterales; el ancho en la base es de 8.96 m. y la losa superior se une con la inferior por medio de paredes inclinadas. El cajón, en este caso, tiene cuatro nervaduras unidas por diafrámas extremos e intermedios. El peralte total es de 2.20 m. también.

El apoyo de las traveses sobre las columnas está constituido por dos conjuntos de placas de neopreno y acero en cada extremo. En un lado el espesor total del apoyo es de 4.10 cm. con objeto de limitar los desplazamientos horizontales y que funcione como apoyo articulado, en el otro; el espesor total es de 16.90 cm. Con esto, se da la libertad de desplazamiento horizontal necesario para considerar este apoyo como deslizante. La separación entre conjuntos de placas en dirección perpendicular a la línea es de 2.50 m. a ejes.

Para transmitir la fuerza cortante en dirección transversal a la línea, se coloca un dentellón que sobresale de los diafrámas extremos de las traveses y encaja en una preparación dejada al colar las columnas. Además para evitar la caída de la trabe en dirección longitudinal durante movimientos sísmicos extraordinarios, se prolonga 50 cm. la longitud de apoyo por medio de ménsulas y se utilizan barras de acero para unir una trabe con otra.

Asimismo, se han previsto preparaciones en todas las traveses para colocar gatos hidráulicos planos entre trabe y columna para un eventual cam



SOLUCION ELEVADA

U.N.A.M. E.N.E.P.	
ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO ARMAS F. L.	
TESIS	JULIO 1987
PROFESIONAL	FIG. 2.5.

bio de apoyos de neopreno que sea necesario efectuar durante la vida -- de la estructura.

Las solicitaciones a las que se ve sometida la estructura son las si--- guientes:

Cargas muertas. El peso propio de las estructuras, el peso del balasto del riel, de los andadores, la barra guía, parapeto, tapa ducto, charola e instalaciones.

Cargas vivas. Tren normal y tren de mantenimiento. Impacto, frenaje, -- aceleración, cabeceo y fuerza centrífuga en curvas.

Cargas accidentales. Viento y sismo.

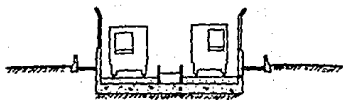
Efectos de temperatura y contracción del concreto.

Así como las combinaciones de carga que se presentan.

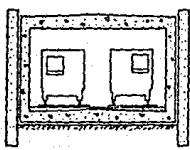
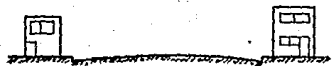
El aspecto del análisis y el diseño estructural, dado que es motivo de este trabajo, aquí no se ampliará más.

La solución del Metro elevado es factible cuando el ancho de la calle - por donde circulará éste es de 40.0 m. por lo menos, pues las columnas que lo soportan ocupan por completo dos carriles.

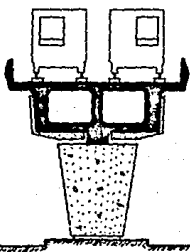
El Metropolitano elevado cumple con su carácter innovador, pues nunca an tes se había realizado algo similar en México.



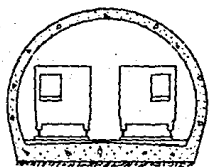
SECCION SUPERFICIAL



SECCION SUBTERRANEA



SECCION ELEVADA



SECCION TUNEL

OPCIONES DE SOLUCION PARA EL "METRO"

U. N. A. M.	
ENEP ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO	TESIS
ARMAS F. I.	PROFESIONAL
MEXICO, D.F. SIN ESCALA	FIG. No. 2. 0.

CAPITULO TRES

**3. ESTUDIOS PREVIOS AL PROYECTO Y
CONSTRUCCION DEL SISTEMA DE --
TRANSPORTE COLECTIVO (METRO).**

Una obra de la magnitud del Sistema de Transporte Colectivo, que abarca aspectos tan importantes para el desarrollo de nuestra sociedad de tipo económico, político y social, donde se invierten miles de millones de pesos, donde se afecta y beneficia a la población en general, donde se realza o estanca el nombre del Presidente ubicado en ese entonces, donde hay que solucionar una gran variedad de problemas, en fin, donde los aspectos menos significativos resaltan, debe ser resultado de una serie de estudios a fondo de la problemática que surge. Por esto, se realizan estudios previos a la construcción del Metropolitano de la Ciudad de México cualesquiera que sea el tipo de solución de éste.

3.1. ESTUDIOS DE FACTIBILIDAD.

Dentro de los estudios previos al proyecto del Metro elevado, es necesario mencionar aquellos que son comunes a todo tipo de solución; subterránea, superficial y elevada. Estos son los siguientes:

**3.1.1. PRINCIPIOS FUNDAMENTALES PARA LA ESTRUCTURACION DE LA RED DEL -
SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO (METRO).**

El desarrollo de una red de transporte colectivo se va logrando paulatimamente, pues dado que el problema de transporte es de carácter dinámi-

mico, no existen soluciones integrales inmediatas.

La red del Metro se constituye por líneas paralelas entre sí formándose una cuadrícula que progresivamente logrará cubrir el área urbana. Esta se liga, posteriormente, con uno o varios anillos. Los trazos de las Líneas del STC. están en función de las condiciones de servicio a determinadas zonas, del tipo de subsuelo, de interferencias con instalaciones subterráneas, monumentos históricos, etc., los principios fundamentales para la estructuración de una red del Metro son: su tránsito, su operación y su construcción.

Respecto al tránsito, las líneas del Metro deben cumplir los siguientes requisitos:

- a) Corresponder a las corrientes establecidas de circulación sobre las que transitan diariamente los mayores volúmenes de pasajeros y cubrir las zonas de mayor densidad demográfica.
- b) Dar servicio a las zonas más congestionadas.
- c) Abarcar los centros de actividades principales de la metrópoli.
- d) Permitir a los usuarios un ahorro de tiempo en sus recorridos por medio de líneas lo más rectas posibles e interconexiones múltiples.

Respecto a la operación del sistema, los requisitos son los siguientes:

- a) Obtener el mayor número de pasajeros.
- b) Lograr un movimiento regular de pasajeros durante el día.

- c) Lograr una velocidad comercial alta mediante un trazo con un mínimo de curvas y estaciones.
- d) Asegurar el servicio con el menor número de trenes.
- e) Permitir la reestructuración progresiva y completa de los transportes superficiales y su coordinación con el Metro.

Respecto a su construcción, el sistema debe considerar:

- a) El monto de la inversión que corresponde a los diferentes tipos de construcción de las líneas-elevada, superficial, subterránea y túnel -- profundo: .
- b) Las molestias y el costo que representan los desvíos del tránsito -- durante la construcción.
- c) Las ventajas y desventajas de la solución elegida en comparación -- con otras alternativas de trazo.

3.1.2. ANALISIS DE LAS LINEAS.

Para el análisis de las líneas se estudian hasta 40 trazos posibles que obedecen a requerimientos específicos que se enlistan a continuación.

- a) Densidad demográfica. El 60% de longitud total de una línea, co--- rresponde a zonas cuya densidad es de más de 250 habitantes por hectá-- rea que es de las más altas de la ciudad.
- b) Uso del suelo. En un 80% se aprovechan los corredores tradiciona--

les de transporte colectivo, tales como las avenidas; Insurgentes Norte, Cuauhtémoc, Universidad, Inguarán, Francisco Morazán, Río Consulado, -- Cien Metros, Zaragoza, Tlalpan, San Cosme, México-Tacuba y Revolución.

c) Origen y Destino. Se comunican grandes núcleos habitacionales con importantes centros de trabajo y de diversión.

3.1.3. EVALUACION DE LAS LINEAS. MODELOS MATEMATICOS.

Al evaluar las alternativas para la ampliación del Metro de la Ciudad de México se desarrollan diferentes elementos de investigación de operaciones y análisis de sistemas para determinar los factores económicos y técnicos de las alternativas propuestas.

En los procedimientos de evaluación se utilizan modelos matemáticos para simular cada alternativa, auxiliándose con la computadora. A continuación se describen.

a) Modelo de generación de viajes. Este modelo consiste en una expresión matemática que, basándose en una zonificación realizada sobre el -- área metropolitana de la Ciudad de México, ha de predecir el número de viajes que se generarán en cada zona para cada horizonte del proyecto. -- El modelo calcula el número de viajes que se generan por día y en la hora de máxima demanda en concordancia con el crecimiento de la población y del número de vehículos particulares de cada zona. Considera también la accesibilidad actual y futura de las diferentes regiones del área urbana, permitiendo así reproducir las políticas y estrategias de planeación establecidas en el plan de desarrollo urbano de la Ciudad de México.

b) Modelo de distribución de viajes. Con los viajes diarios u horarios resultantes del modelo anterior, se pueden calcular los destinos de los viajes generados en cada zona mediante el modelo de distribución de viajes. Obteniendo finalmente la matriz origen-destino del área analizada

incluyendo todas las subdivisiones involucradas.

Todas las expresiones correspondientes a los modelos anteriores, se calibran con información veráz y confiable obtenida a través de encuestas, aforos y otros tipos de mediciones similares.

c) Modelo de asignación de viajes. Este modelo nos permite determinar en cada movimiento origen-destino el mejor recorrido sobre el sistema de transporte planteado.

Los datos que alimenta este modelo comprenden una matriz entre cada pareja de zonas, la red de transporte que une las zonas y datos del control del modelo que definen las velocidades y tiempos de espera en los elementos de la red.

El modelo supone que los viajes entre las diferentes zonas se efectúan por la ruta de menor esfuerzo a través de la red vial.

El modelo obtiene las captaciones de las líneas de transporte, simulando el movimiento de pasajeros entre diferentes zonas de la ciudad a una hora seleccionada del día.

Para los estudios se codifican todas las rutas de autobuses de la red ortogonal (SARO) considerando el tipo de acceso a terminales y fluidéz de la ruta en los lugares donde dos o más líneas se intersectan. Se codificaron los enlaces entre líneas a manera de permitir el flujo de pasajeros de una línea a otra. De manera semejante se codificaron las líneas del Metro, trolebuses, tranvías y autobuses de la red SARO.

Para cada rama de la red vial se codificó; la distancia, tipo de rama -- (autobús, Metro, trolebús, tranvía, autobús-SARO), movimiento peatonal, ascenso, descenso, movimiento de correspondencia, capacidad de transporte, líneas de transporte y la indicación del sentido (simple o doble).

El modelo permite obtener una gran variedad de resultados, tanto para re

visión de datos como para análisis externo, siendo algunos de ellos los siguientes:

- Revisión de conexiones de la red.
- Revisión de intersección de líneas.
- Revisión de rutas mínimas.
- Información de rutas mínimas.
- Información de control del modelo.
- Información de matriz origen-destino.
- Información de líneas.
- Información de la red vial por sectores de la cuadrícula.
- Información de tipos de viajes.
- Información de distancias.
- Gráficas de flujos.

Los objetivos que se persiguen al aplicar este modelo son los siguientes:

- Seleccionar las rutas para ampliaciones a la red del Metro de la Ciudad de México, intentando encontrar la alternativa que reduzca el total de horas-hombre dedicadas al transporte y al incremento del sistema sin crear perturbaciones de confluencia vial.
- Analizar el comportamiento de las líneas de superficie con objeto -

de optimizar la planta de equipo rodante permitiendo definir frecuencias y ubicación de las líneas.

— Comparar alternativas de utilización de transporte para el boleto - único multimodal.

— Analizar operativamente cada línea del Metro estudiando los congestionamientos en las estaciones y la ocupación de vagones bajo diferentes condiciones de frecuencia de paso.

Para llevar a cabo los mencionados objetivos, se creó el modelo interno de operación del metro que se diseñó para cumplir tres requerimientos -- básicos:

1.- Servir como ayuda en la asignación de trenes del sistema y ser sensible a los cambios en asignación, no solo en términos de número de trenes sino también a combinaciones en el número de vagones.

2.- Servir para la prueba de políticas de operación de cada línea de -- tal manera que estos cambios puedan incorporarse fácilmente.

3.- Permitir una evaluación en condiciones de operación futura conociendo el incremento de pasajeros por crecimiento natural.

3.1.4. SELECCION DEL TIPO DE LINEA.

Para la selección de algún tipo de línea, ya sea superficial, subterránea o elevada, se toman en cuenta los factores que a continuación se enlistan.

a) Costo de la obra civil por kilómetro. En este aspecto, y tomando en -

cuenta el procedimiento de construcción, así como otros detalles, el más alto corresponde a la línea subterránea, bien sea en solución tipo cañón o tipo túnel, en tanto que el costo de la línea superficial es cerca al de la elevada. Parecería que la línea superficial sería mucho más económica que la elevada, sin embargo, al adicionar a esta el costo de los desvíos, de la limitación del derecho de vía de 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 fue en promedio de un paso por cada kilómetro aproximadamente, su costo resulta cercano al de la línea elevada.

b) Tiempo de ejecución de la obra civil. Respecto a este detalle, actuando un solo frente de trabajo, la velocidad para la solución subterránea es del orden de 90 m. a 110 m. por mes, en tanto que la solución elevada es de 70 m. a 90 m. en el mismo tiempo. Se observa que la solución subterránea tiene una velocidad de construcción mayor que la elevada. En la solución superficial, los rendimientos que se alcanzan son de 130 m. a 150 m. por mes.

c) Obstrucción de la vía pública durante la ejecución. La solución que causa mayores problemas en cuanto a obstrucción de la vía pública durante la construcción es la subterránea, reduciéndose estos en la solución elevada, superficial y profunda (túnel).

d) Interferencia con los servicios municipales. En el caso de la solución subterránea, las interferencias con las instalaciones municipales son totales, obligando, en ocasiones, a desvíos importantes de grandes colectores o de redes de distribución de agua. Estas interferencias son menores en los tramos elevados y superficiales.

e) Conservación y mantenimiento de obras y equipo. En esta ocasión, la solución subterránea presenta mejores condiciones que la superficial y la elevada debido a que los equipos no están expuestos a la interperie.

f) Paisaje urbano. Aspecto estético y barrera física. El paisaje urbano es uno de los factores más importantes, pues el aspecto estético se altera de acuerdo al tipo de solución elegido.

La magnitud de la alteración de éste, depende primordialmente del ancho de la calle, así, el problema causado por la línea elevada se acentúa en calles de anchura menor a 40 m., en tanto que en la solución superficial se requiere una anchura mínima de 50 m. para lograr soluciones satisfactorias. Además, se debe considerar el tipo de zona por la que atraviesa la línea; industrial, comercial o residencial; el tipo de usuarios a quienes beneficiará y la formación de una barrera continua que solo se aplica en la solución superficial.

g) Futura disponibilidad vial. Respecto a éste concepto, la solución subterránea no la afecta, en tanto que la solución superficial ocupa un ancho equivalente a tres carriles de circulación y la elevada ocupa solamente dos.

h) Libramientos viales perpendiculares inducidos. La solución superficial es la única que genera problemas en cruces importantes. Las soluciones viales se inclinan hacia la construcción de estructuras subterráneas o elevadas para salvar el obstáculo que representa la línea.

i) Selección adecuada del procedimiento constructivo de un túnel. Para elegir el trazo de la línea del Metro y posteriormente seleccionar el procedimiento constructivo adecuado y la maquinaria a emplear, es necesario hacer estudios de Geotécnia de una manera completa, pues de estos depende el tipo de solución. Debe recalcarse que para la línea profunda del Metro, hay que prever aspectos tan importantes tanto para comodidad del usuario como para una eficiente operación, tales como; escaleras mecánicas, sistemas de ventilación, además de otros sistemas de importancia para prevenir cualquier falla.

Para el año 2010, se prevee una red similar a la mostrada en la figura 3.1. Esta incluye 15 líneas ya en operación proyectadas conforme los estudios antes mencionados. Con esto, se piensa lograr dar servicio a la población que en ese entonces lo demande. Pero es evidente que para el siglo próximo, las necesidades rebasarán en mucho esta solución. La mejor forma de abatir los problemas de vialidad y transporte urbano en una metrópoli tan concurrida como lo es el D.F., es atacar el problema desde sus raíces y estos piden con insistencia una descentralización paulatina de la vida económica del país.

Esto demanda un cambio en las políticas que el gobierno establece en cuanto a asentamientos humanos, pero parece ser que dichos estratos hacen caso omiso de la planeación del futuro, cabe hecer notar que la crisis económica que se vive en el presente influye en gran medida al tomar una u otra decisión, sin embargo, esta situación no debe prevalecer, de lo contrario, el pago histórico que nuestro país deberá hacer para con este problema será, evidentemente, desastroso y perjudicial para las mayorías que lo habitamos.

RED HORIZONTE 2010

CONDICION TOTAL 215.24 km

Sarmiento 40

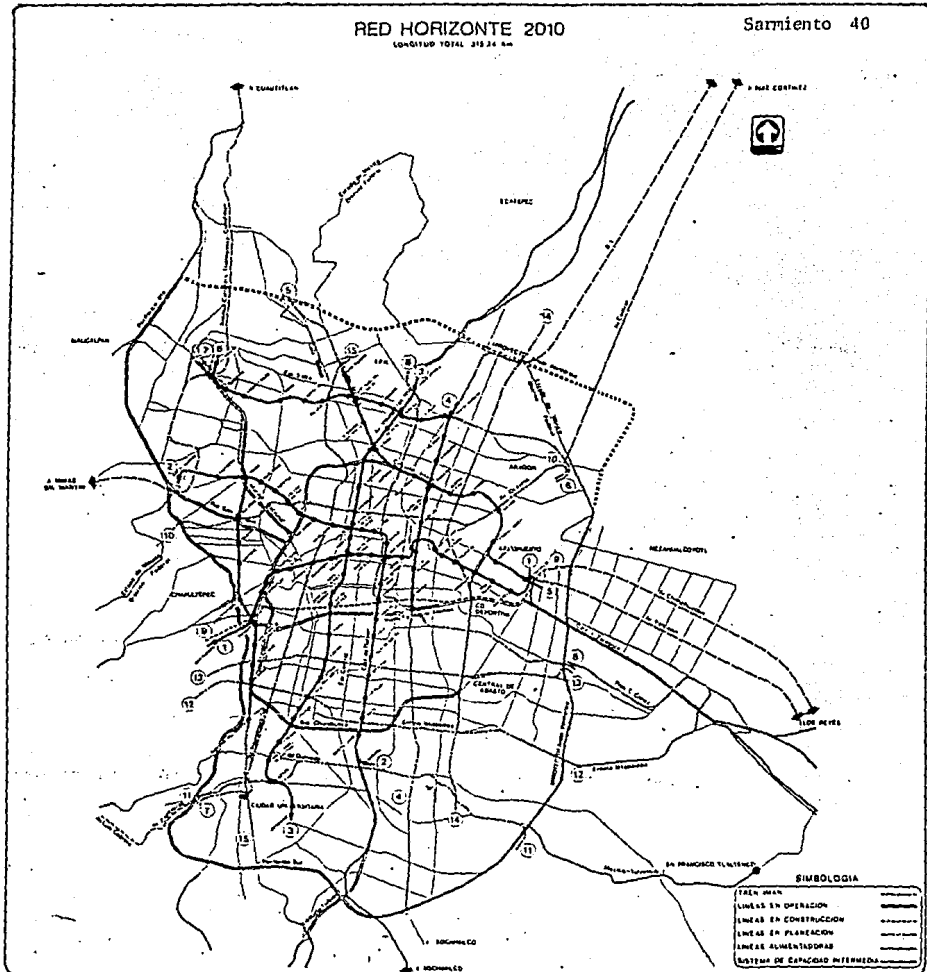


FIGURA 3.1.

3.2. ESTUDIOS DE TRAZO.

Los estudios de Ingeniería, en cuanto al trazo de las líneas del Metro se refiere, se resumen en los siguientes cuatro puntos:

- 1.- Planteamiento preliminar.
- 2.- Verificación de la geometría preliminar.
- 3.- Elaboración del proyecto definitivo y ubicación en el terreno.
- 4.- Proyecto de perfil.

Una vez seleccionado el recorrido de la Línea del Metro, se procede a realizar el planteamiento preliminar del eje de trazo mediante una poligonal gráfica llevada sobre planos fotogramétricos, tratando de colocar dicho eje en el centro aproximado de la calle a cierta distancia de los paramentos, distancia especificada por Geotécnia.

Esto permite colocar en forma semigráfica la posición de los puntos de apoyo para tangentes de trazo, además, nos permite conocer el valor de deflexiones aproximadas y plantear las curvas entre los tramos rectos. Así, se procede a la verificación de la geometría preliminar, que se refiere a la localización en el terreno de los puntos obligados del trazo. Con estos datos, se afina el proyecto, calculando las curvas reales de acuerdo a medidas lineales y ángulos verdaderos, de ésta manera se procede a la elaboración del proyecto definitivo.

Para el proyecto de perfil, se lleva a cabo una nivelación de precisión apoyada en los bancos de nivel profundo a lo largo del eje de trazo y -sobrepueta a éste, con objeto de conocer los niveles reales del terreno y en base a esta información, iniciar el proyecto de perfil. Dicho proyecto se apoya en los siguientes criterios:

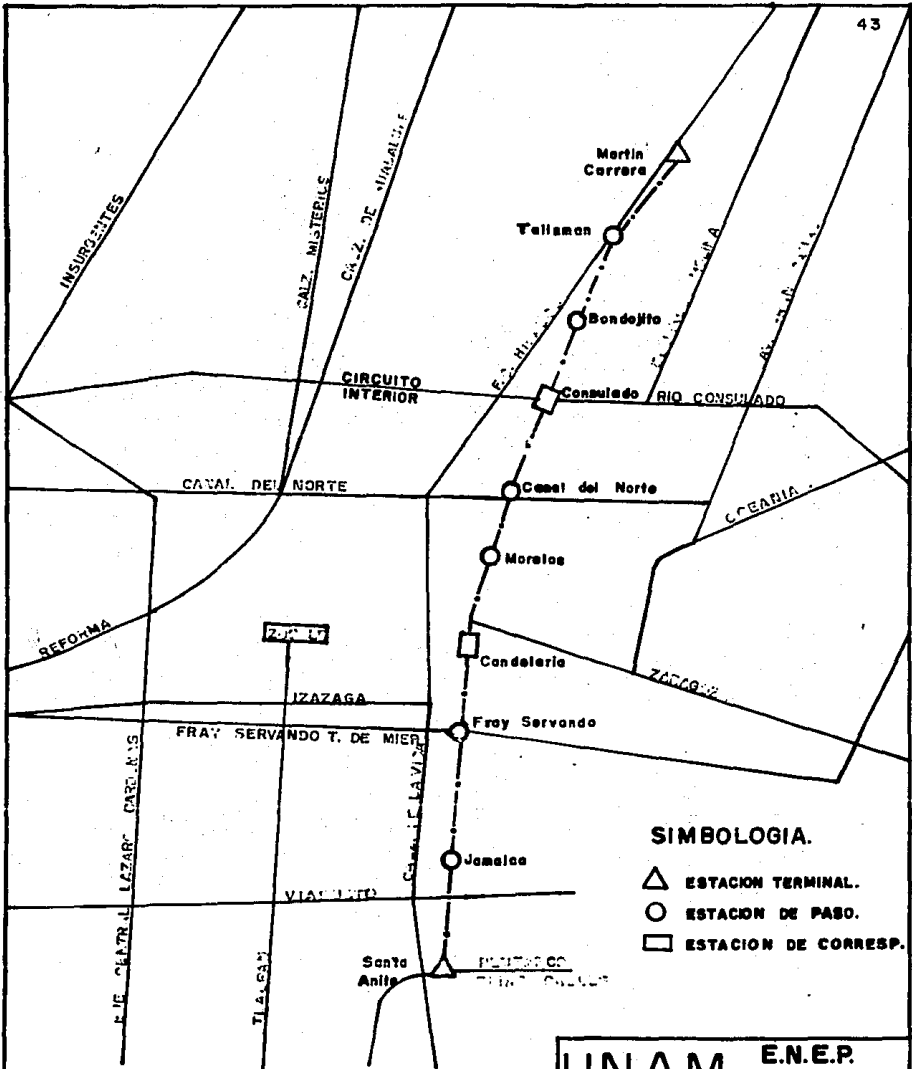
- a) Pendientes longitudinales máximas: 7%
- b) Pendientes longitudinales mínimas: 1%
- c) Relleno sobre el techo de la estructura de un metro en el hombro, con objeto de localizar, en éste espacio, las instalaciones municipales menores.

3.2.1. ESTUDIOS DE TRAZO PARA LA LINEA No. 4 DEL STC. (METRO).

Cumpliendo con los requisitos de Ingeniería antes mencionados, la línea No. 4 del metropolitano de la Ciudad de México, corre del norte al sur -- de la misma. Cuenta con una longitud de 10.37 Km. en su primera etapa, -- se inicia al norte de la Colonia Martín Carrera, sobre la avenida Ferrocarril Hidalgo y sigue hacia el sur por las avenidas: Inguarán, Imprenta y Francisco Morazán; avenidas adecuadas para aceptar este tipo de vía y a lo largo de las cuales el elevado vino a ser un elemento revitalizador del ambiente urbano. La línea cuenta con 10 estaciones que son, de norte a sur; Martín Carrera, Talismán, Bondoquito, Consulado, Canal del Norte, Morelos, Candelaria, Fray Servando, Jamaica y la estación provisional -- Santa Anita. De todas ellas, Consulado y Candelaria son estaciones de -- correspondencia con las líneas 5 y 1 respectivamente. Por otro lado, --- Martín Carrera y Candelaria son estaciones superficiales, a diferencia de las otras ocho estaciones que son elevadas. Figura 3.2.

La composición transversal de la sección está dada por un camellón cen--- tral de 5.00 m., dos arroyos de 11.0 m. y banquetas de 6.50 m. en promedio. Esto da una sección de 40.0 m. de ancho total que se mantiene a todo lo - largo de la línea del Metro.

Con esta vialidad, se tienen doce cruces con los 6 ejes viales del norte de la ciudad, entre ellos aparecen: San Juan de Aragón, Robles Domínguez Canal del Norte y Av. del Trabajo. Al sur se cruza con 4 ejes viales, - entre ellos; Fray Servando, Av. del Taller, Talismán y Av. Morelos. Así



- SIMBOLOGIA.**
- △ ESTACION TERMINAL.
 - ESTACION DE PASO.
 - ESTACION DE CORRESP.

TRAZO DE LINEA 4.

U.N.A.M. E.N.E.P.	
ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO ARMAS F. L.	
TESIS	JULIO 1987
PROFESIONAL	FIG. 3.2.

como avenidas tan importantes como: Ferrocarril Hidalgo, Talismán y --- Río Consulado. Además, cruza con la rama norte del circuito interior y con el Viaducto Miguel Alemán.

En etapas posteriores está prevista la prolongación de la línea 4, hacia el norte a Ecatepec y hacia el sur a Xochimilco, además de que paralela-
mente a la línea, se implantará uno de los ejes viales que comprende la reestructuración vial.

Entre las ventajas que involucran el sistema elevado, destacan las si---
guientes: el menor costo de la obra civil por kilómetro, la no existen-
cia de una barrera continua y el vistoso paisaje urbano que esta solu---
ción conlleva. Cabe mencionar que la existencia de instalaciones munici-
pales de considerables dimensiones a lo largo del trazo de la línea, hi-
zonecesaria una evaluación de costos entre el sistema tradicional en ca-
jón y la posibilidad de implantar la estructura elevada que eliminara la
necesidad de realizar desvíos de dichas instalaciones y que, a su vez, -
permitiera el paso de vialidades transversales y longitudinales como lo
es el ferrocarril.

3.3. ESTUDIOS DE GEOTECNIA.

El estudio del subsuelo consiste en ejecutar una serie de sondeos de exploración y extraer muestras de tipo alterado e inalterado para determinar, posteriormente, sus características a través de diversas pruebas de laboratorio.

El criterio que se establece para determinar el tipo y la profundidad de cada exploración, consiste en realizar, por lo menos, un sondeo inalterado-denominado sondeo de diseño - en los sitios donde se construyen estructuras importantes como estaciones y edificios. Los sondeos alterados -denominados sondeos de apoyo- se realizan con el objeto de determinar con mayor precisión la estratigrafía del subsuelo. La profundidad de los sondeos alterados es igual a la de los inalterados, de esta manera, se correlacionan perfectamente.

Este tipo de estudios son de primer orden, pues debemos conocer la estratigrafía y las propiedades mecánicas del subsuelo a lo largo del eje del trazo de la línea en proyecto, ya que son factores primordiales para ratificar la decisión del tipo de estructura que se utilizará.

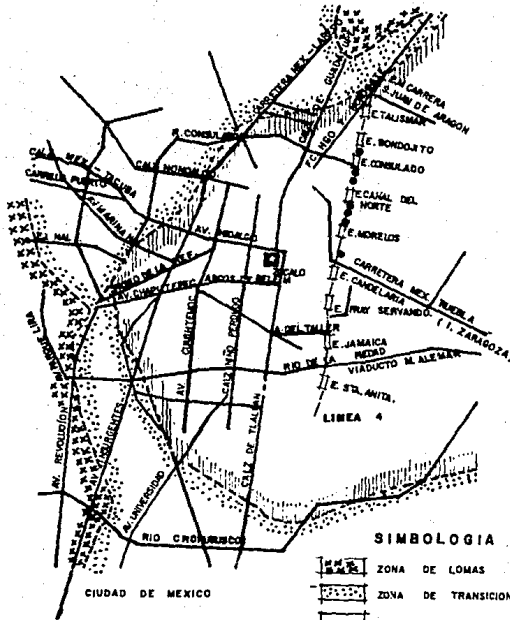
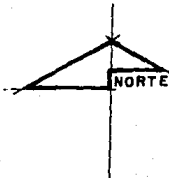
3.3.1. ESTUDIOS DE GEOTECNIA EN EL TRAZO DE LA LÍNEA No. 4 DEL STC - - (METRO).

La línea 4 del Sistema de Transporte Colectivo se extiende a lo largo de las avenidas FF.CC. Hidalgo, Inguarán, Sastrería, Imprenta y Francisco Morazán, desde la Colonia Martín Carrera hasta la Colonia Santa Anita en el Distrito Federal.

Se ubica dentro de la zona lacustre del área urbana, desde el punto de vista estratigráfico. También se le conoce como zona del lago, terreno de alta compresibilidad. Figura 3.3.

Desde el punto de vista estructural, se clasifica dentro de la zona III -zona de alta compresibilidad-.

En virtud de la importancia de la estructura, se realizaron pruebas de



**LOCALIZACION DE LA LINEA 4 ELEVADA
EN RELACION CON LA ZONIFICACION
DE LA CD. DE MEXICO.**

U. N. A. M.	
ENEP	ACATLAN
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO ARMAS F. L.	
TESIS PROFESIONAL	
JULIO - 1987	FIG. 3.3

penetración estándar en cada uno de los lugares donde se localizaría un apoyo o columna.

Dichos sondeos se utilizaron solo para verificar la estratigrafía de la zona así como la posición del nivel de aguas freáticas -NAF-.

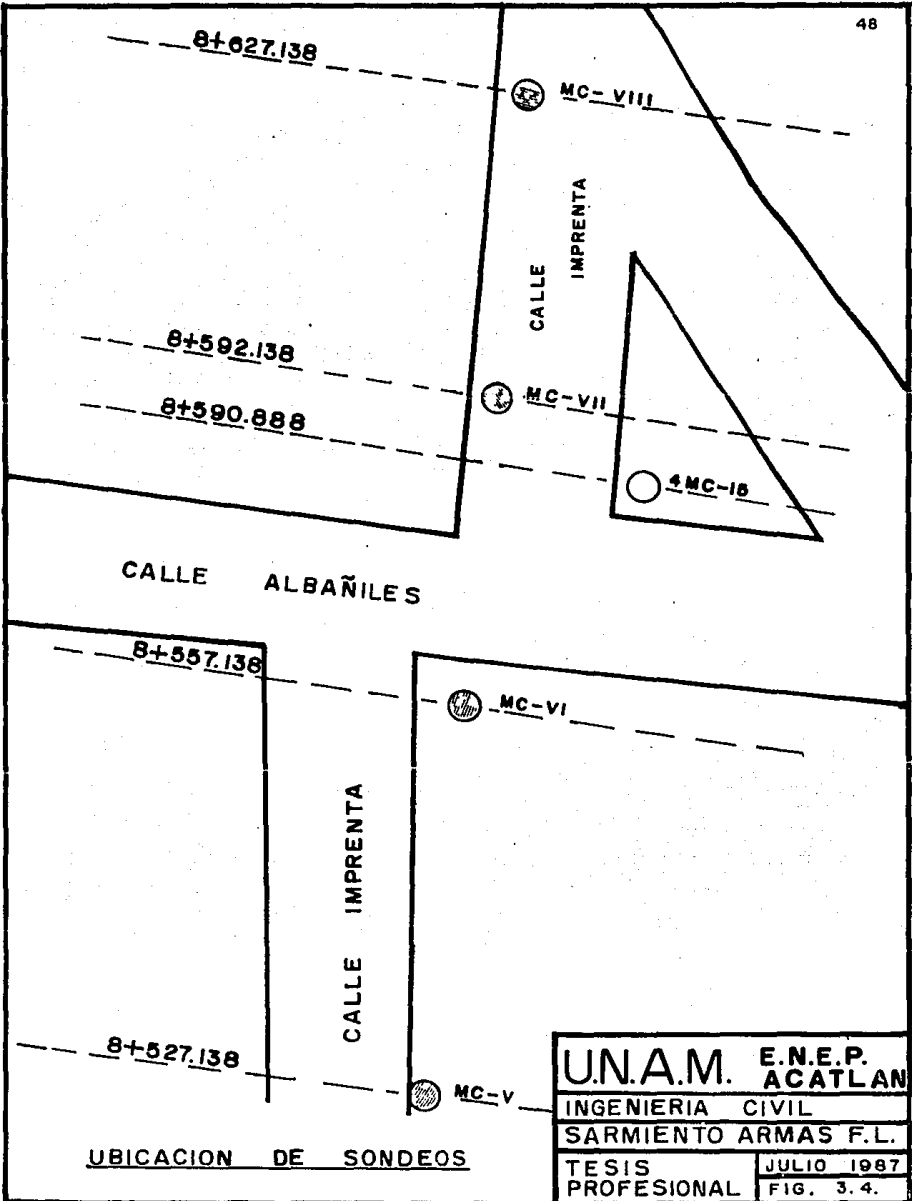
Interpretando la estratigrafía del terreno, así como los resultados de las pruebas de penetración estándar, se concluyó en la gran homogeneidad y similitud del mismo a lo largo del trazo de la línea 4. Por esto, se consideró que un solo sondeo de tipo inalterado -sondeo de diseño- que nos presentará todas las características del suelo ahí existente, a cada determinada distancia, era más que suficiente para determinar los parámetros de diseño de la cimentación.

Para la obtención de muestras de tipo inalterado se utilizó tubo shelby y cuando fue necesario, barril Dénison. La profundidad de exploración fue de 52.00 m. en todos los casos y el NAF se localizó muy superficial generalmente.

A continuación se muestra la estratigrafía aproximada de la zona que ocupan los sondeos denominados: 4MC-15, sondeo de diseño cuyo cadenamiento es 8+590.888, sondeo MC-VI, sondeo de apoyo localizado en el cadenamiento 8+577.138 y el sondeo MC-V, sondeo de apoyo ubicado en el cadenamiento 8+527.138. Figuras 3.4. y 3.5.

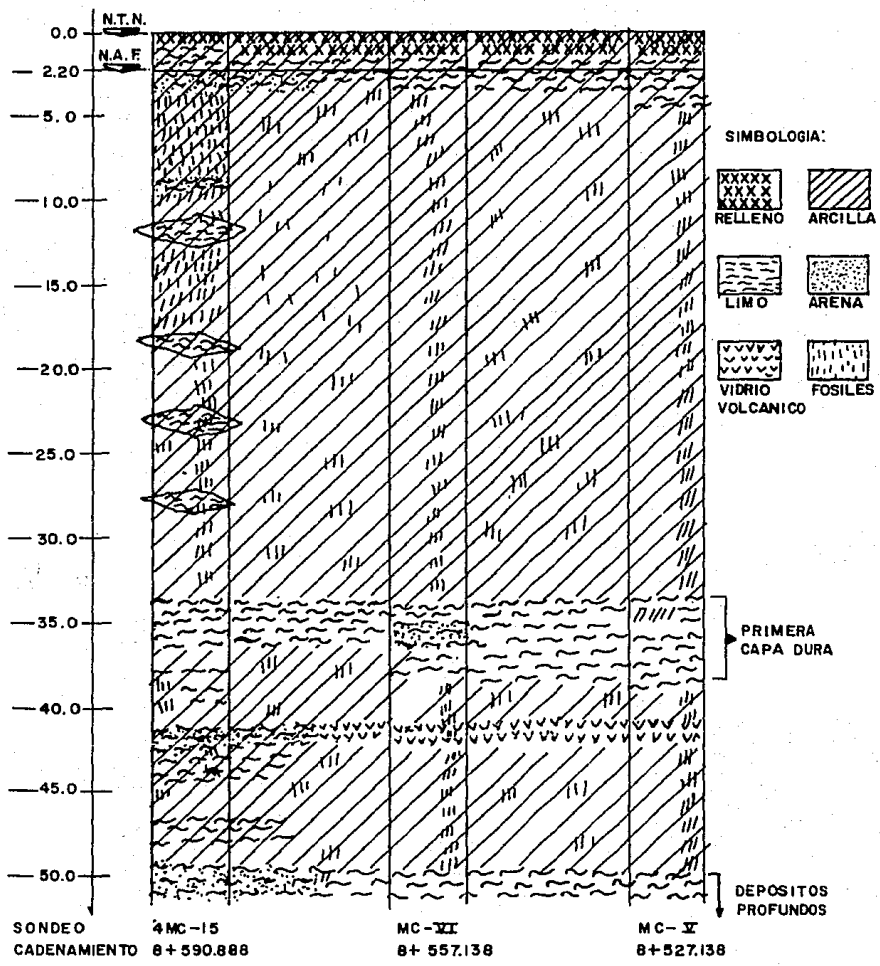
Así, también se muestran algunos resultados de las pruebas realizadas al sondeo de diseño y a diferentes profundidades, tales como: límites de consistencia o límites de Atterberg, resultados de ensayos en compresión simple, ensayos en compresión triaxial-rápida, ensayos de compresibilidad y ensayos de corte directo no drenado.

Por lo tanto, después de obtener las rigurosas pruebas índice, se obtuvieron datos como límites de consistencia, resultados de pruebas de compresión simple y triaxial y resultados de pruebas de consolidación para análisis de asentamientos. Todo con el fin de proporcionar datos para la cimentación más adecuada. Debido a que el hundimiento regional en -



UBICACION DE SONDEOS

UNAM. E.N.E.P. ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO ARMAS F.L.	
TESIS PROFESIONAL	JULIO 1987
FIG. 3.4.	



ESTRATIGRAFIA
APROXIMADA DE LA ZONA

U.N.A.M. E.N.E.P.	
ACATLAN	
INGENIERIA CIVIL	
SARMIENTO ARMAS P.L.	
TESIS PROFESIONAL	JULIO 1987
	FIG. 3.5.

PROFUNDIDAD MEDIA	W	LL	LP	IP	Cr	CLASIFICACION
m.	%	%	%	%		S.U.C.S.
11.70	167.8	328.0	91.1	256.9	0.67	C H
13.60	177.4	188.0	57.5	130.5	0.08	C H
18.20	196.1	194.8	40.4	154.4	0.00	C H
22.20	324.0	348.3	129.4	218.9	0.11	M H
30.60	273.6	251.0	79.4	171.6	0.13	C H
42.30	183.6	197.5	61.9	135.6	0.10	C H

NOMENCLATURA.

W - CONTENIDO NATURAL DE AGUA.

LL - LIMITE LIQUIDO.

LP - LIMITE PLASTICO.

IP - INDICE PLASTICO.

Cr - CONSISTENCIA RELATIVA. $Cr = \frac{LL - W}{IP}$

TABLA 3.1. LIMITES DE CONSISTENCIA. METRO ELEVADO L-4. SONDEO 4-15.

PROF.	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO NATURAL DE AGUA	GRADO DE SATURACION INICIAL	RESIST. A LA COMP. SIMP.	DEFORM. A LA RUPTURA	PESO VOLUM. HUM.	SECO	CLASIF. S.U.C.S.
m.	S_s	e_i	W %	G_i %	σ kg/cm ²	ϵ_r %	γ_h kg/m ³	γ_s	
1.30			53.5				1417	923	-
2.20			52.5				1546	1014	-
2.70			238.9				1203	355	-
3.60	2.60	4.27	156.8	95.5	0.74	1.427	1268	494	-
5.40			355.3				1117	245	-
7.50	2.30	8.06	352.3	100.5	0.44	5.695	1147	254	-
9.80	2.37	8.83	386.3	103.7	0.39	4.079	1173	241	-
11.50	2.37	4.43	208.5	111.3	0.24	5.522	1348	437	CH
13.43	2.39	6.93	289.5	99.8	0.41	3.926	1175	302	CH
15.70	2.38	5.85	246.1	100.1	0.62	3.796	1202	347	-
18.00	2.36	10.28	440.3	101.1	0.35	2.866	1130	209	CH
20.10	2.18	5.67	265.5	102.1	0.51	2.275	1195	327	-
21.82	2.12	8.69	415.1	101.3	0.76	4.517	1127	219	-
24.50	2.32	8.60	368.9	99.5	0.61	3.573	1134	242	-
26.60	2.32	8.02	344.2	99.6	0.38	2.203	1142	257	-

TABLA 3.2. RESULTADOS DE ENSAYES DE COMPRESION SIMPLE.
METRO ELEVADO L-4. SONDEO 4-15.

PROF.	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS INICIAL	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		DEFORM. PORCENT.	ESFUERZO PRINCIPAL		PESO VOLUMETRICO	
	Ss	e _i	W _i	W _f	G _i	G _f	δ/L	σ _{II}	σ _I	δ _h	δ _s
m.			%	%	%	%	%	kg/cm ²			kg/m ³
9.60	2.29	8.45	372.8	375.7	101.0	101.8	9.01	0.25	0.84	1146	242
	2.30	8.45	369.3	371.9	100.5	101.2	6.95	0.50	1.09	1242	243
	2.29	8.50	371.1	372.6	100.0	100.4	9.08	0.75	1.38	1135	241

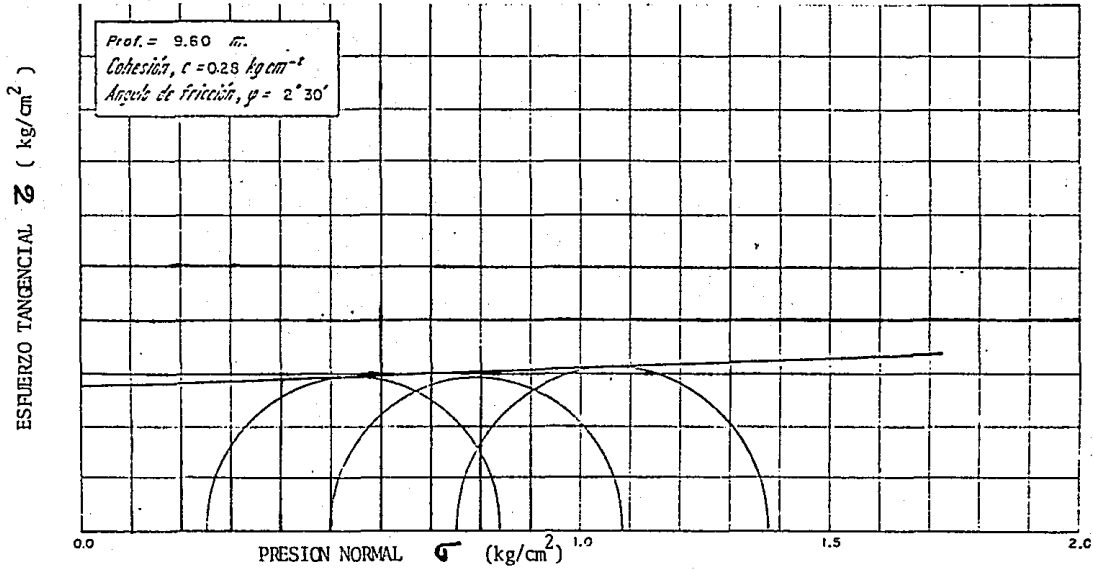


TABLA 3.3. RESULTADOS DE ENSAYES DE COMPRESION TRIAXIAL RAPIDA. METRO L-4. SONDEO 4-15.

PROF. MEDIA	DENSIDAD DE SOLIDOS Ss	RELACION DE VACIOS		CONTENIDO DE AGUA		LIMITES DE CONSISTENCIA		INDICE DE PLASTICIDAD Ip	CLASIFICACION S. U. C. S.
		NATURAL e	FINAL e _f	NATURAL W %	FINAL W _f %	LIQUIDO LL %	PLASTICO LP %		
	2.45	9.51	9.46	371.8	370.0				
5.60	2.43	9.26	9.15	369.5	365.1				
	2.40	9.14	9.04	366.2	361.9				
	2.40	12.18	12.08	481.5	477.3				
13.80	2.38	13.81	13.71	552.9	548.2	188	57.5	130.5	CH
	2.40	11.40	11.24	455.7	448.9				
	2.45	3.17	3.12	89.6	87.4				
26.40	2.51	7.50	7.44	286.5	284.1				

TABLA 3.4. RESULTADOS DE CORTE DIRECTO NO DRENADO.
METRO ELEVADO. LINEA 4. SONDEO 4-15.

PROF.	DENSIDAD DE SOLIDOS	RELACION DE VACIOS	CONTENIDO DE AGUA		GRADO DE SATURACION		LIMITE LIQUIDO	INDICE PLASTICO	PESO VOL.	CLASIFICACION
m.	S _s	e _i	W _i %	W _F %	G _i %	G _F %	LL %	IP %	γ _a kg/m ³	S.U.C.S.
11.70	2.35	7.953	326.5	155.1	96.5	108.0	328	236.9	1119	CH

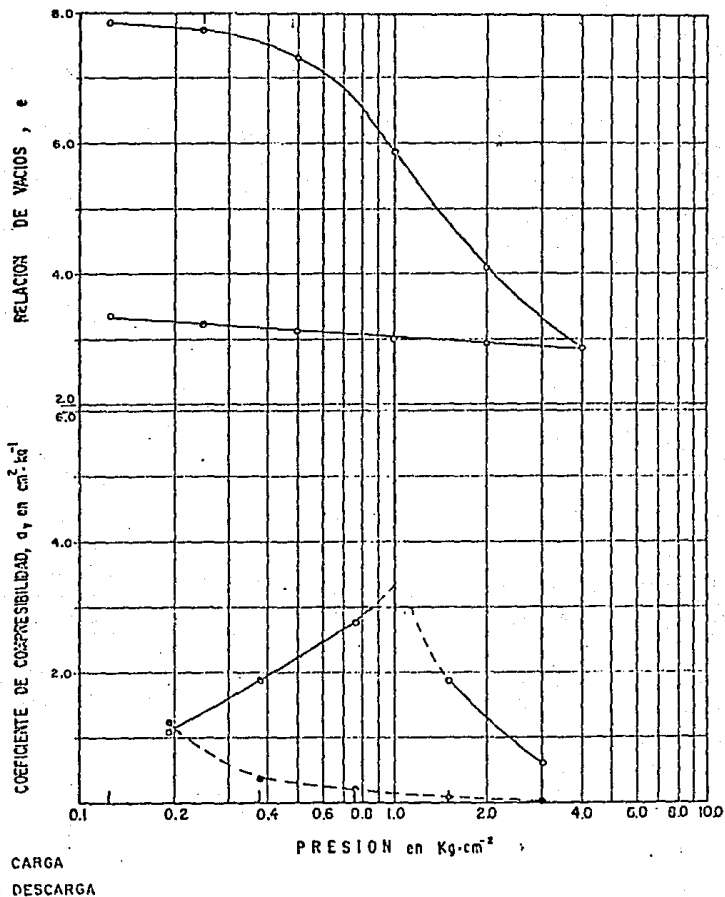
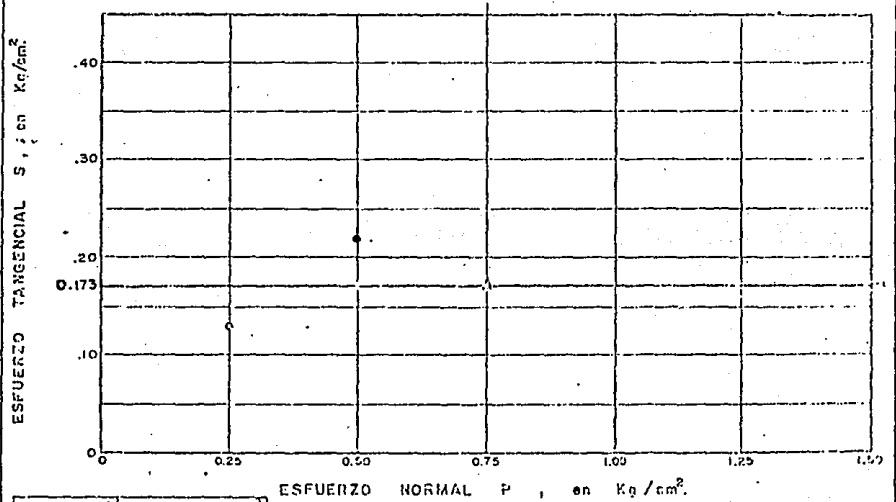
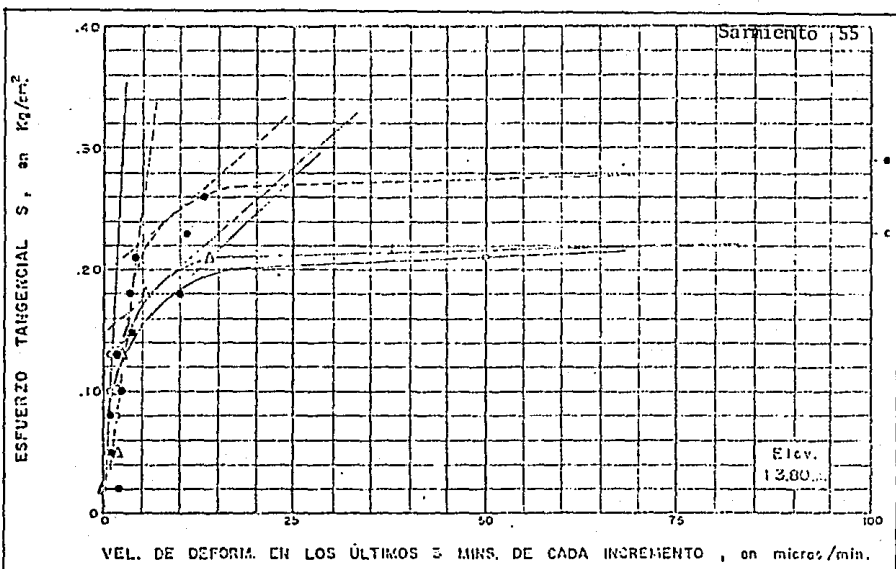


FIGURA 3.6. ENSAYES DE COMPRESIBILIDAD. METRO ELEVADO L-4. SONDEO 4-15.



○	0.25 Kg/cm²
●	0.50 Kg/cm²
△	0.75 Kg/cm²

FIGURA 3.7. RESULTADOS DE ENSAYES DE CORTE DIRECTO NO DRENADO, METRO ELEVADO - L-4, SCNDEO 4-15.

el Valle de México es de suma importancia para el desplante de la cimentación en las estructuras de la zona, fué necesario optar por una cimentación que siguiera dicho hundimiento, y se estudiaran varias alternativas desde el uso de cajones compensados hasta el de zapatas semicompen-sadas con pilotes de fricción, alternativa finalmente adoptada.

Los siguientes incisos muestran los valores totales admisibles que se utilizaran desde el punto de vista de Mecánica de Suelos para determinar las dimensiones de las zapatas así como el número de pilotes por apoyo.

- a) Capacidad de carga con factores de seguridad iguales a 1.20 bajo sollicitaciones estáticas y dinámicas.
- b) Hundimiento total no mayor de 15 cm. en cada apoyo.
- c) Hundimiento diferencial máximo entre apoyos contiguos no mayor de 4 cm.
- d) Esfuerzos finales inducidos por la solución de cimentación en los estratos compresibles no mayores de la carga de preconsolidación del suelo en la profundidad de análisis.
- e) Presión máxima admisible al nivel de desplante de la losa de cimentación de:

$8.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ a $8.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ en tramo y de $9.0 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ a $9.50 \frac{\text{ton}}{\text{m}^2}$ en estación.

3.4. ESTUDIOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES.

La Comisión de Vialidad y Transporte Urbano (COVITUR) del Departamento del Distrito Federal, consciente de la necesidad de tener un mejor conocimiento del concreto fabricado para sus obras del Metro en construcción y proyecto, ha realizado estudios para investigar las características de los concretos que se pueden elaborar en el área metropolitana. Se estudió a fondo su resistencia, su comportamiento elástico-plástico, su manejabilidad y los rasgos más peculiares de sus componentes: agregados pétreos, cemento y agua- así como el mismo concreto ya elaborado tanto fresco como endurecido.

Para lo anterior, COVITUR contrató los servicios de GEOSISTEMAS, S.A. y la asesoría del Instituto de Ingeniería de la UNAM para los estudios especiales del concreto. Para los diferentes ensayos se aplicaron las normas de la American Society for Testing and Materials (ASTM), de la Dirección General de Normas (DGN), de la Secretaría de Patrimonio y Fomento Industrial con sus Normas Oficiales Mexicanas (NOM) y de la American Association of State Highway and Transportation Officials (AASHTO).

3.4.1. ESTUDIOS DE RESISTENCIA DE MATERIALES PARA LAS ESTRUCTURAS DE LA LINEA No. 4 DEL STC. (METRO).

De los estudios realizados se obtuvieron los siguientes resultados:

a) Agregados. Ver tabla 3.5.

— En general la arena y la grava sobrepasan el contenido de finos admitido.

— Se observó que los agregados reaccionan con los álcalis del cemento.

— En combinaciones cemento-agregado se observó que la mayoría presentan expansiones menores a 0.10 a la edad especificada de 6 meses.

ANALIZADO PARA CONCRETO	DE ESPECIFICACION DE PROVEEDORES.				DE MEZCLAS DE		DE LINEA 4 METRO.	
	ASTM C-33.				PRUEBA.			
MATERIAL	GRAVAS	ARENAS	GRAVAS	ARENAS	GRAVAS	ARENAS	GRAVAS	ARENAS
Densidad (seca)			2.26	2.21	2.256	2.235	2.254	2.235
Absorción (%)			5.33	5.97	5.08	5.75	5.46	5.90
Peso vol.suelto(kg/m ³)			1317	1363	1301	1384	1351	1395
Peso vol.comp. (kg/m ³)			1438	1501	1405	1519	1474	1540
Pérd. lavado malla 200(%)	1.0	5.0	4.01	14.58	2.45	8.51	3.15	7.25
Arcilla por sedimentación (%)		3.0		3.16		2.70		3.18
Materia orgánica		NO		NO		NO		NO
Material pasa malla 100 (%)		10		9.5		9.25		11.5
Módulo de finura				2.9		3.04		2.97
Arena (%)	10		11				11	
Grava (%)	90		89				89	
Partículas desmenuzables (%)	5.0	3.0	1.05	1.52	0.10	0.87	0.06	0.95
Partículas ligeras (%)	1.0	1.0	0,4	0.25	0.2	0.24	0.2	0.2
Pérdidas al desgaste (%)	50		44	43.22			42.40	

TABLA No. 3.5. RESUMEN PROMEDIO DE PROPIEDADES FISICAS EN GRAVAS Y ARENAS EMPLEADAS EN LOS CONCRETOS ANALIZADOS EN EL ESTUDIO.

b) Concreto elaborado en planta. Ver tabla 3.6.

— Los cementos empleados fueron analizados física y químicamente con resultados que en general cumplen con las normas correspondientes.

— En la práctica, se obtuvo un módulo de elasticidad de $8159\sqrt{f'c}$, -- menor que el teóricamente supuesto que es de $10000\sqrt{f'c}$. Figura 3.8.

— La resistencia a la tenso-compresión en relación con la resistencia a compresión, presenta una ecuación como la siguiente:

$f_t = 8.2368 + 0.0488\sqrt{f'c}$ por mínimos cuadrados y $f_t = 1.3286\sqrt{f'c}$ cuadrático.

— Al estudiar la relación $E_c/\sqrt{f'c}$, se observó la influencia que tienen los altos contenidos de polvo en los concretos.

— El módulo de Poisson que se obtuvo ($\mu=0.3275$), fue superior al utilizado comúnmente ($\mu=0.20$).

— La deformación última (ϵ_u) o a la falla fue de 0.00383. Este valor queda comprendido entre los límites $\epsilon=0.0043$ (máx) y $\epsilon=0.0021$ (mín).

c) Fluencia y contracción.

Se estudiaron los concretos con resistencia entre 250 Kg/cm^2 y 300 Kg/cm^2 a las edades de 7, 14 y 28 días y a un esfuerzo del 40% de la resistencia esperada a las edades de carga tomándose en cuenta los porcentajes de --- polvo totales.

En general, el concreto de los proveedores adolece de mayores fluencias que las mezclas de laboratorio.

MUESTRA	No. ENSAYES	f'c (media) kg/cm ²	σ kg/cm ²	COEF. DE VAR. (%)	\bar{E}_c (media) kg/cm ²	σ kg/cm ²	COEF. DE VAR. (%)	E _c =10000 $\sqrt{f'c}$ f'c determ. en laborato- rio. (media).	PROMEDIOS	
									$\bar{E}_c / \sqrt{f'c}$	$\bar{E}_c / \sqrt{550}$
M-1 al M-2046	2523	395.80	33.11	8.37	163626	11696	7.15	198947	8225	8746
M-55 al M-863	2523	395.80	33.11	8.37	163626	11696	7.15	198947	8225	8746
BALSA	2243	398.25	32.17	8.08	165191	10816	6.55	199562	8278	8830
CARSA	226	376.25	32.24	8.57	150097	9872	6.58	193979	7738	8023
LACOSA	14	325.86	40.05	12.29	143000	12551	8.78	177071	7922	7644
CM S.A.	40	392.92	28.92	7.36	159544	11167	7.00	198230	8048	8528

E_c determinado en labora-
torio.

NOTAS:

- Resistencia del concreto de proyecto a los 28 días del colado; $f'c=350$ kg/cm².
- Módulo de elasticidad del concreto para condiciones estáticas; $E_c=10000$ $f'c = 187100$ kg/cm².
- Los colados aquí mencionados; se realizaron del 20-IX-78 al 31-VII-81, y del 4-VIII-81 al 30-VIII-81.

TABLA No. 3.6. RESUMEN DE RESULTADOS DEL CONCRETO UTILIZADO EN LA LINEA 4.

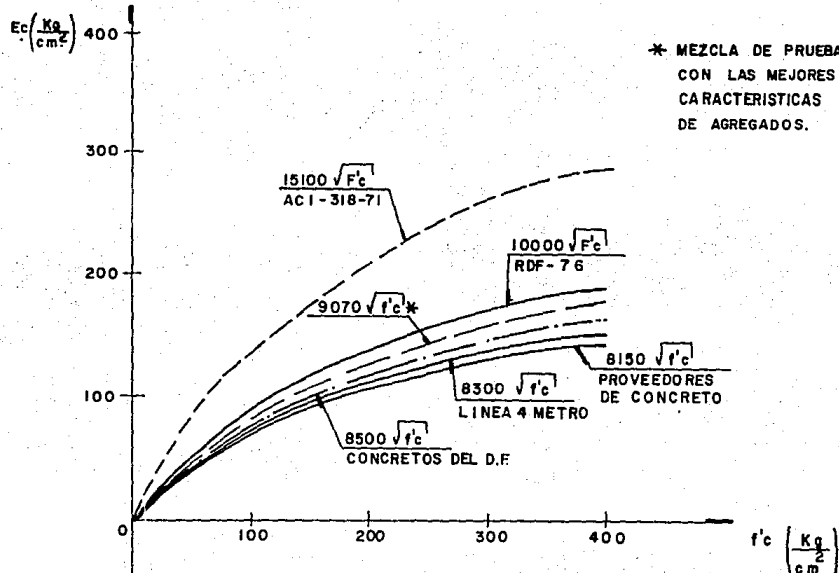


FIGURA 3.8. MODULO DE ELASTICIDAD ESTATICO EN RELACION CON LA RESISTENCIA A COMPRESION. OBTENIDOS CON AGREGADOS COMUNES EMPLEADOS EN EL DISTRITO FEDERAL.

UNAM.	E.N.E.P.
INGENIERIA CIVIL	ACATLAN
SARMIENTO ARMAS F.L.	
TESIS	JULIO 1987
PROFESIONAL	FIG. 3.8.

d) Concreto utilizado en la estructura de la línea 4 elevada.

— Las trabes postensadas del Metro elevado se fabricaron con un concreto de resistencia igual a $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$ bombeable con revenimiento inicial de 4 a 6 cm. y la incorporación de un fluidizante para obtener un revenimiento final de 11 cm.

— Los agregados pétreos utilizados para este concreto fueron los que presentaban las menores cantidades de polvo.

— En cuanto a las resistencias y módulos de elasticidad de los concretos, el valor promedio de la relación $E_c/\sqrt{f'c}$, fue de 8225 y cuando se utilizó $f'c = 350 \text{ Kg/cm}^2$, el valor promedio correspondiente fue de 8746 - a los 28 días.

— Se encontró que al disminuir los finos, el valor del parámetro $E_c/\sqrt{f'c}$, se incrementa a más de 8500.

— De las pruebas a los 28 días, se obtuvo la relación entre la resistencia a la tenso-compresión con la resistencia a la compresión deduciéndose la ecuación cuadrática siguiente; $f_t = 1.273\sqrt{f'c}$ y la ecuación lineal $f_t = 10.0522 + 0.03865\sqrt{f'c}$.

— La relación de Poisson se determinó y sus valores se relacionaron con la resistencia a la compresión. Las cifras se compararon con los límites recomendados por la ASTM^(*), formulándose un histograma. Figura 3.10.

(*) ASTM. American Society of Testing Materials. Sociedad Americana de Prueba de Materiales.

— Se realizaron pruebas y se obtuvieron datos de la deformación última (ϵ_u) con lo que se elaboró el histograma de la figura 3.9.

CONCLUSIONES.

— Agregados.

El contenido de finos es alto y la densidad es baja. La granulometría no es adecuada pero es corregible en el banco mediante cribado y mezcla de materiales.

La reactividad de los álcalis del cemento con los agregados es aceptable.

— Concreto.

Los contenidos de polvos de los agregados obligan al aumento de más del 15% del consumo de cemento y de agua para que alcancen la resistencia de especificación.

El aumento de la pasta agua-cemento se refleja en mayores contracciones por secado y en elevar las deformaciones a corto y a largo plazo.

Con 10% de finos en total, el módulo de elasticidad E_c es aproximadamente de $8500\sqrt{f'c}$, si disminuyera al 6%, el valor promedio podría llegar a $9000\sqrt{f'c}$.

— La relación de Poisson en los concretos de proveedores es mucho mayor que en las mezclas de prueba, pero en estas, la relación aún es demasiado alta. Por esto, las deformaciones que presentan los concretos son inmediatas e inevitables.

El valor máximo ASTM, es $\mu=0.20$ y el promedio en mezclas es $\mu=0.28815$, ó sea un 44% mayor que el porcentaje de deformación a corto plazo.

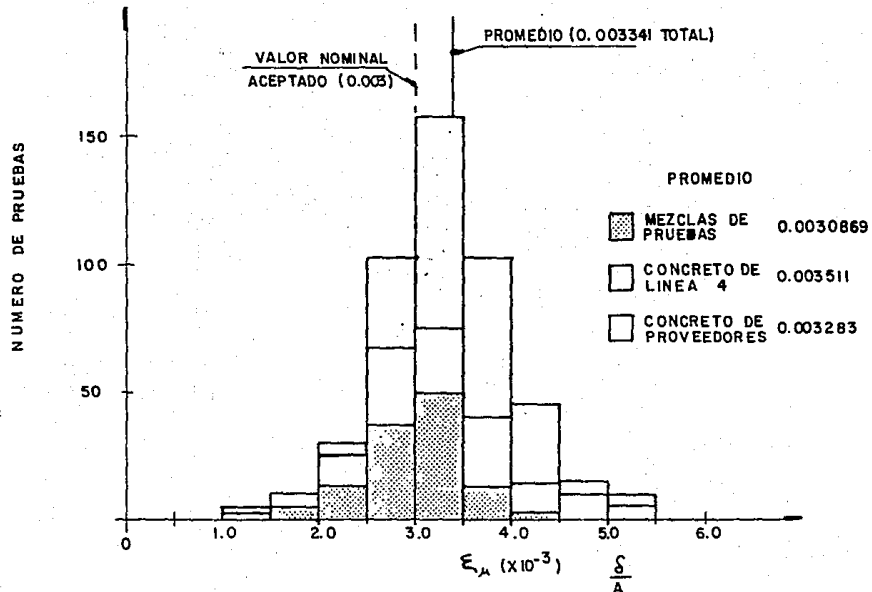
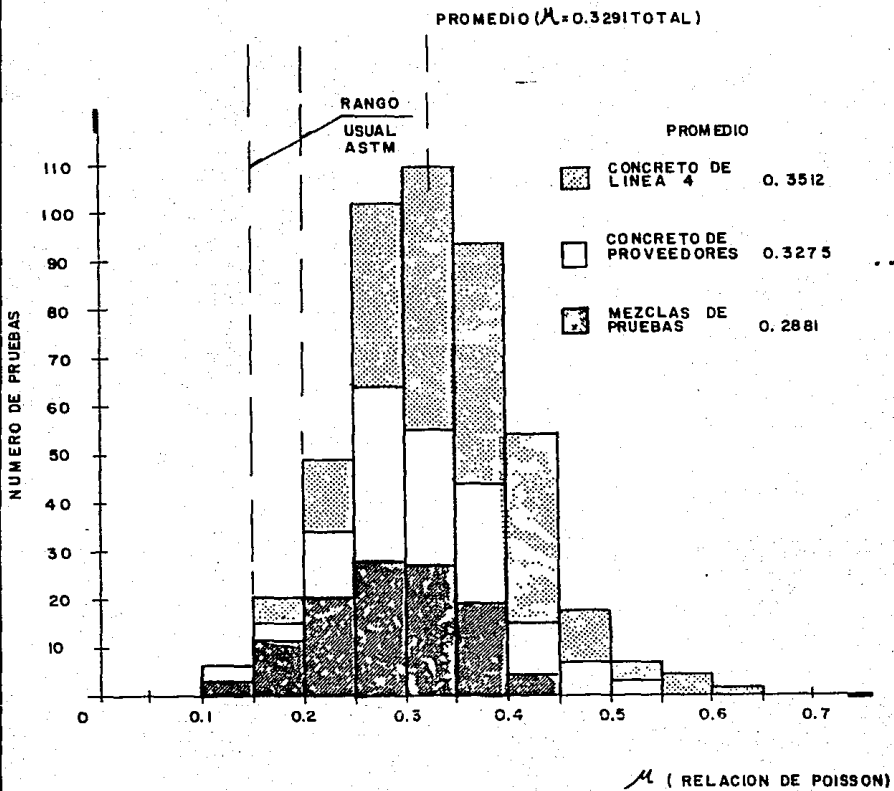


FIGURA 3.9. HISTOGRAMA. RESULTADOS DE LA DEFORMACION ULTIMA MEDIDA AL ESFUERZO MAXIMO EN LOS CONCRETOS.

UNAM. E.N.E.P.
 INGENIERIA CIVIL ACATLAN
 SARMIENTO ARMAS F. L.
 TESIS JULIO 1987
 PROFESIONAL FIG. 3.9.



HISTOGRAMA DE RESULTADOS DE PRUEBAS
DE RELACION DE POISSON EN CONCRETOS.

U.N.A.M.	E.N.E.P. ACATLAN
INGENIERIA	CIVIL
SARMIENTO ARMAS F. L.	
TESIS	JULIO 1987
PROFESIONAL	FIG. 3.10.

— Las deformaciones unitarias por contracción y fluencia son afectadas en forma más apreciable por el contenido de polvo, estas pueden ser reducidas entre 23% y 31%, lavando los agregados para reducir el contenido total del polvo.

El contenido de polvo en los agregados de las trabes postensadas no --- afecta de manera tan apreciable el comportamiento deformacional en sentido vertical ni horizontal. Otros factores tienen una influencia más importante, tales como: la carga efectiva de tensado, que es de mayor influencia y las variaciones de deformabilidad de los concretos, propios de este material.

Es necesario corroborar la influencia de los finos en el llamado flujo -- plástico, con marcos que tengan cilindros cargados con 2, 3 o más años, o el mayor tiempo posible.

CAPITULO CUATRO

4. ANALISIS DE LOS ELEMENTOS ESTRUC
TURALES DEL TRAMO ELEVADO DE LA
LÍNEA No. 4 DEL SISTEMA DE TRANS
PORTE COLECTIVO. METRO.

Al proyectar la solución elevada, se encontró la necesidad de conservar el mayor número posible de carriles de circulación en las avenidas donde se empleará ésta. Esto llevó a la decisión de utilizar una sola hile
ra de columnas de apoyo.

Las trabes que se encuentran en la parte superior, son presforzadas. Constan de tres nervaduras y losa en la parte superior e inferior de la misma.

Las columnas son de sección variable, pues por razones arquitectónicas se reduce del extremo superior hasta la base. Estructuralmente, una se
cción constante que incluyera ménsulas era suficiente. En el extremo superior, las dimensiones de la columna están regidas por los espacios necesarios entre trabes para hacer posible el postensado y por la sepa
ración entre apoyos, perpendicular a la línea, para tomar eficientemen
te el momento de cabecéo y de sismo. Figura 4.1.

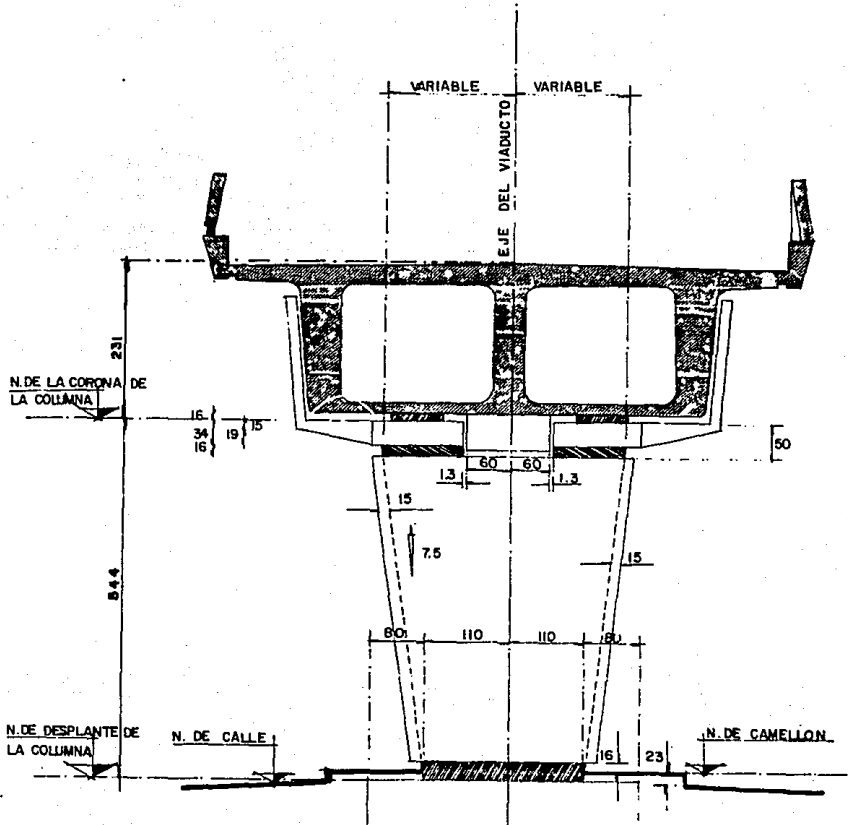
En la parte inferior de la columna existe un dado de repartición de -- carga y una zapata en la cimentación de la misma, todo esto apoyado so
bre pilotes trabajando a fricción con el terreno.

En las esquinas de las zapatas se dejaron preparaciones para colocar pilotes de control a futuro, cuya función será la de enderezar la estructura en caso de que sea necesario.

IDEALIZACION DE LA ESTRUCTURA.

Para analizar los efectos sísmicos, la estructura se consideró como un péndulo invertido según el Reglamento de Construcción para el D.F., ya que más del 50% de su masa está concentrada en la parte superior y basta la formación de una sola articulación plástica en la columna para producir el colapso, lo que hace que sea una estructura vulnerable a los efectos sísmicos y obliga a diseñarla tomando en cuenta todos los efectos que puedan obrar en ella.

En lo que respecta a la trabe, ésta se consideró con un apoyo articulado en el extremo norte según la dirección de la línea y un apoyo simple en el extremo sur. Esta idealización se hizo con el propósito de permitir que la trabe tuviera libertad de movimientos producidos por efectos internos y externos, tales como: contracciones volumétricas, deformaciones por postensado, aceleración y frenaje de trenes, sismo, etc.



SECCION TRANSVERSAL EN TRAMO

U. N. A. M.	
ENEP	ACATLAN
INGENIERIA	CIVIL
SARMIENTO	ARMAS F. L.
TESIS	PROFESIONAL
JULIO 1987	FIG. 4.1.

4.1. PROPIEDADES DE LA ESTRUCTURA.

En el análisis de un péndulo invertido, es necesario tomar en cuenta la masa y la inercia rotacional que los elementos en la parte superior de éste, como son trabe y peso propio, generan.

Dichos elementos tienden a producir un desplazamiento y un giro en el extremo superior de la columna.

Los efectos de masa e inercia rotacional serán los causados por las cargas muertas y vivas en ambas direcciones.

4.1.1. MASA E INERCIA ROTACIONAL DE LA TRABE.

La inercia rotacional J_{z_0} de la masa m de un cuerpo respecto a su centroide, se define como el momento polar de inercia de su sección transversal, multiplicado por su longitud L y su peso volumétrico γ , dividido entre la aceleración de la gravedad g .

De acuerdo a la figura 4.2., tenemos:

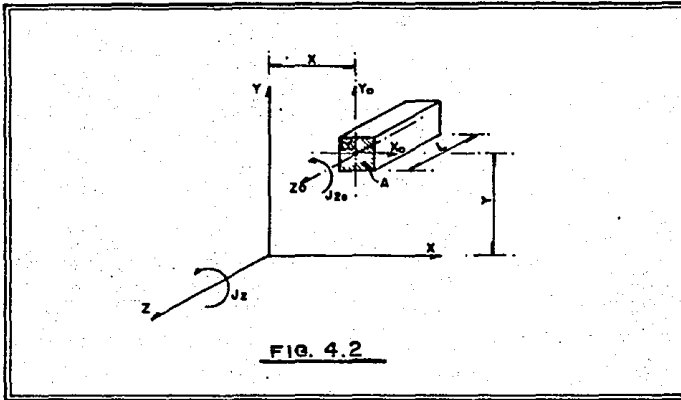
$$J_{z_0} = Iz_0 \quad \frac{L\gamma}{g} = (Ix_0 + Iy_0) \quad \frac{L\gamma}{g} \quad \text{--- (4.1).}$$

Utilizando el teorema de Steiner o de los ejes paralelos (Referencia 8) obtenemos la inercia rotacional respecto a un eje paralelo:

$$J_z = J_{z_0} + md^2 \quad \text{--- (4.2).}$$

Considerando que $m = \frac{AL\gamma}{g}$ y $d^2 = x^2 + y^2$, y sustituyendo (4.1) en (4.2), obtenemos:

$$J_z = \frac{L\gamma}{g} \left[Ix_0 + Iy_0 + A(x^2 + y^2) \right] \quad \text{--- (4.3).}$$



4.1.1.1. MASA E INERCIA ROTACIONAL PARA CARGAS MUERTAS.

a) Dirección Transversal.

De acuerdo a la sección utilizada en la trabe presforzada, todas las cargas muertas son simétricas respecto al eje de trazo. Si ubicamos los ejes globales X, Y, Z, en la base de la trabe. Figura 4.3.

El centroide estará sobre el eje global Y, a una distancia Y_c del eje global X; por lo que la ecuación (4.3) se modificará de la siguiente forma:

$$J_z = \frac{L}{g} \left[I_{X_0} + I_y + AY_c^2 \right] \quad \text{--- (4.4)}$$

Donde:

L = Longitud Tributaria de la trabe

A = Área total de la sección

I_{X_0} = Momento de inercia de la sección respecto al eje Y_0

I_y = Momento de inercia de la sección respecto al eje Y .

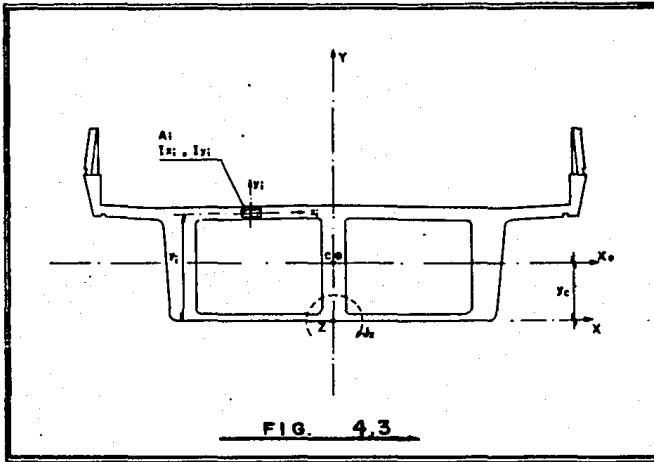


FIG. 4.3

Tomando en cuenta los parámetros de la figura 4.3., para una área A_i , el momento de inercia $I_{X_{O_i}}$ respecto al eje X_O , valdrá:

$$I_{X_{O_i}} = I_{X_i} + A_i (Y_i - Y_c)^2$$

Sumando para todas las secciones parciales, y tomando en cuenta que por momentos estáticos:

$$Y_c = \frac{\sum A_i Y_i}{\sum A_i}$$

Sustituyendo y desarrollando, obtenemos:

$$I_{X_O} = \sum I_{X_i} + \sum A_i Y_i^2 - Y_c^2 \sum A_i \quad \dots (4.5)$$

Asimismo, para I_y , tomando en cuenta que $X_c = 0$, tenemos:

$$I_{y_0} = \sum I_{yi} + \sum A_i X_i^2 \quad \text{--- (4.6.)}$$

En las tablas siguientes se calculan los elementos necesarios para obtener los valores de las ecuaciones (4.5) y (4.6), resumidos en la tabla 4.10 que representa el cálculo de la expresión (4.4).

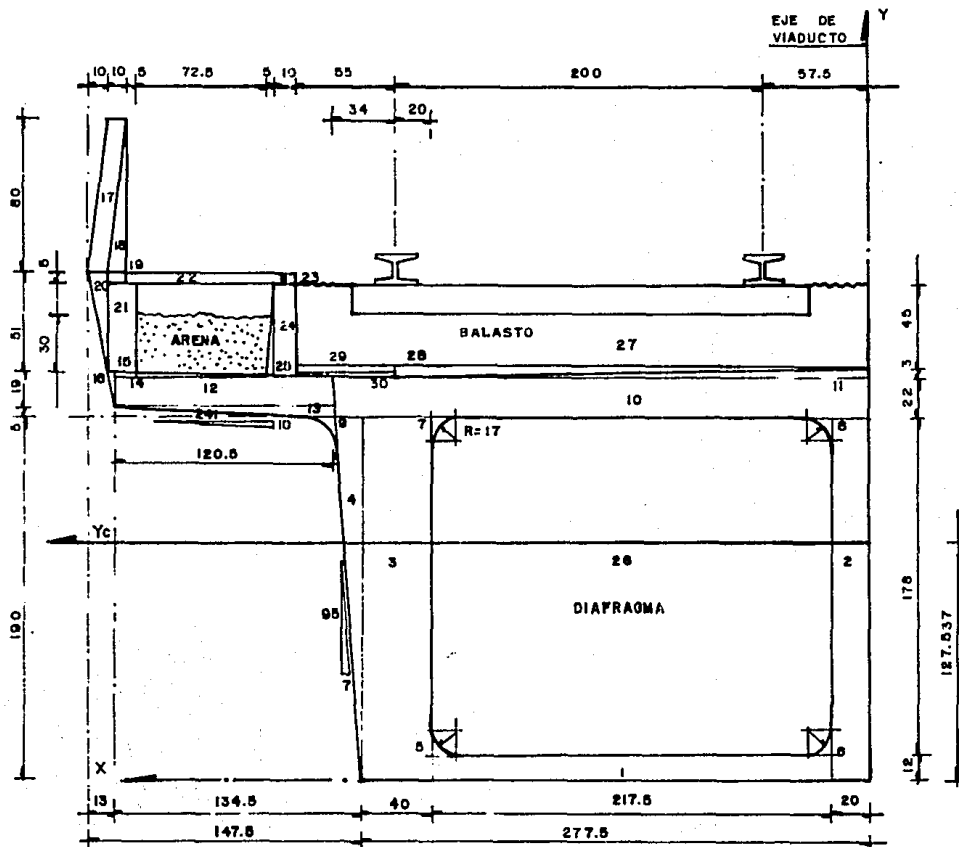


FIG. 4.4 TRABE. SECCION TRANSVERSAL.

TABLA 4.1. PROPIEDADES DE LA TRABE.

SECCION	FORMA	b (cm)	h (cm)	Ai (cm ²)	Yi (cm)	INERCIA RESPECTO AL EJE X			INERCIA RESPECTO AL EJE Y		
						AiYi (cm ³)	AiYi ² (cm ⁴)	Ixi (cm ⁴)	Xi (cm)	AiXi ² (cm ⁴)	Iyi (cm ⁴)
1		217.5	12	2 610	6	15 660	93 960	31 320	128.75	43 264 828	10 289 109
2		20	190	3 800	95	361 000	34 295 000	11 431 667	10	380 000	126 666.67
3		40	190	7 600	95	722 000	68 590 000	22 863 333	257.5	503 927 000	1 013 333.3
4		14	190	1 330	126.66	168 457.8	21 336 865	2 667 388.9	282.166	105 891 000	14 482.222
5		17	17	144,5	17.66	2 551.87	45 066.02	2 320.03	231.833	7 766 375	2 320.03
6		17	17	144.5	17.66	2 551.87	45 066.02	2 320.03	25.666	95 188.444	2 320.03
7		17	17	144.5	184.33	26 635.69	4 909 755.8	2 320.03	231.833	7 766 375	2 320.03
8		17	17	144.5	184.33	26 635.69	4 909 755.8	2 320.03	25.666	95 188.444	2 320.03
9		17	17	144,5	184,33	26 635,69	4 909 755,8	2 320,03	297,166	12 760 453	2 320,03
10		291.5	22	6 413	201	1 289 013	259 091 000	258 657.67	145.750	136 231 000	45 410 587
11		257.5	3	386.25	213	82 271.25	17 523 776	193.125	85.833	2 845 621.10	1 422 821.6
12		120.5	17	2 048.5	203.5	416 869.75	84 832 994	49 334.708	351.750	253 456 000	2 478 727.7
13		120.5	5	301.25	193.33	58 240.66	11 259 667	418.403	331.666	33 138 204	243 012.52
14		142.5	2	142.5	212.65	30 304.05	6 444 459.3	31.666	352.50	17 706 516	160 757.81
15		12	2	24	213	5 112	1 088 856	8.00	406	3 956 064	288
16		247/70	19	33.52	207.66	6 960.76	1 445 472.1	672.2908	413.176	5 722 346.9	23.1872
Σ				25 411.521		3 240 900.10	520 822 000	37 314 625		1 135 000 000	61 171 409

$$Y_c = \frac{3\,240\,900.10}{25\,411.521} = 127.537 \text{ cm}$$

$$I_{x_0} = \left[37\,314\,625 + 520\,822\,000 - (127.537)(3\,240\,900.10) \right] (2) = 289\,603\,000 \text{ cm}^4 = 2.896 \text{ m}^4$$

$$I_{y_0} = \left[61\,171\,409 + 1\,135\,000\,000 \right] (2) = 2\,392\,340\,000 \text{ cm}^4 = 23.923 \text{ m}^4$$

$$W = (2.5411\,521 \text{ m}^2) (2.4 \text{ ton/m}^3) (2) = 12.198 \text{ ton/m}$$

$$L = 30.00 - 1.30 = 28.70 \text{ m}$$

TABLA 4.2. PROPIEDADES DE PARAPETO, TAPA Y PRETIL.

SECCION	FORMA	INERCIA RESPECTO AL EJE X						INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
		b (cm)	h (cm)	A1 (cm ²)	Yi (cm)	AiYi (cm ³)	AiYi ² (cm ⁴)	Ixi (cm ⁴)	Xi (cm)	AiXi ² (cm ⁴)	Iyi (cm ⁴)
17		10	80	800	305	244 000	74 420 000	284 444.44	415	137 780 000	4 444.44
18		10	80	400	291.67	116.668	34 028 556	142 222.22	408.33	66 693 356	2 222.22
19		10	5	50	262.50	13.125	3 445 313	104.17	410	8 405 000	416.66
20		10	51	255	248	63 240	15 683 520	36 848	418.33	44 624 997	1 416.66
21		15	46	690	237	163.530	38 756 610	121 670	407.50	114 578 000	12 937.5
22		87.5	5	437.5	262.50	114 844	30 146 484	911.46	361.25	57 094 434	279 134.11
23		5	5	25	262.50	6 563	1 722 656	52.083	315	2 480 625	52.083
24		10	46	460	237	109 020	25 837 740	81 113.33	317.5	46 370 875	3 833.33
25		5	46	115	229.33	26 373	6 048 109	13 518.89	324.17	12 084 912	159.722
Σ				3 232.50		857 362.2	230 088 000	680 884.10		490 113 000	304 616.75

$$Y_c = \frac{857\,362.20}{3\,232.50} = 265.232 \text{ cm.}$$







$$I_{x_0} = [680\,884.10 + 230\,088\,000 - (265.232)(857\,362.20)](2) = 6\,737\,986.10 \text{ cm}^4 = 0.0674 \text{ m}^4$$

$$I_{y_0} = [304\,616.75 + 490\,113\,000](2) = 980\,835\,000 \text{ cm}^4 = 9.808 \text{ m}^4$$

$$W = (0.32\,325 \text{ m}^2)(2.4 \text{ ton/m}^3)(2) = 1.552 \text{ ton/m}$$

$$L = 29.96 \text{ m}$$

TABLA 4.3. PROPIEDADES DEL DIAFRAGMA.

SECCION	FORMA	b (cm)	h (cm)	A _i (cm ²)	INERCIA RESPECTO AL EJE X			INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
					Y _i (cm)	A _i Y _i (cm ³)	A _i Y _i ² (cm ⁴)	I _x _i (cm ⁴)	X _i (cm)	A _i X _i ² (cm ⁴)	I _y _i (cm ⁴)
26		217.5	178	38 715	101	3 910 215	394 931 000	1 022 200 00	128.75	641 761 000	152 621 000
5		17	17	-144.5	17.66	- 2 551.87	-45 066.024	-2 320.03	231.833	- 7 766 375	- 2 320.03
6		17	17	-144.5	17.66	- 2 551.87	-45 066.024	-2 320.03	25.666	-95 188.444	- 2 320.03
7		17	17	-144.5	184.33	-26 635.69	- 4 909 755.8	-2 320.03	231.833	- 7 766 375	- 2 320.03
8		17	17	-144.5	184.33	-26 635.69	- 4 909 755.8	-2 320.03	25.666	-95 188.444	- 2 320.03
26				38 137.5		3 851 839.9	385 021 000	102 210 000		626 037 000	152 611 000

$$Y_c = \frac{3\ 851\ 839.9}{38\ 137} = 101\ \text{cm.} = 1.01\ \text{m.}$$

$$I_{X_0} = [102\ 210\ 000 + 385\ 021\ 000 - (101)(3\ 851\ 839.9)](2) = 196\ 390\ 000 = 1.964\ \text{m}^4$$

$$I_{Y_0} = [152\ 612\ 000 + 626\ 037\ 000](2) = 1\ 557\ 296\ 000\ \text{cm}^4 = 15.573\ \text{m}^4$$

$$A = (38\ 137)(2) = 76\ 274\ \text{cm}^2$$

$$W = (7.6274\ \text{m}^2)(2.4) = 18.306\ \text{t/m.}$$

$$L = 2.20\ \text{m.}$$

TABLA 4.4. BALASTO.

SECCION	FORMA	b (cm)	h (cm)	A _i (cm ²)	INERCIA RESPECTO AL EJE X			INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
					Y _i (cm)	A _i Y _i ² (cm ³)	A _i Y _i ² (cm ⁴)	I _{x_i} (cm ⁴)	X _i (cm)	A _i X _i ² (cm ⁴)	I _{y_i} (cm ⁴)
27		312.5	45	14 062.5	237.50	3 339 843.8	793 212 000	2 373 046.9	156.25	343 322 000	1 144 400 00
28		257.5	3	386.25	214	82 657.5	17 688 705	193.125	171.67	11 382 573	1 422 821.6
29		55	2	110	214	23 540	5 037 560	36.67	285	8 934 750	27 729.167
30		55	1	27.5	212.67	5 848.425	1 243 784.5	1.528	275.83	2 092 310.8	4 621.528
Σ				14 586.25		3 451 889.7	817 182 000	2 373 278.2		365 731 000	115 896 000

$$I_{x_0} = [2 373 278.2 + 817 182 000 - (236.654)(3 451 889.7)] (2) = 5 305 774.4 \text{ cm}^4 = 0.0531 \text{ m}^4$$


$$I_{y_0} = (115 896 000 + 365 731 000)(2) = 963 254 000 \text{ cm}^4 = 9.633 \text{ m}^4$$

$$Y_c = \frac{3 451 889.7}{14 586.25} = 236.654 \text{ cm}$$

$$W = (1.4586 \text{ m}^2)(1.60)(2) = 4.667 \text{ ton/m}$$

$$L = 30.00 \text{ m.}$$

TABLA 4.5 DENTELLONES.

SECCION	FORMA	b (cm)	h (cm)	Ai (cm ²)	Yi (cm)	AIYi (cm ³)	AIYi ² (cm ⁴)	Ixi (cm ⁴)	Xi (cm)	AIXi ² (cm ⁴)	Iyi (cm ⁴)
31		92.5	70	6 475	35	226 625	7 931 875	2 643 958	126.25	103 205 000	4 616 810

$$I_{x_0} = [7 931 875 + 2 643 958 - 35(226 625)] (2) = 5 287 916 \text{ cm}^4 = 0.05287 \text{ m}^4$$




$$I_{y_0} = [4 616 810 + 103 205 000] (2) = 215 643 000 \text{ cm}^4 = 2.156 \text{ m}^4$$

$$Y_c = \frac{226 625}{6 475} = 35 \text{ cm.}$$

$$W = (0.6475 \text{ m}^2)(2.4)(2) = 3.108 \text{ ton/m}$$

$$L = 0.50 \text{ m.}$$

TABLA 4.6. RECUBRIMIENTO

SECCION	FORMA	b (cm)	h (cm)	Ai (cm ²)	Yi (cm)	AIYi (cm ³)	AIYi ² (cm ⁴)	Ixi (cm ⁴)	Xi (cm)	AIXi ² (cm ⁴)	Iyi (cm ⁴)
32		10	137.5	687.5	91.67	63 023.125	5 777 329.9	722 113.72	280.833	54 221.311	3 819.44
33		40	137.5	5 500	68.75	378 125	25 996 094	8 665 364.6	257.50	164 684 000	733 333.33
34		20	137.5	2 750	68.75	189 062.5	12 998 047	4 332 682.3	10	275 000	91 666.67
4				8 937.5		630 210.63 44	771 471	13 720 161		419 180 000	828 819.44

$$I_{x_0} = [13 720 161 + 44 771 471 - (70.513)(630 210.63)] (2) = 0.28 107082 \text{ m}^4$$

$$Y_c = \frac{630 210.63}{8 937.5} = 70.513 \text{ cm.}$$

$$I_{y_0} = (828 819.44 + 419 180 000) (2) = 840 017 000 \text{ cm}^4$$

$$W = (0.89375)(2.2)(2) = 3.933 \text{ ton/m}$$

$$L = 0.10 \text{ m.}$$

TABLA 4.7 MENSULA.

SECCION	FORMA	b (cm)	h (cm)	INERCIA RESPECTO AL EJE X				INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
				Ai (cm ²)	Yi (cm)	AiYi (cm ³)	AiYi ² (cm ⁴)	Ixi (cm ⁴)	Xi (cm)	AiXi ² (cm ⁴)	Iyi (cm ⁴)
9		17	17	144.5	184.33	26 635.69	4 909 755.8	2 320.03	297.166	12 760 453	2 320.03
10		291.5	22	6 413	201	1 289 013	259 091 000	258 657.67	145.750	136 231 000	45 410 587
11		257.5	3	386.25	213	82 271.25	17 523 776	193.125	85.833	2 005 621.10	1 422 821.6
12		120.5	17	2 048.5	203.5	416 869.75	84 832 994	49 334.708	351.750	253 456 000	2 478 727.7
13		120.5	5	301.25	193.33	58 240.66	11 259 667	418.403	331.666	33 138 204	243 012.52
14		142.5	2	142.5	212.66	30 304.05	6 444 459.3	31.666	352.50	17 706 516	160 757.81
15		12	2	24	213	5 112.	1 088 856	8.000	406	3 956 064	288
16		247/70	19	33.52	207.66	6 960.76	1 445 472.1	672.2908	413.176	5 722 346.9	23.1872
35		4	45	90	180	16 200	2 916 000	10.125	288.833	7 508 205.2	80
36		287.5	30	8 625	180	1 552 500	279 450 000	646 875	143.75	178 227 000	59 409 180
37		287.5	15	4 312.5	157.5	679 218.75	106 976 000	80 859.375	143.75	89 113 770	29 704 590
Σ				22 521.02		4 163 325.9	775 937 000	1 049 495.3		740 665 000	138 832 000

$$I_{X_0} = [1\ 049\ 495.3 + 775\ 937\ 000 - (184.864)(4\ 163\ 325.9)](2) = 0.1467481\ m^4$$

$$I_{Y_0} = 1\ 758\ 990\ 000\ cm^4 = 17.5899\ m^4$$

$$Y_c = \frac{4\ 163\ 325.9}{2\ 2521.02} = 184.864\ cm$$


$$W = (2.2521\ m^2)(2.4)(2) = 10.810\ ton/m$$

$$L = 0.61\ m.$$

TABLA 4.8 ELEMENTOS ADICIONALES.

ELEMENTO	A(m ²)	γ (ton/m ³)	Aγ (ton/m)	Yc (cm)	I _{x0} (cm ⁴)	I _y (cm ⁴)
CHAROLAS	0.01019	7.85	0.080	317	81 520	15 984 544
CABLES	0.05618	8.90	0.500	317	449 440	88 126 760
ARENA	0.4518	1.60	0.723	228.847	350 604	596 675 077
DIENTE 56X120X50	0.672	2.40	1.6128	-28	1756 160	8 064 000
RIEL, BARRA GUÍA Y PISTA DE RODA MIENTO.	0.08109	8.879	0.720	273.512	143.241	28 421 665

TABLA 4.9 DIENTE.

SECCION	FORMA	b (cm)	h (cm)	INERCIA RESPECTO AL EJE X				INERCIA RESPECTO AL EJE Y			
				A1 (cm ²)	Yi (cm)	A1Yi (cm ³)	A1Yi ² (cm ⁴)	Ixi (cm ⁴)	Xi (cm)	A1Xi ² (cm ⁴)	Iyi (cm ⁴)
38		60	56	3360	-28	-94 080	2 634 240	878 080	30	3 024 000	1 008 000

$$A = 6\,720 \text{ cm}^2$$

$$Y_c = \frac{-94\,080}{3\,360} = -28 \text{ cm.}$$

$$I_{x_0} = [878\,080 + 2\,634\,240 - (-28)(-94\,080)] (2) = 1\,756\,160 \text{ cm}^4 = 0.01756 \text{ m}^4$$

$$I_{y_0} = (1\,008\,000 + 3\,024\,000) (2) = 8\,064\,000 \text{ cm}^4 = 0.08064 \text{ m}^4$$

$$W = (0.672 \text{ m}^2)(2.4) = 1.6128 \text{ ton/m.}$$

$$L = 50 \text{ cm.}$$

TABLA 4.10 MASA E INERCIA ROTACIONAL PRODUCIDA POR CARGAS MUERTAS EN DIRECCION TRANSVERSAL.

ELEMENTO	A m ²	Yc+ΔYc m	I _{x0} m ⁴	I _{y0} m ⁴	γ ³ ton/m ³	W ton/m	L m	W ton	Jz ton-m-seg ²
TRABE	5.0823	1.435	2.896	23.923	2.40	12.197	28.70	350.054	261.790
DIAPHRAGMAS	7.6274	1.170	1.964	15.573	2.40	18.306	2.20	40.273	15.059
PARAPETO	0.6465	2.812	0.0674	9.808	2.40	1.552	29.96	46.498	109.853
BALASTO	2.9173	2.527	0.0531	9.633	1.60	4.667	30.00	140.030	138.545
MENSULA	4.5042	2.009	0.14675	17.5899	2.40	10.810	1.220	13.188	10.7199
DENTELLONES	1.295	0.510	0.0528	2.156	2.40	3.108	1.000	3.108	0.6228
RECUBRIMIENTO	1.7875	0.865	0.28107	8.40017	2.20	3.933	0.200	0.7866	0.2247
CHAROLAS	0.0102	3.33	0.0008	0.1598	7.85	0.080	30.000	2.402	6.571
CABLES	0.05618	3.33	0.00449	0.8812	8.90	0.500	30.00	15.000	41.062
ARENA	0.4518	2.448	0.003506	5.96675	1.60	0.723	30.00	21.686	42.460
DIENTE	0.672	-0.120	0.01756	0.08064	2.40	1.613	1.00	1.613	0.0264
RIEL, B.G. Y PISTA	0.0811	2.895	0.00000143	0.28422	8.879	0.720	30.00	21.603	26.173
SUMA								656.242	653.107

ΔYc = Espesor del neopreno.

ΔYc = 16. cm.

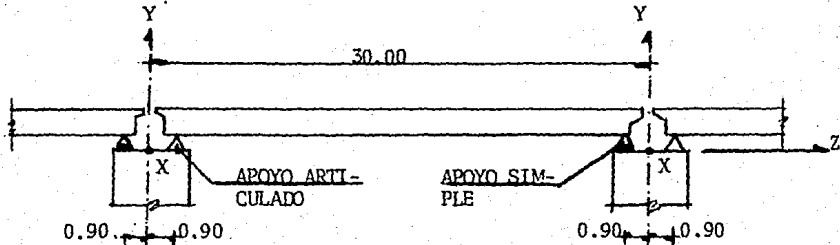
$$m_x = \frac{Wt}{g} = \frac{656.242+68.715}{9.81} = 73.900 \frac{\text{ton-seg}^2}{\text{m}}$$

$$Jz = \frac{L^3}{g} [I_{x0} + I_{y0} + A (Yc + \Delta Yc)^2] = 653.107 \text{ ton-m-seg}^2$$

$$g = 9.81 \text{ m/seg}^2$$

b. Dirección longitudinal.

En el sentido longitudinal, las columnas soportarán a las traves mediantes un apoyo articulado y uno simple. Solo con el primero se logra transmitir fuerza horizontal.



La masa total será la de la trabe y cargas adicionales más aquella de la parte tributaria de la columna. Esto en la articulación mencionada.

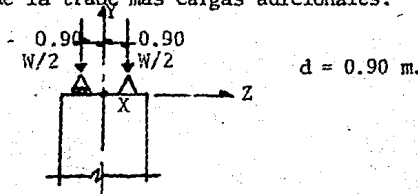
$$m_z = \frac{W_{TRA} + W_{COL}}{g} = \frac{(656.242 + 68.715) \text{ Ton}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}} = 73.900 \frac{\text{ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$$

Las traves pueden girar libremente sobre los apoyos sin producir en la columna momentos flexionantes por efectos sísmicos.

Utilizando el teorema de Steiner: (*)

$$J_o = J_{o_x} + m_z d^2 \quad \text{pero } J_{o_x} = 0$$

la masa será la de la trabe más cargas adicionales.



$$J_x = \frac{W_T}{g} d^2 = \frac{(656.242 \text{ ton})}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}} (0.90 \text{ m})^2 = 54.185 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2$$

(*) REFERENCIA 8.

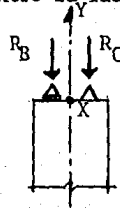
4.1.1.2. MASA E INERCIA ROTACIONAL PARA CARGAS VIVAS.

a. Dirección transversal.

Las cargas vivas que actúan son; el tren tipo y el de mantenimiento. (*)
 La masa en dirección transversal será la suma de las descargas transmitidas a la columna por los trenes, dividida entre la fuerza de gravedad.

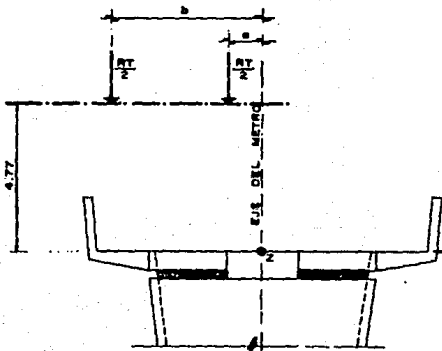
$$R_B + R_C = R_T$$

$$m_X = \frac{R_T}{g}$$



La inercia rotacional, por lo antes expuesto, será $J_z = \sum m_i d_i^2$.

Se considera que las cargas actúan a la altura del centro de gravedad de los trenes, localizado a 1.83 m sobre la pista de rodamiento y a 4.77 m sobre la corona de la columna. En dirección horizontal, estas cargas están ubicadas en la proyección de cada riel o pista de rodamiento según sea el caso.



TREN	a(m)	b(m)
Tipo	0.575	2.575
Mantenimiento	0.822	2.328

$$J_z = \sum m_i d_i^2 = \frac{R_T}{2g} \left[b^2 + (4.77 \text{ m})^2 \right] + \frac{R_T}{2g} \left[a^2 + (4.77 \text{ m})^2 \right]$$

$$J_z = \frac{R_T}{2g} \left[a^2 + b^2 + (4.77 \text{ m})^2 (2) \right]$$

(*) FIGURAS 4.10 Y 4.11.

b. Dirección longitudinal.

La masa correspondiente será la suma del peso de cada eje de los carros del tren a lo largo de la viga -entre ejes C y D, sólo para el apoyo articulado- dividido entre la fuerza de gravedad.

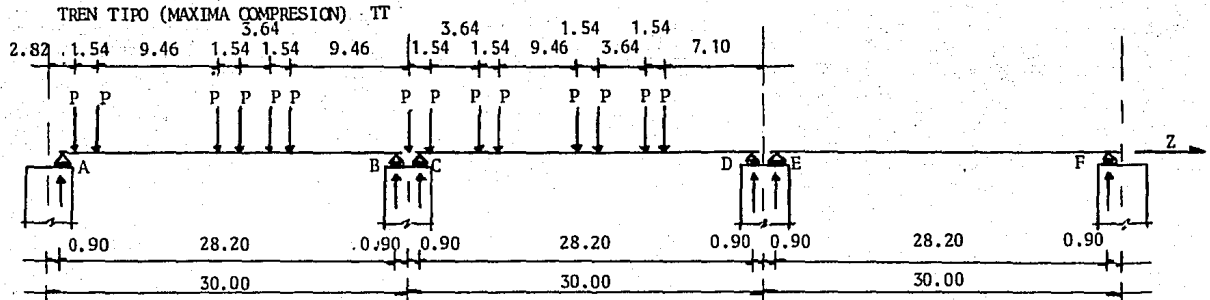
$$m_z = \frac{\sum P_i}{g}$$

La inercia rotacional será el producto de la suma de masas en los apoyos -reacción-, por la distancia al cuadrado desde los apoyos de neopreno. Para ambos lados del eje de simetría de la columna.

$$J_x = \sum m_i d_i^2 = \frac{R_B}{g} (0.90 \text{ m})^2 + \frac{R_C}{g} (0.90 \text{ m})^2$$

Si $R_T = R_B + R_C$, entonces;

$$J_x = \frac{R_T}{g} (0.90 \text{ m})^2$$



$$P = 12.20 \text{ Ton}$$

$$R_A = 42.70 \text{ Ton}$$

$$R_B = 36.60 \text{ Ton} *$$

$$R_C = 54.597 \text{ Ton} *$$

$$R_D = 36.903 \text{ Ton}$$

* Esta posición del tren tipo es la que produce las reacciones máximas en B y C.

SENTIDO TRANSVERSAL.

$$m_x = \frac{36.60 \text{ Ton} + 54.597 \text{ Ton}}{9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2}} = 9.296 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$$

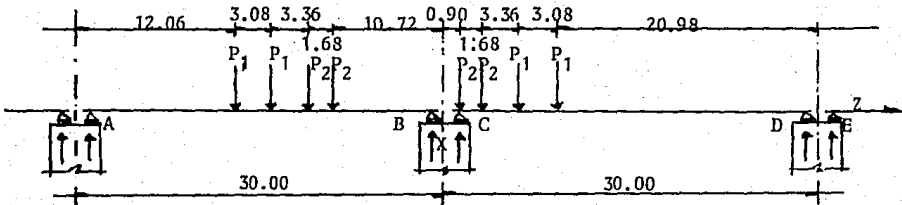
$$J_z = \left[\frac{36.60 \text{ Ton} + 54.597 \text{ Ton}}{(2) (9.81 \frac{\text{m}}{\text{seg}^2})} \right] \left[(0.575 \text{ m})^2 + (2.575 \text{ m})^2 + (4.77 \text{ m})^2 (2) \right] = 243.875 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2$$

SENTIDO LONGITUDINAL.

$$m_z = \frac{(7.5) (12.20 \text{ Ton})}{9.81 \text{ m/seg}^2} = 9.327 \frac{\text{Ton} \cdot \text{seg}^2}{\text{m}}$$

$$J_x = \left[\frac{36.60 \text{ Ton} + 54.597 \text{ Ton}}{9.81 \text{ m/seg}^2} \right] (0.90 \text{ m})^2 = 7.530 \text{ Ton} \cdot \text{m} \cdot \text{seg}^2$$

TREN DE MANTENIMIENTO (MAXIMA COMPRESION) TM-1



$$P_1 = 20 \text{ Ton}$$

$$R_A = 33.9 \text{ Ton}$$

$$R_C = 64.285 \text{ Ton}^*$$

$$P_2 = 17.325 \text{ Ton}$$

$$R_B = 40.672 \text{ Ton}^*$$

$$R_D = 10.365 \text{ Ton}$$

SENTIDO TRANSVERSAL

$$m_x = 10.699 \frac{\text{Ton}\cdot\text{seg}^2}{\text{m}}$$

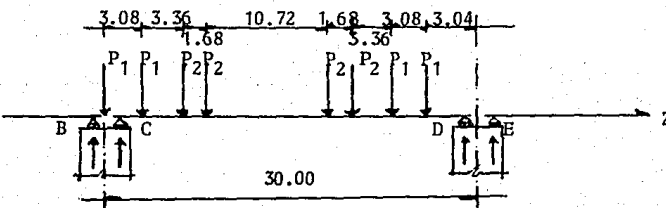
$$J_z = 276.039 \text{ Ton}\cdot\text{m}\cdot\text{seg}^2$$

SENTIDO LONGITUDINAL

$$m_z = 7.610 \frac{\text{Ton}\cdot\text{seg}^2}{\text{m}}$$

$$J_x = 8.666 \text{ Ton}\cdot\text{m}\cdot\text{seg}^2$$

TREN DE MANTENIMIENTO (MAXIMA FLEXION) TM-2



$$P_1 = 20 \text{ Ton}$$

$$P_2 = 17.325 \text{ Ton}$$

$$R_A = 0.00 \text{ Ton}$$

$$R_C = 72.059 \text{ Ton}^*$$

$$R_B = 10.00 \text{ Ton}^*$$

$$R_D = 67.241 \text{ Ton}$$

SENTIDO TRANSVERSAL

$$m_x = 8.365 \frac{\text{Ton}\cdot\text{seg}^2}{\text{m}}$$

$$J_z = 215.817 \text{ Ton}\cdot\text{m}\cdot\text{seg}^2$$

SENTIDO LONGITUDINAL

$$m_z = 14.200 \frac{\text{Ton}\cdot\text{seg}^2}{\text{m}}$$

$$J_x = 6.776 \text{ Ton}\cdot\text{m}\cdot\text{seg}^2$$

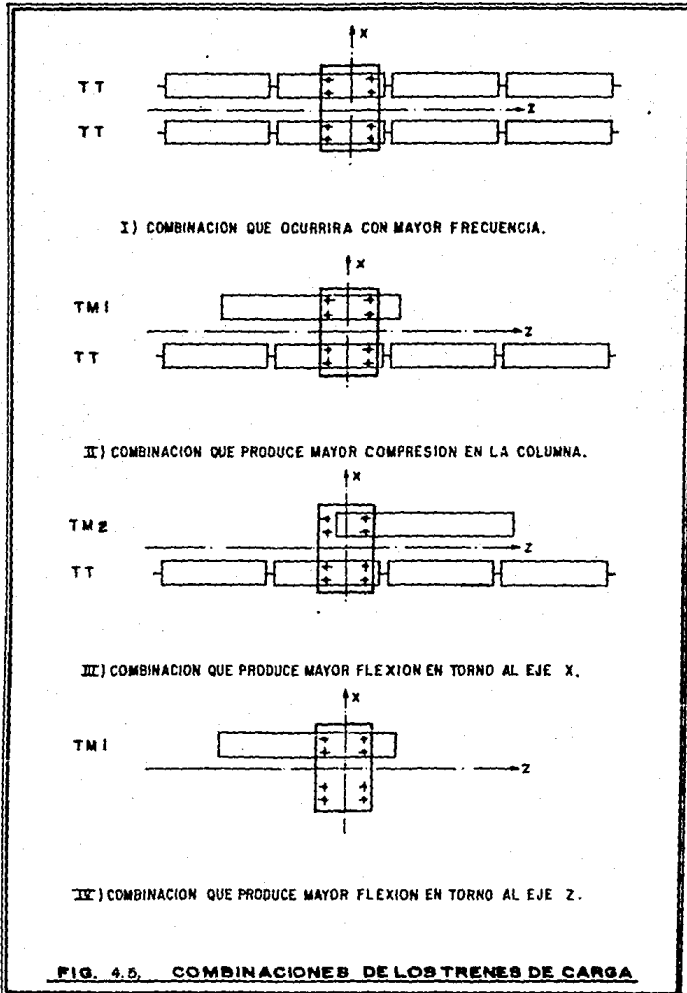


TABLA 4.11. MASA E INERCIA ROTACIONAL.

TIPO DE CARGA		DIRECCION TRANSVERSAL.		DIRECCION LONGITUDINAL.	
		m_x Ton-seg ² /m	J_z Ton-m-seg ²	m_z Ton-seg ² /m	J_x Ton-m-seg ²
CARGA MUERTA (C.M)		73.900	653.107	73.900	54.185
POSICION DE TRENES.	TREN TIPO (T.T)	9.296	243.875	9.327	7.530
	TREN MANT. (TM-1)	10.699	276.039	7.610	8.666
	TREN MANT. (TM-2)	8.365	215.817	14.200	6.776
COMBINACION DE CARGA VIVA	I) TT + TT	18.592	487.750	18.654	15.060
	II) TT + TM - 1	19.995	519.914	16.937	16.196
	III) TT + TM-2	17.661	459.692	23.527	14.306
	IV) TM-1	10.699	276.039	7.610	8.666
CARGA MUERTA + CARGA VIVA	CM + I	92.492	1140.857	92.554	69.245
	CM + II	93.895	1173.021	90.837	70,381
	CM + III	91.561	1112.799	97.427	68.491
	CM + IV	84.599	929.146	81.510	62.851

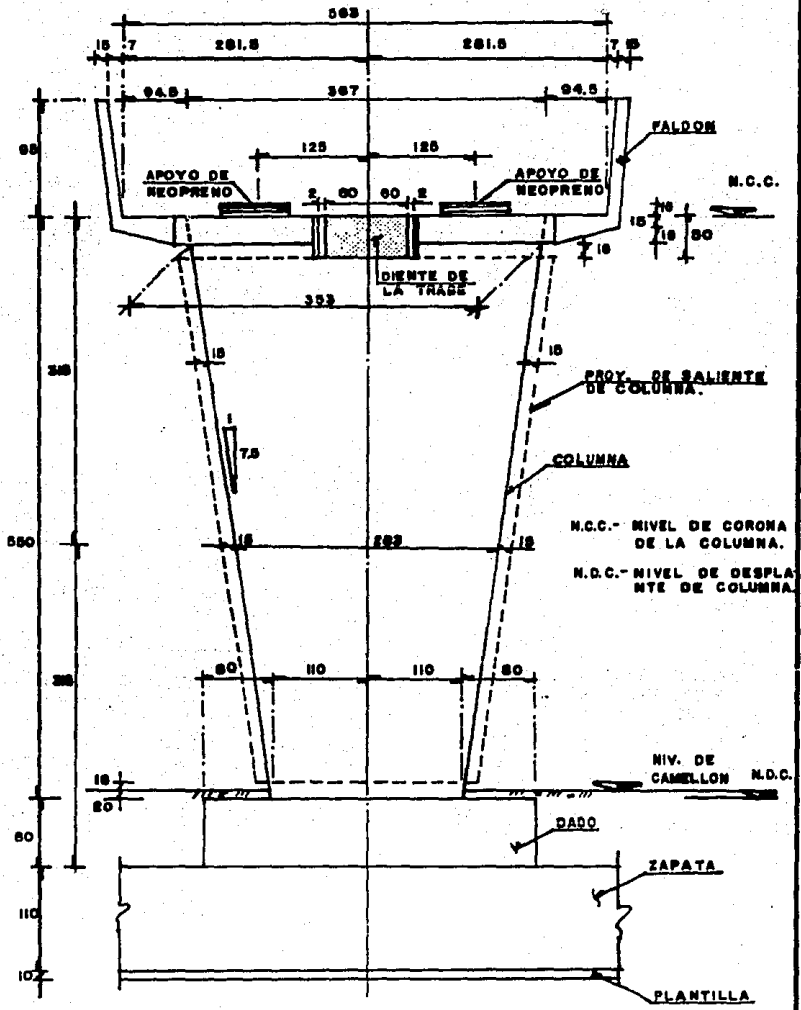


FIG. 4.6 ELEVACION FRONTAL

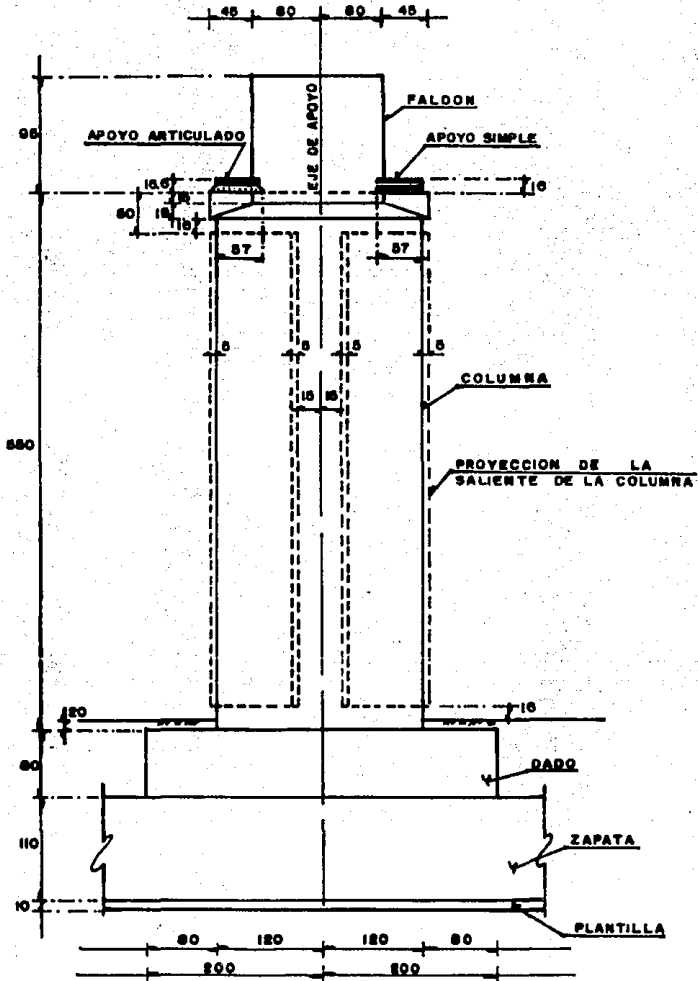
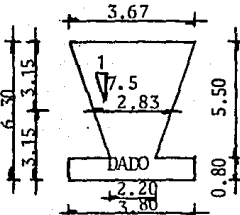


FIG. 4.7 ELEVACION LATERAL

ANÁLISIS POR PESO PROPIO DE COLUMNA.

a) Columna.

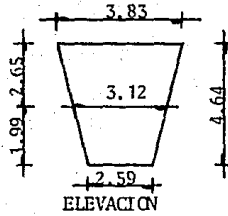


$$P_{col} = \frac{(3.67+2.20)}{2} (5.50) (2.40) (2.40) = 92.981 \text{ Ton.}$$

$$P_{1/2col} = \frac{(3.67+2.83)}{2} (3.15) (2.4) (2.4) = 58.968 \text{ Ton.}$$

$$P_{DADO} = (4.0) (3.80) (0.80) (2.40) = 29.184 \text{ Ton.}$$

b). Recubrimiento adicional.

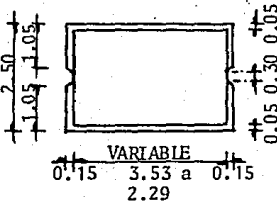


$$V_{tot} = \left(\frac{3.83+2.59}{2} \right) (4.64) (2.50) = 37.236 \text{ m}^3$$

$$V_{col} = \left(\frac{3.53+2.29}{2} \right) (4.64) (2.40) = 32.40576 \text{ m}^3$$

$$V_{min} = \left(\frac{0.4+0.30}{2} \right) (0.15) (4.64) (2) = 0.4872 \text{ m}^3$$

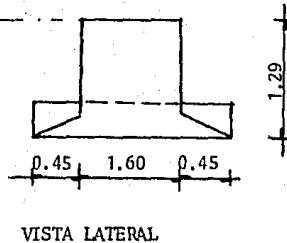
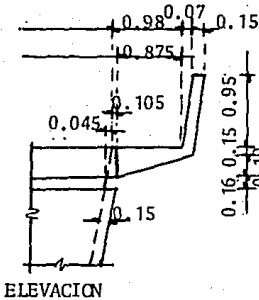
$$V_{neto} = 4.34304 \text{ m}^3$$

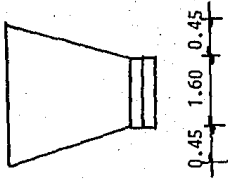


$$P_{REC} = (4.34304) (2.4) = 10.423 \text{ Ton}$$

$$P_{1/2REC} = (2.550625) (2.4) = 6.122 \text{ Ton.}$$

c) Faldón.





PLANTA

$$V_{TOT} = \left[\frac{(0.34+0.15)}{2} (1.05) \left(\frac{2.50+1.60}{2} \right) \right] + (0.95)(0.15)(1.60)$$

$$V_{TOT} = 0.7553625 \text{ m}^3$$

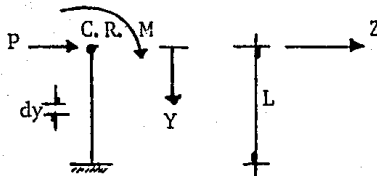
$$P_{FAL} = (0.7553625) (2.40) (2) = 3.626 \text{ Ton.}$$

ELEMENTO	PESO TOTAL (Ton)	PESO 1/2 COL + 1/2 REC+FALDON (ton)
Columna	92.981	58.968
Recubrimiento adicional	10.423	6.122
Faldon	3.626	3.626
Dado	29.184	- -
TOTAL	136.214	68.715
MASA	13885.199 $\frac{\text{Kg-seg}^2}{\text{m}}$	7004.608 $\frac{\text{Kg-seg}^2}{\text{m}}$

TABLA 4.12 ANALISIS DE CARGAS PRODUCIDAS POR PESO PROPIO.

4.1.2. PROPIEDADES ELASTO-GEOMETRICAS DE LA COLUMNA.

Suponemos que la columna trabaja en voladizo y se calculan los desplazamientos y giros en el extremo libre producidos por una fuerza P y un momento flexionante M unitarios por medio de los teoremas de Castigliano.



Utilizando el primer teorema de Castigliano, obtenemos los desplazamientos del centro de rotación producidos por el momento M y la fuerza P.

$$\delta_M = \int_0^L \frac{M y dy}{EI} \quad \text{con } M = 1 \quad \delta_M = \int_0^L \frac{y dy}{EI}$$

$$\delta_P = \int_0^L \frac{P y^2 dy}{EI} \quad \text{con } P = 1 \quad \delta_P = \int_0^L \frac{y^2 dy}{EI}$$

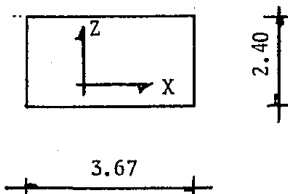
Del segundo teorema de Castigliano, obtenemos los giros del centro de rotación producidos por el momento M y la fuerza P.

$$\theta_M = \int_0^L \frac{M dy}{EI} \quad \text{con } M = 1 \quad \theta_M = \int_0^L \frac{dy}{EI}$$

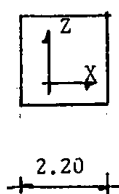
$$\theta_P = \int_0^L \frac{P y dy}{EI} \quad \text{con } P = 1 \quad \theta_P = \int_0^L \frac{y dy}{EI}$$

GIROS Y DESPLAZAMIENTOS DE LA COLUMNA DEL METRO.

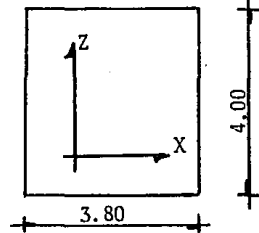
SECCION 1-1

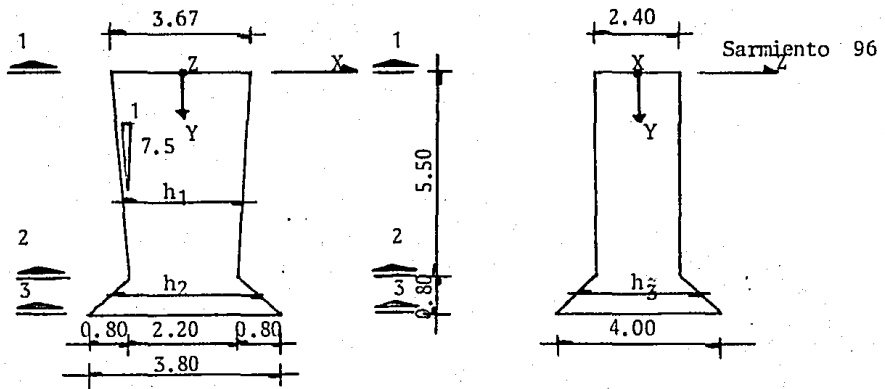


SECCION 2-2



SECCION 3-3





SECCIONES DE LA COLUMNA. FIGURA 4.8.

$$h_1 = 3.67 - \frac{(3.67-2.20)y}{5.50} = 3.67 - 0.2654 y$$

$$h_2 = 2.20 + (y - 5.50) \left(\frac{3.80-2.20}{0.80} \right) = 2.20 + (y-5.50)2 = 2y - 8.80$$

$$h_3 = 2.40 + (y-5.50) \left(-\frac{4.00-2.40}{0.80} \right) = 2.40 + (y-5.50)2 = 2y - 8.60$$

MOMENTOS DE INERCIA.

a). Dirección Transversal.

Sección 1 a sección 2

$$I_{z1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(2.40) (3.67-0.2654 y)^3}{12} = \frac{(3.67-0.2654 y)^3}{5}$$

Sección 2 a sección 3

$$I_{z2} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(2y-8.60) (2y - 8.80)^3}{12}$$

b). Dirección longitudinal.

Sección 1 a sección 2

$$I_{x1} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(3.67-0.2654 y) (2.40)^3}{12} = 4.2278 - 0.30574 y$$

Sección 2 a sección 3.

$$I_{x2} = \frac{bh^3}{12} = \frac{(2y-8.80)(2y-8.60)^3}{12}$$

DESPLAZAMIENTOS Y GIROS EN DIRECCION TRANSVERSAL.

a). Desplazamiento producido por una fuerza P unitaria.

$$\delta_P = \int_L \frac{y^2 dy}{EI_z} = \int_0^{5.50} \frac{y^2 dy}{EI_{z1}} + \int_{5.50}^{6.30} \frac{y^2 dy}{EI_{z2}}$$

$$\delta_P = \frac{1}{E} \int_0^{5.50} \frac{5y^2 dy}{(3.67-0.2654y)^3} + \frac{1}{E} \int_{5.50}^{6.30} \frac{12y^2 dy}{(2y-8.60)(2y-8.80)^3}$$

$$\delta_P = \frac{17.31158}{E} + \frac{4.683393}{E} = \frac{21.994973}{E} = 1.39108 \times 10^{-5} \text{ m/ton.}$$

b). Desplazamiento producido por un momento M unitario.

$$\delta_M = \int_L \frac{y dy}{EI_z} = \frac{1}{E} \int_0^{5.50} \frac{5y dy}{(3.67-0.2654y)^3} + \frac{1}{E} \int_{5.50}^{6.30} \frac{12 y dy}{(2y-8.60)(2y-8.80)^3}$$

$$\delta_M = \frac{4.2179134}{E} + \frac{0.8116465}{E} = \frac{5.0295599}{E} = 3.18097 \times 10^{-6} \text{ m/ton-m}$$

c). Giro producido por una fuerza P unitaria.

$$\theta_P = \int_L \frac{y dy}{EI_z} = \frac{1}{E} \int_0^{5.50} \frac{5y dy}{(3.67-0.2654y)^3} + \frac{1}{E} \int_{5.50}^{6.30} \frac{12 y dy}{(2y-8.60)(2y-8.80)^3}$$

$$\theta_P = 3.18097 \times 10^{-6} \text{ rad/ton.}$$

d). Giro producido por un momento M unitario.

$$\theta_M = \int_{-L}^L \frac{dy}{EI_z} = \frac{1}{E} \int_0^{5.50} \frac{5 dy}{(3.67 - 0.2654y)^3} = \frac{1}{E} \int_{5.50}^{6.30} \frac{12 dy}{(2y - 8.60)^2 (2y - 8.80)^3}$$

$$\theta_M = \frac{1.2287615}{E} + \frac{0.1408184}{E} = \frac{1.3695799}{E} = 8.66198 \times 10^{-7} \text{ rad/ton-m}$$

DESPLAZAMIENTOS Y GIROS EN DIRECCION LONGITUDINAL.

a). Desplazamiento producido por una fuerza P unitaria.

$$\delta_P = \int_L^L \frac{y^2 dy}{EI_x} = \frac{1}{E} \int_0^{5.50} \frac{y^2 dy}{4.2278 - 0.30574y} + \frac{1}{E} \int_{5.50}^{6.30} \frac{12 y^2 dy}{(2y - 8.80)^2 (2y - 8.60)^3}$$

$$\delta_P = \frac{18.905072}{E} + \frac{4.059893}{E} = \frac{22.964965}{E} = 1.45243 \times 10^{-5} \text{ m/ton}$$

b). Desplazamiento producido por un momento M unitario.

$$\delta_M = \int_L^L \frac{y dy}{EI_x} = \frac{1}{E} \int_0^{5.50} \frac{y dy}{4.2278 - 0.30574y} + \frac{1}{E} \int_{5.50}^{6.30} \frac{12 y dy}{(2y - 8.80)^2 (2y - 8.60)^3}$$

$$\delta_M = \frac{4.9446607}{E} + \frac{0.703006}{E} = \frac{5.6476667}{E} = 3.57189 \times 10^{-6} \text{ m/ton-m}$$

c). Giro producido por una fuerza P unitaria.

$$\theta_P = \int_L^L \frac{y dy}{EI_x} = \frac{1}{E} \int_0^{5.50} \frac{y dy}{4.2278 - 0.30574y} + \frac{1}{E} \int_{5.50}^{6.30} \frac{12 y dy}{(2y - 8.80)^2 (2y - 8.60)^3}$$

$$\theta_P = \frac{4.9446607}{E} + \frac{0.703006}{E} = \frac{5.6476667}{E} = 3.57189 \times 10^{-6} \text{ rad/ton}$$

d). Giro producido por un momento M unitario.

$$\Theta_M = \int_L \frac{dy}{EIx} = \frac{1}{E} \int_0^{5.50} \frac{dy}{4.2278 - 0.30574y} + \frac{1}{E} \int_{5.50}^{6.30} \frac{12 dy}{(2y-8.80)(2y-8.60)^3}$$

$$\Theta_M = \frac{1.6584939}{E} + \frac{0.1218952}{E} = \frac{1.7803891}{E} = 1.12601 \times 10^{-6} \text{ rad/ton-m}$$

DEFINICION DE RIGIDECES.

- Rigidez por traslación. Fuerza horizontal aplicada en el centro de rigideces (C.R.) necesaria para que éste se desplace la unidad.

$$K = \frac{P}{\delta_P} \quad \text{Si } P = 1 \quad K = \int_P^{-1}$$

- Rigidez por rotación. Es el par aplicado en el C.R. para producir un giro unitario en ese punto.

$$K_r = \frac{M}{\Theta_M} \quad \text{Si } M = 1 \quad K_r = \Theta_M^{-1}$$

- Giro unitario de la columna. Giro del C.R. producido por K.

$$\Theta = K\Theta_P$$

- Desplazamiento lateral de la columna. Desplazamiento lateral del C.R. producido por K_r .

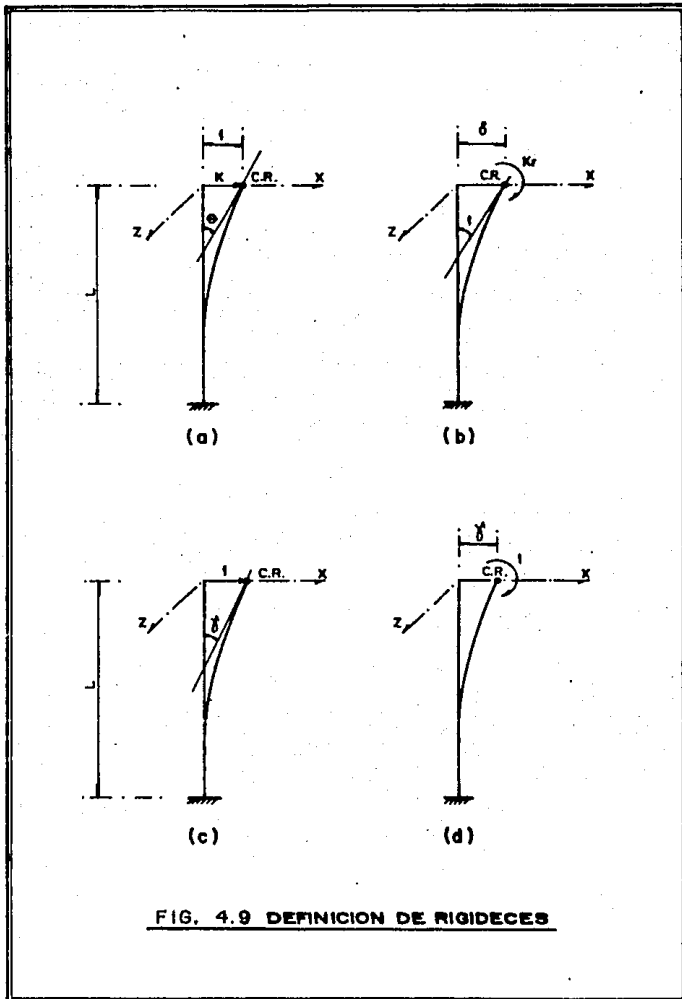
$$\delta = K_r \delta_M$$

- Rotación de la columna. Al actuar una carga horizontal unitaria en el C.R. ó el desplazamiento lateral del C.R. al actuar un momento unitario en dicho punto.

$$\gamma = \Theta_P = \delta_M$$

TABLA 4.1.2.2. PROPIEDADES DE LA COLUMNA.

CONCEPTO	DIRECCION TRANSVERSAL	DIRECCION LONGITUDINAL	UNIDADES
δ_p	1.39108×10^{-5}	1.45243×10^{-5}	m/ton
θ_p	3.18097×10^{-6}	3.57189×10^{-6}	rad/ton
δ_M	3.18097×10^{-6}	3.57189×10^{-6}	m/ton-m
θ_M	8.66198×10^{-7}	1.12601×10^{-6}	rad/ton-m
$K = \delta_p^{-1}$	71886.592	68850.134	ton/m
$Kr = \theta_M^{-1}$	1154 470.50	888091.58	ton-m/rad
$\theta = K\theta_p$	0.228669	0.2459251	rad/m
$\delta = Kr\delta_M$	3.672356	3.1721654	m/rad
$\delta = \theta_p \delta_M$	3.18097×10^{-6}	3.57189×10^{-6}	- - - -



4.1.3. PROPIEDADES ELASTICAS DE LA CIMENTACION.

Para determinar la rigidez al desplazamiento horizontal (K_c) y al giro (R_c) en la base de la zapata, utilizaremos el método basado en la teoría de barras de longitud infinita en un medio elástico continuo, que a su vez es el más riguroso.

Hipótesis del método:

- La zapata es perfectamente rígida.
- Los pilotes son elásticos bajo la acción de cargas axiales.
- El suelo que confina al pilote es elástico y ejerce una resistencia elástica contra la rotación y traslación del pilote. (Teoría de Hrennikoff, 1950).

RIGIDEZES DE LA CIMENTACION DEL METRO.

Procedimiento de análisis.

- Determinación de las constantes elásticas para un pilote aislado de 50 X 50 cm de concreto reforzado con una resistencia a la compresión $f'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$.

Con pruebas de mecánica de suelos se determinó que para una descarga de 30 ton, se produce un hundimiento vertical inmediato de 0.40 cm, por lo tanto:

$$n = \frac{30 \text{ ton}}{0.004 \text{ m}} = 7500 \frac{\text{ton}}{\text{m}} \quad \text{carga axial que el pilote soporta.}$$

Coefficiente de reacción de subgrado horizontal. Relación que existe entre la presión lateral ejercida sobre los pilotes y el desplazamiento que estos presentan, de otra manera, es la presión lateral unitaria requerida para producir un desplazamiento horizontal unitario.

De acuerdo a la expresión de Terzaghi (1955):

$$S = \frac{S_1}{1.5B} = \frac{50}{1.5 \times 1.6393} = 20.33 \text{ lb/pul}^3 = 0.563 \text{ Kg/cm}^3$$

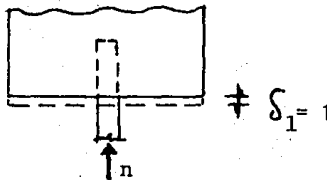
$S_1 = 50 \text{ lb}/(\text{pul}^3 \times \text{pie})$. Coeficiente de reacción de subgrado horizontal para un pilote de un pie de ancho en un pie de profundidad. Valor recomendado para arcillas blandas.

$B = 50 \text{ cm} = 1.6393 \text{ pies}$. Ancho total del pilote.

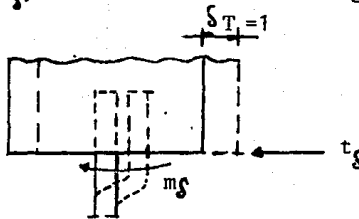
$$k = (0.563) (50) = 28.15 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} \quad I = \frac{(50)^4}{12} = 520\,833 \text{ cm}^4$$

$$E = 10\,000 \sqrt{200} = 141\,421 \text{ Kg}/\text{cm}^2$$

- a). Al inducir un desplazamiento longitudinal unitario ($S_1 = 1$), se produce una carga axial "n" en la cabeza del pilote. Como se muestra en la siguiente figura.



- b). Induciendo una deformación unitaria horizontal ($S_T = 1$) en la cabeza del pilote sin permitir el giro en ese punto, se produce una fuerza resistente horizontal (t_s) y un momento resistente en el empotramiento (m_s). Esto se observa en la siguiente figura:



De la teoría de la elasticidad, tenemos:

$$t_s = \frac{k}{B} \quad \text{y} \quad m_s = \frac{k}{2B^2}$$

Donde:

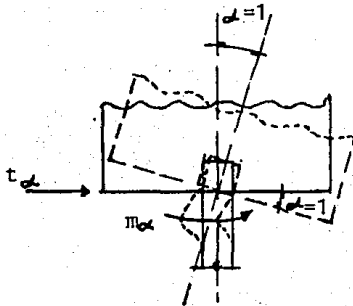
$$k = 28.15 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\beta = \sqrt[4]{\frac{k}{4EI}} = 0.00312645 \text{ cm}^{-1}$$

Por lo tanto:

$$t_{\beta} = 900.4 \text{ ton/m} \quad \text{y} \quad m_{\beta} = 1439.943 \text{ (ton-m)/m}$$

- c). Induciendo una deformación angular unitaria ($\alpha = 1 \text{ rad}$) a la cabeza del pilote sin admitir desplazamiento horizontal en ese punto, se produce una fuerza resistente horizontal (t_{α}) y un momento resistente (m_{α}).



De la teoría de la elasticidad:

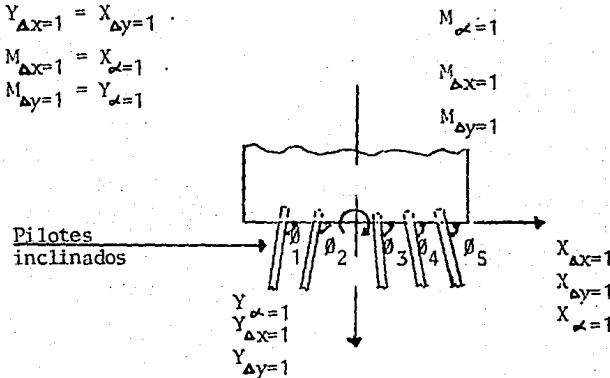
$$m_{\alpha} = \frac{k}{2\beta^3} = 4605.68 \text{ (ton-m)/rad.}$$

$$t_{\alpha} = \frac{k}{2\beta^2} = 1439.943 \text{ (ton-m)/m}$$

- 2.- Determinación de las constantes elásticas de la cimentación como un conjunto (suponiendo que la zapata es infinitamente rígida).

Un desplazamiento unitario de la zapata horizontal, vertical o giro, produce una fuerza resistente horizontal, una fuerza resistente vertical o un momento resistente respectivamente.

De la teoría de las estructuras -Ley de Maxwell-Betti-.



Expresando las fuerzas citadas en la figura anterior en términos de las constantes elásticas para un pilote aislado, tenemos que:

$$\begin{aligned}
 X_{\Delta X=1} &= -\xi(\text{ncos}^2\theta + t_g \text{sen}^2\theta) \\
 Y_{\Delta X=1} &= -\frac{1}{2}(n-t_g)\xi(\text{sen } 2\theta) \\
 M_{\Delta X=1} &= -\frac{1}{2}(n-t_g)\xi(X\text{sen } 2\theta) + m_g\xi(\text{sen } \theta) \\
 X_{\Delta Y=1} &= Y_{\Delta X=1} \\
 Y_{\Delta Y=1} &= -\xi(n \text{sen}^2\theta + t_g \text{cos}^2\theta) \\
 M_{\Delta Y=1} &= -\xi(n \text{sen}^2\theta + t_g \text{cos}^2\theta)X - m_g\xi(\text{cos } \theta) \\
 X_{\alpha=1} &= M_{\Delta X=1} \\
 Y_{\alpha=1} &= M_{\Delta Y=1} \\
 M_{\alpha=1} &= -\xi\left[(n \text{sen}^2\theta + t_g \text{cos}^2\theta)X^2\right] - 2m_g\xi(X \text{cos } \theta) - Nm_{\alpha}
 \end{aligned}$$

Donde X es la coordenada de la cabeza del pilote respecto al centro de gravedad del grupo de pilotes.

Para nuestro caso, $\theta = 90^\circ$, ya que los pilotes son colocados verticalmente. Por lo que tenemos los siguientes resultados:

$$\begin{aligned} \epsilon \text{ sen } 2\theta &= 0 \\ \text{sen } \theta &= \text{sen}^2 \theta = 1 \\ \text{cos } \theta &= \text{cos}^2 \theta = 0 \\ \epsilon \text{ sen } \theta &= \epsilon \text{ sen}^2 \theta = N = 21 \text{ pilotes} = \text{número de pilotes.} \end{aligned}$$

Por simetría, la suma algebraica de las coordenadas de los pilotes respecto a su centróide para las dos direcciones de análisis vale cero.

$$\begin{aligned} \epsilon x &= \epsilon z = 0 \\ \epsilon x^2 &= \epsilon z^2 = 2 \left[4(4.50)^2 + 2(2.70)^2 + 2(0.90)^2 + 2(1.20)^2 \right] = 200.160 \text{ m}^2 \\ X_{\Delta x=1} &= Z_{\Delta z=1} = -Nt_c = -(21)(900.4) = -18\,908.4 \text{ ton/m} \\ Y_{\Delta x=1} &= Y_{\Delta z=1} = 0 \\ M_{\Delta x=1} &= M_{\Delta z=1} = Nm_s = (21)(1\,439.943) = 30\,238.8 \text{ (ton-m)/m} \\ X_{\Delta y=1} &= Z_{\Delta y=1} = Y_{\Delta x=1} = 0 \\ Y_{\Delta y=1} &= -Nn = -(21)(7\,500) = -157\,500 \text{ ton/m} \\ M_{\Delta y=1} &= 0 \\ X_{\alpha=1} &= Z_{\alpha=1} = M_{\Delta x=1} = 30\,238.8 \text{ (ton-m)/m} \\ Y_{\alpha=1} &= Y_{\alpha=1} = M_{\Delta y=1} = 0 \\ M_{\alpha=1} &= M_{\alpha=1} = -n \sum x^2 - Nm_{\alpha} = -(7500)(200.16) - (21)(4605.68) = -1597919.3 \\ &\quad \text{(ton-m)/rad} \end{aligned}$$

3.- Determinación de los desplazamientos de la cimentación.

Si asociamos los desplazamientos de la cimentación ΔX , ΔY y α , con una fuerza V a lo largo del eje X , una fuerza P a lo largo del eje Y y un momento M respecto al centroide del grupo de pilotes respectivamente, aplicados todos en la base de la zapata, obtenemos el sistema de ecuaciones siguiente:

$$X_{\Delta x=1} \Delta X + X_{\Delta y=1} \Delta Y + X_{\alpha=1} \alpha + V = 0$$

$$X_{\Delta y=1} \Delta X + Y_{\Delta y=1} \Delta Y + Y_{\alpha=1} \alpha + P = 0$$

$$X_{\alpha=1} \Delta X + Y_{\alpha=1} \Delta Y + M_{\alpha=1} \alpha + N = 0$$

Discretizando el problema al caso de la cimentación del metro elevado, y sustituyendo los valores de $Y_{\Delta X=1} = 0 = X_{\Delta Y=1}$ y $M_{\Delta Y=1} = 0 = Y_{\alpha=1}$ en el sistema de ecuaciones anterior, al resolverlo, tenemos:

$$\Delta X = \frac{X_{\alpha=1} M - M_{\alpha=1} V}{X_{\Delta X=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2} \quad \text{----- (4.7)}$$

$$\Delta Y = - \frac{P}{Y_{\Delta Y=1}} \quad \text{----- (4.8)}$$

$$\alpha = \frac{X_{\alpha=1} V - M X_{\Delta X=1}}{X_{\Delta X=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2} \quad \text{----- (4.9)}$$

4.- Obtención de las rigideces K_c y R_c de la cimentación.

Rigidéz a la traslación de la base de la cimentación.

$$F = \Delta K ; V = \Delta X K_c ; K_c = \frac{V}{\Delta X}$$

Rigidéz a la rotación de la base de la cimentación.

$$M = R_c \alpha ; R_c = \frac{M}{\alpha}$$

Despejando $K_c = \frac{V}{\Delta X}$ de la ecuación (4.7), tenemos:

$$\left[X_{\Delta X=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2 \right] \Delta X + M_{\alpha=1} V - X_{\alpha=1} M = 0$$

Dividiendo entre V y ordenando:

$$K_c = \frac{V}{\Delta X} = \frac{X_{\Delta X=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2}{\frac{M}{V} (X_{\alpha=1}) - M_{\alpha=1}} \quad \text{----- (4.10)}$$

Despejando $R_c = \frac{M}{\alpha}$ de la ecuación (4.9), tenemos:

$$\left[X_{\Delta X=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2 \right] \alpha + M X_{\Delta X=1} - X_{\alpha=1} V = 0$$

Dividiendo entre M y ordenando:

$$R_c = \frac{X_{\Delta X=1} M_{\alpha=1} - (X_{\alpha=1})^2}{\frac{V}{M} (X_{\alpha=1}) - X_{\Delta X=1}} \quad \text{----- (4.11)}$$

Los valores de las rigideces a la rotación y a la traslación de la base de la cimentación, están en función de la relación que existe entre la fuerza cortante y el momento flexionante en ese punto. Esto traduce el análisis a un problema de tantéos.

Para la dirección X, supondremos un valor de $\frac{M}{V} = 8.60$.

Por lo tanto, si sustituimos valores en las ecuaciones (4.10) y (4.11):

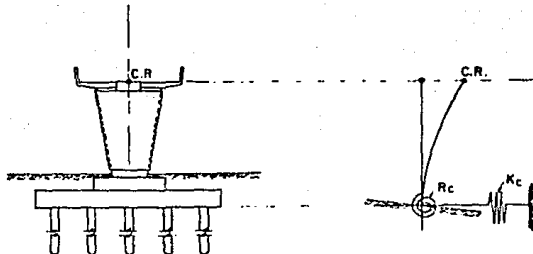
$$K_{cx} = 15\,769.7 \text{ ton/m}$$

$$R_{cx} = 1\,306\,591.5 \text{ ton-m/rad}$$

Para la dirección Z, supondremos un valor de $\frac{M}{V} = 7.50$. Por lo tanto:

$$K_{cz} = 16\,057.2 \text{ ton/m}$$

$$R_{cz} = 1\,277\,219.1 \text{ ton-m/rad}$$



REALIZACIÓN DE LA ESTRUCTURA

4.2. ANALISIS DE LA TRABE.

Para seleccionar el tipo de trabe a utilizar, se estudiaron varias alternativas estructurales, tales como; solución tipo Gerber, estructura continua, estructura isostática tipo Rotterdam y estructura isostática a base de vigas simplemente apoyadas sobre columnas. Tomando en cuenta el costo de la obra civil, la sección transversal necesaria y los claros por salvar, así como estudios de Geotécnia y Sísmicos, se optó por la última solución mencionada, ya que es más económica que las demás y tolera fácilmente los hundimientos diferenciales, además de que permite la solución de una cimentación a base de pilotes de fricción. Desde el punto de vista sísmico, es muy importante la libertad de desplazamiento y giro en los extremos de la viga, lo que se logra con una estructura simplemente apoyada.

DESCRIPCION GENERAL DE LA ESTRUCTURA.

La estructura es a base de trabes postensadas de 30.0 m. de claro considerando tramos libremente apoyados. La sección está formada por tres nervaduras de ancho variable, losa superior de compresión, diafragmas verticales en los extremos y tercios del claro a efecto de uniformizar los desplazamientos y una losa inferior que en conjunto con dichos diafragmas proporciona rigidéz torsionante al sistema.

El análisis de la trabe simplemente apoyada se realiza tanto longitudinal como transversalmente. Para el análisis en forma longitudinal, debido a lo problemático que es el hecho de considerar las cargas móviles de los trenes, se recurre a las líneas de influencia tanto para el tren normal como para el de mantenimiento. Para el análisis transversal, la estructura se considera como un elemento rígido, sin desplazamientos laterales.

SOLICITACIONES.

Las cargas que actúan sobre las trabes del metro elevado se dividen en-

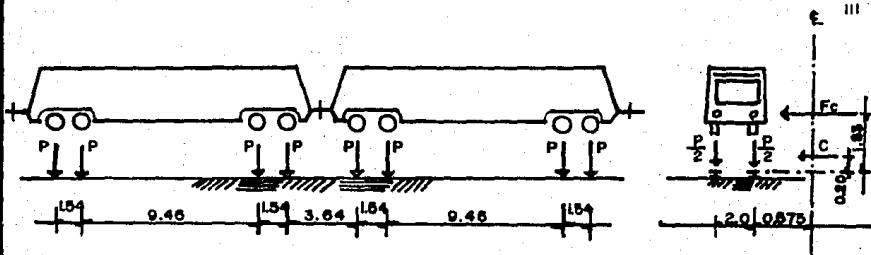
cargas permanentes y cargas no permanentes. Las cargas permanentes o -cargas muertas la conforman: el peso propio de la estructura-losa superior, inferior y nervaduras-, y la sobrecarga-balasto; arena, riel y barra guía, instalaciones, charolas, pretil, parapeto y tapa ductos-.

Las cargas no permanentes o cargas vivas son provocadas por los trenes-que transitan a lo largo del tramo. Existen dos tipos de trenes; el --tren denominado normal-aquél que se utiliza para el transporte de usuarios y que consta de nueve vagones-; y el tren de mantenimiento-utiliza do para este fin-.

Las cargas por cada eje del tren tipo y de mantenimiento se consideraa--rán conforme a las figuras 4.10 y 4.11 respectivamente. Se considera--rá una carga de impacto del 30 % para el tren tipo y del 25 % para el -tren de mantenimiento.

4.2.a. Análisis de cargas permanentes o cargas muertas.

CONCEPTO.	(ton/m ³)	V (m ³ /m)	W(ton/m)
Balasto	1.60	2.91175	4.667
Arena	1.60	0.45181	0.723
Riel y Barra Guía	8.88	0.08109	0.720
Instalaciones y Cables	8.90	0.05618	0.500
Murete	2.40	0.13036	0.313
Charolas	7.85	0.01019	0.080
Pretil	2.40	0.20670	0.496
Parapeto	2.40	0.17920	0.430
Tapa ducto	2.40	0.07750	0.190
T O T A L			8.112
Trabe	2.40	5.08230	12.198



F_c - FUERZA CENTRIFUGA.

C - FUERZA DE CABECEO.

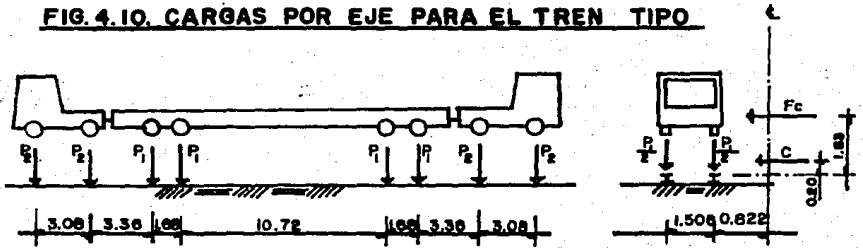
P - CARGA VERTICAL POR CADA EJE.

$P = 12.20$ TON (SIN IMPACTO)

$P = 15.86$ TON (CON 30% DE IMPACTO)

NOTA: CADA CONVOY CONSTA DE NUEVE VAGONES TIPO.

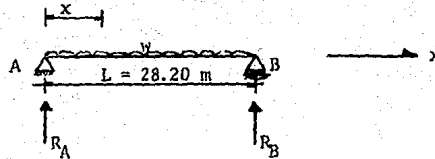
FIG. 4.10. CARGAS POR EJE PARA EL TREN TIPO



$P_1 = 17.325$ TON	}	SIN IMPACTO
$P_2 = 20.00$ TON		
$P_1 = 21.66$ TON	}	CON 25% DE IMPACTO
$P_2 = 25.00$ TON		

FIG. 4.11. CARGAS POR EJE PARA EL TREN DE MANTENIMIENTO

TABLA 4.2.1. ANALISIS CONSIDERANDO CARGAS PERMANENTES O CARGAS MUERTAS.
 MODELO MATEMATICO.



$$M_{0x} = R_x - \frac{Wx^2}{2}$$

$$V_{0x} = R - Wx$$

CONCEPTO	W (ton/m)	X (m)	Mo (ton-m)	Vo (ton)	X (m)	Mo (ton-m)	Vo (ton)	X (m)	Mo (ton-m)	Vo (ton)
Peso propio	12.198	0.000	0.000	171.992	0.800	153.690	162.234	2.650	412.949	139.667
Sobrecarga.	8.112	0.000	0.000	114.379	0.800	88.907	107.889	2.650	274.621	92.882

CONCEPTO	W (ton/m)	X (m)	Mo (ton-m)	Vo (ton)	X (m)	Mo (ton-m)	Vo (ton)	X (m)	Mo (ton-m)	Vo (ton)
Peso propio.	12.198	3.525	530.488	128.994	7.050	909.408	85.996	10.575	1136.760	42.998
Sobrecarga.	8.112	3.525	352.788	85.784	7.050	604.779	57.189	10.575	755.973	28.595

CONCEPTO	W (ton/m)	X (m)	Mo (ton-m)	Vo (ton)
Peso propio	12.198	14.100	1212.545	0.000
Sobrecarga.	8.112	14.100	806.371	0.000

4.2.b. Análisis de cargas no permanentes o cargas vivas.

Líneas de influencia.

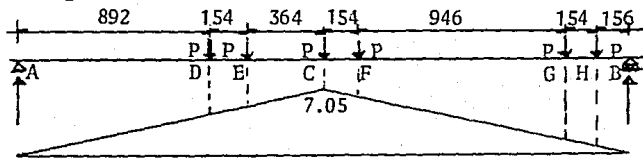
" Una línea de influencia es una curva ordenada en un punto cualquiera es igual al valor de una función particular debida a una carga - unidad que actúa en ese punto..." (*)

El análisis de cargas vivas de la trabe, se realizará con el auxilio de las líneas de influencia por eje, como en el caso de puentes.

MOMENTO FLEXIONANTE.

TREN NORMAL. $P = 15.860 \text{ ton}$

Para $X = 14.10 \text{ m}$ ($\frac{L}{2}$)



Si $P = 1$ en el punto C, Entonces $R_A = R_B = 0.50$. Por lo tanto,

$$M_C = R_A \left(\frac{L}{2}\right) = (0.50)(14.10 \text{ m}) = 7.05 \text{ m.}$$

Para los puntos D, E, F, G y H, se establece una proporción lineal.

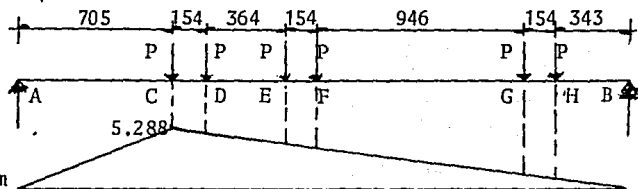
$$M_C = (15.86 \text{ ton})(4.46 + 5.23 + 7.05 + 6.28 + 1.55 + 0.78) \text{ m} =$$

$$M_C = 402.051 \text{ ton-m}$$

Para $X = 7.05 \text{ m}$ ($\frac{L}{4}$)

$$R_A = 0.75$$

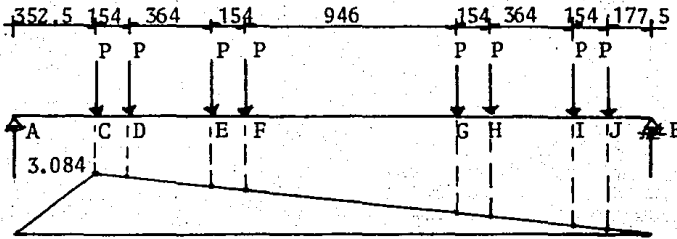
$$R_B = 0.25$$



$$M_C = 315.503 \text{ ton-m}$$

(*) REFERENCIA 7.

PARA $X = 3.525 \text{ m } (\frac{1}{8})$

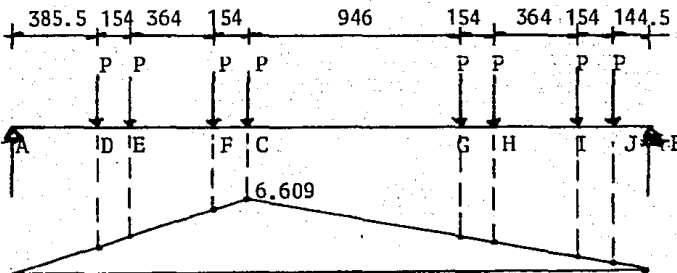


$R_A = 0.875$

$R_B = 0.125$

$M_C = 209.733 \text{ ton-m}$

Para $X = 10.575 \text{ m } (\frac{3}{8}L)$

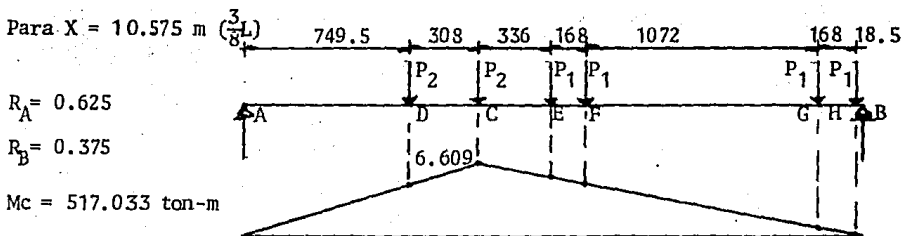
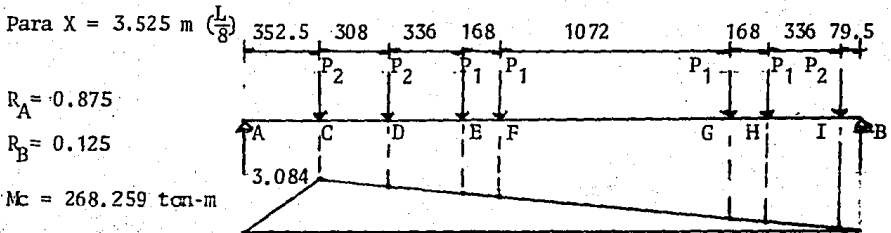
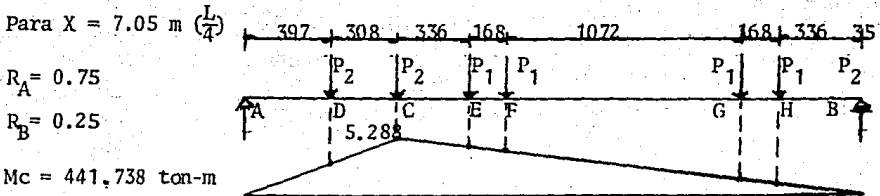
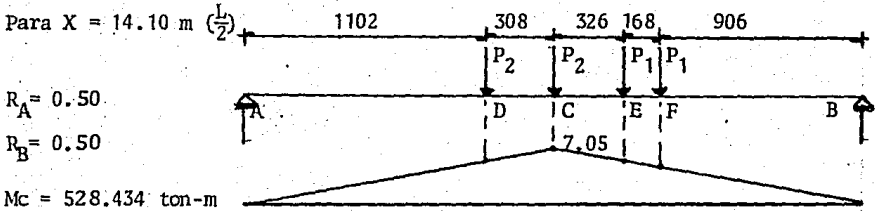


$R_A = 0.625$

$R_B = 0.375$

$M_C = 400.370 \text{ ton-m}$

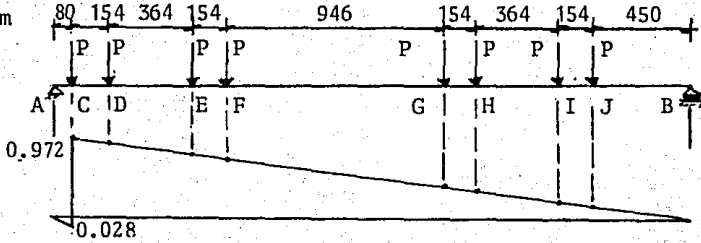
TREN DE MANTENIMIENTO $P_1 = 21.66$ ton $P_2 = 25$ ton.



FUERZA CORTANTE.

TREN NORMAL. $P = 15.860 \text{ ton.}$

Para $X = 0.80 \text{ m}$

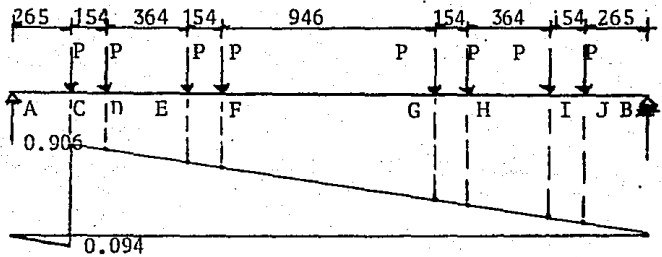


Si $P=1$ en C ; $R_a=0.972$, $R_b = 0.028$

$$V_c = (15.86 \text{ ton}) (0.972+0.917+0.788+0.734+0.398+0.343+0.214+0.16)$$

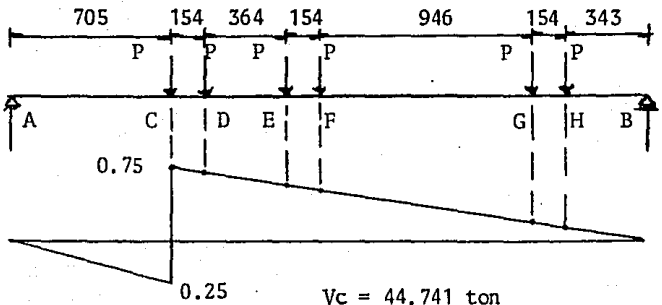
$$V_c = 71.782 \text{ ton.}$$

Para $X = 2.65 \text{ m}$



$$V_c = 63.440 \text{ ton}$$

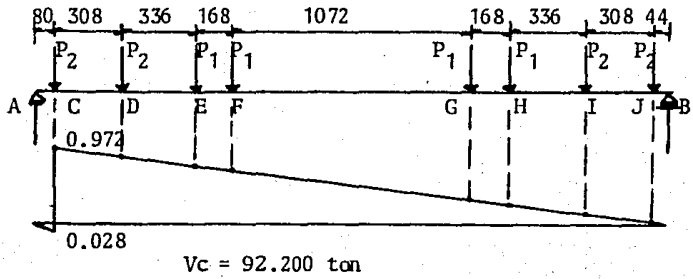
Para $X = 7.05 \text{ m}$



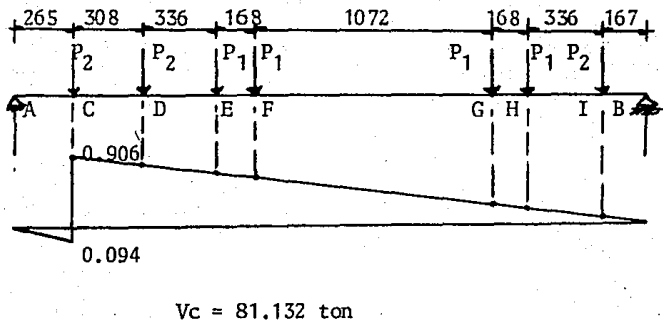
$$V_c = 44.741 \text{ ton}$$

TREN DE MANTENIMIENTO $P_1 = 21.66 \text{ ton}$ $P_2 = 25 \text{ ton.}$

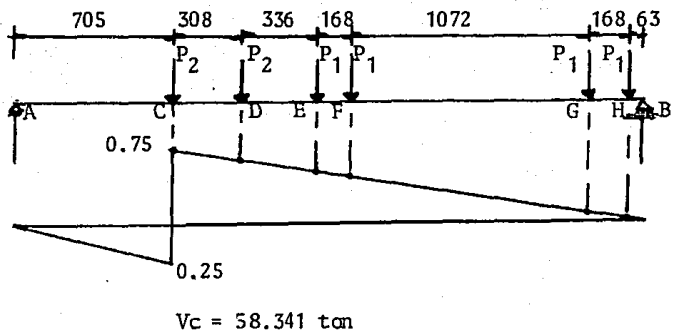
Para $X = 0.80 \text{ m}$

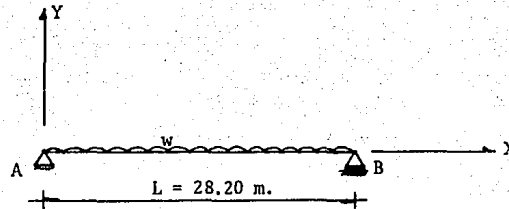


Para $X = 2.65 \text{ m}$



Para $X = 7.05 \text{ m.}$





CONCEPTO	X (m)	M (ton-m)	V (ton)	X (m)	M (ton-m)	V (ton)	X (m)	M (ton-m)	V (ton)	X (m)	M (ton-m)	V (ton)
Popo	0	0	171.992	0.80	133.690	162.234	2.65	412.949	139.667	3.525	530.488	128.994
Sc	0	0	114.379	0.80	88.907	107.889	2.65	274.621	92.882	3.525	352.788	85.784
T.N.	0	0	75.367	0.80	55.447	71.782	2.65	168.132	63.440	3.525	209.733	59.507
T.M.	0	0	97.426	0.80	73.748	92.200	2.65	215.043	81.132	3.525	268.259	76.121

CONCEPTO	X (m)	M (ton-m)	V (ton)	X (m)	M (ton-m)	V (ton)	X (m)	M (ton-m)	V (ton)
Popo	7.05	909.408	85.996	10.575	1136.760	42.998	14.10	1212.545	0
Sc	7.05	604.779	57.189	10.575	755.973	28.595	14.10	806.371	0
T.N.	7.05	315.503	44.741	10.575	400.370	32.894	14.10	402.051	24.155
T.M.	7.05	441.738	58.341	10.575	517.033	44.423	14.10	528.434	32.758

Popo - Peso propio

Sc - Sobrecarga

T.N. - Tren Normal

T.M. - Trer. de Mantenimiento.

TABLA 4.2.2. RESULTADOS DEL ANALISIS
DE CARGAS MOVILES O CARGAS VIVAS.

4.2.1. ANALISIS DE DIAFRAGMAS

4.2.1.a Análisis de cargas muertas.

Peso por nervadura.

Trabe $W = 12.198 \text{ ton/m}$; $L=28.70 \text{ m}$; $P_T = \frac{175.041 \text{ ton}}{3} = 58.347 \text{ ton/nerv.}$

Sobrecarga $W = 8.112 \text{ ton/m}$; $L=28.70 \text{ m}$; $P_T = \frac{116.407 \text{ ton}}{3} = 38.802 \text{ ton/nerv.}$

Centrales $h = 220 \text{ cm}$, $\gamma = 2.40 \text{ ton/m}^3$; $P_c = \frac{9.013 \text{ ton}}{3} = 3.004 \text{ ton/nerv.}$

Colados posteriores (ménsula, parapeto y muretes)

$P_m = 1.896 \text{ ton}$ - peso ménsula

$P_p = 0.398 \text{ ton}$ - peso parapeto

$P_{mu} = 1.843 \text{ ton}$ - peso muretes

$P_{cp} = \frac{4.137 \text{ ton}}{3} = 1.379 \text{ ton/nerv.}$

Peso propio de diafrágm. $P_{cm} = 101.532 \text{ ton/nerv.}$

$b = 80 \text{ cm}$ $L = 569 \text{ cm}$

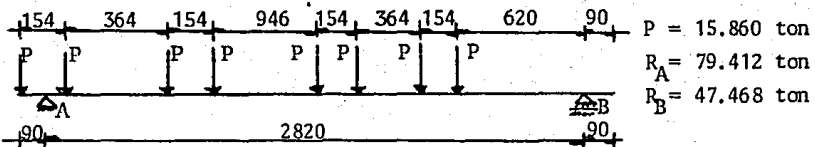
$h = 220 \text{ cm}$ $\gamma = 2.4 \text{ ton/m}^3$

$W = 4.224 \text{ ton/m}$

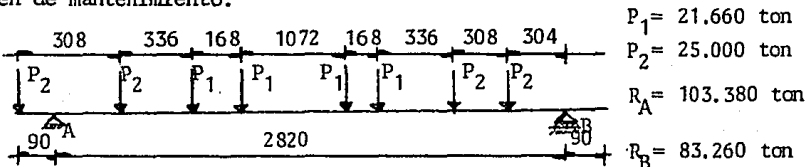
4.2.1.b. Análisis de cargas vivas.

Reacciones máximas.

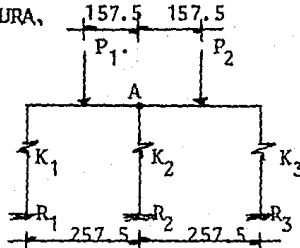
a). Tren normal.



b). Tren de mantenimiento.



DESCARGA POR NERVADURA,



$$P_1 = 103.380 \text{ ton}$$

$$P_2 = 79.412 \text{ ton}$$

$$K_1 = K_2 = K_3 = \text{Rigideces}$$

Momento tangencial respecto al punto A.

$$M = P_1 X - P_2 x = (103.38 \text{ ton}) (1.575\text{m}) - (79.412 \text{ ton}) (1.575\text{m}) = 37.749 \text{ ton-m}$$

$$P_T = P_1 + P_2 = 182.792 \text{ ton.}$$

Aplicando la ecuación de la escuadría para pilotes:

$$R_i = \frac{P_T}{n} + \frac{M y X}{X^2} + \frac{M x y}{y^2} \quad (*)$$

Descarga por nervadura debido a carga viva:

$$R_1 = 53\,601 \text{ Kg}$$

$$R_2 = 60\,931 \text{ Kg}$$

$$R_3 = 68\,261 \text{ Kg}$$

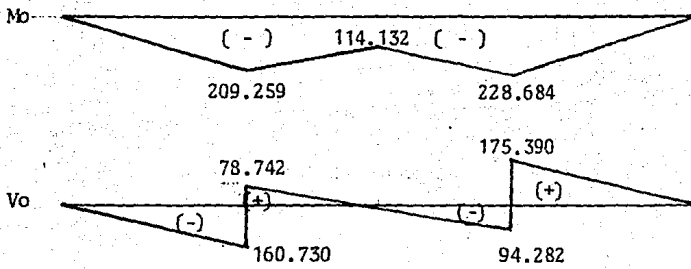
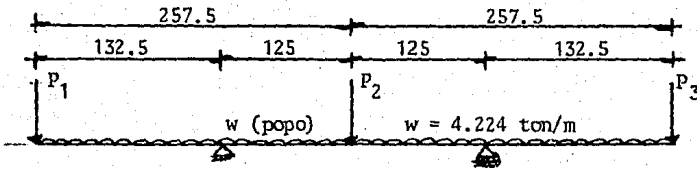
PESO TOTAL POR NERVADURA (CM + CV):

$$P_1 = 101.532 \text{ ton} + 53.601 \text{ ton} = 155.133 \text{ ton}$$

$$P_2 = 101.532 \text{ ton} + 60.931 \text{ ton} = 162.463 \text{ ton}$$

$$P_3 = 101.532 \text{ ton} + 68.261 \text{ ton} = 169.793 \text{ ton}$$

ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES EN EL DIAFRAGMA.



$$M_{o_{\max}} = 114.132 \text{ ton-m (+)}$$

$$M_{o_{\max}} = 228.684 \text{ ton-m (-)}$$

$$V_{o_{\max}} = 175.390 \text{ ton}$$

4.2.2. ANALISIS DE LOSAS.

4.2.2.a. Análisis de cargas muertas.

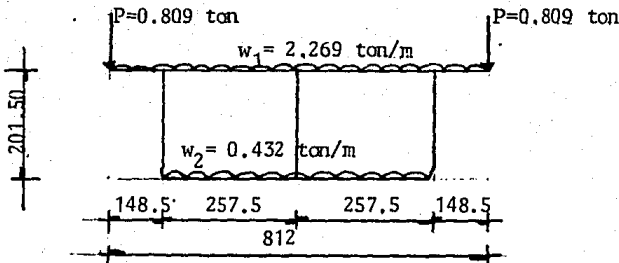
Peso de losa superior $W = (0.22 \text{ m}) (1.50 \text{ m}) (2.40 \text{ t/m}^3) = 0.792 \text{ ton/m}$

Peso de losa inferior $W = (0.12 \text{ m}) (1.50 \text{ m}) (2.40 \text{ t/m}^3) = 0.432 \text{ ton/m}$

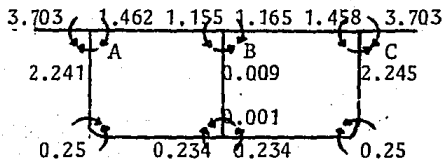
Sobrecarga $P_{SC} = (8.112 \text{ ton/m}) (1.50 \text{ m}) = 12.168 \text{ ton}$;

$W_{SC} = (12.168 \text{ ton}) / (8.24 \text{ m}) = 1.477 \text{ ton/m}$

Parapeto $P_p = (0.33705 \text{ m}^3) (2.4 \text{ t/m}^3) = 0.809 \text{ ton}$.



ELEMENTOS MECANICOS PRODUCIDOS POR CARGAS MUERTAS.



$R_A = R_C = 4.059 \text{ ton}$

$R_B = 6.076 \text{ ton}$

$M_{\text{máx}} = 2.16856 \text{ ton-m}(+)$
para $x = 1.789 \text{ m}$.

$M_{\text{máx}} = 3.703 \text{ ton-m}$

4.2.2.b Análisis de cargas vivas.

Momento flexionante

(De acuerdo al manual AASHTO) $M = \left(\frac{S+2}{32}\right) P_2$ - - - (*) P - carga máxima aplicada
S - longitud efectiva del claro.

(*) REFERENCIA 21.

$$S = 2.575 \text{ m}$$

$$P_0 = 25\,000 \text{ Kg (tren de mantenimiento + impacto)}$$

$$b = 1.50 \text{ m}$$

$$P_1 = \frac{P_0}{b} = 16\,666.67 \text{ Kg (la influencia de la carga se distribuye a lo largo de } b)$$

$$\text{Para losas contínuas } P_2 = (P_1) (0.80) = 12\,333.33 \text{ Kg}$$

$$M = \underline{1.906 \text{ ton-m}}$$

MOMENTO ULTIMO ACTUANTE EN LA LOSA (de acuerdo al manual AASHTO).

$$M_u = \frac{1.30}{\beta} \left[M_{CM} + \frac{5}{3} M_{CY} + I \right] \quad \beta = 0.95 \text{ --- (*)}$$

CONCEPTO	M_{CM} (ton-m)	$M_{CY} + I$ (ton-m)	M_u (ton-m)
Nervad. extrema	3.70300	0.00000	5.06726
Nervad. central	1.16500	1.906.00	5.94123
Momento positivo	2.16856	1.906.00	7.31452

Donde:

M_{CM} - Momento producido por carga muerta

$M_{CY}+I$ - Momento producido por carga viva + impacto.

M_u - Momento Último.

(*) REFERENCIA 21.

4.3 ANALISIS DE LA COLUMNA.

Las dimensiones de la columna en el extremo superior están gobernadas, - en dirección longitudinal a la línea, por el espacio necesario para las operaciones de postensado y en dirección transversal por el ancho entreapoyos de la trabe postensada, y por las dimensiones necesarias para tomar adecuadamente los efectos de sismo y cabeceo del tren.

Por razones arquitectónicas se optó por una columna de sección variable con dimensiones de 2.40 m X 2.20 m en la base y 2.40 m X 3.67 m en el extremo superior. La altura es de 5.50 m a partir del dado de repartición de carga. Esta altura puede variar ligeramente de una a otra columna según requisitos de funcionamiento y gálibos. Se tiene un recubrimiento adicional de 5 cm y 15 cm en las caras inclinadas, con entrecalles horizontales y verticales.

El análisis de cargas de la columna incluye aquél de cargas muertas, cargas vivas y cargas accidentales.

Las cargas muertas están comprendidas por el peso de la trabe, del fallón, de la parte correspondiente de la columna y su recubrimiento.

Las cargas vivas son producidas por el tren tipo y el de mantenimiento.

Previendo lo que debe ocurrir en forma obvia, se analizan las combinaciones de cargas de ambos trenes hacia la columna, obteniendo las reacciones máximas y conjungándolas en las cuatro combinaciones más frecuentes.

En cuanto a las cargas accidentales, hacemos un análisis sísmico más a fondo, ya que es el efecto más crítico para una estructura con estas características.

El análisis sísmico se realiza a través de cuatro diferentes métodos, -- aplicandose para fines de proyecto aquel que incluye la inercia rotacional y la interacción dinámica suelo - estructura.

El efecto del viento no es tan significativo, razón por la cual se omite.

4.3.1. ANALISIS DE CARGAS EN LA BASE DE LA COLUMNA.

a) Cargas muertas -CM-.

Peso de columna	92.981 ton
Peso del faldón	3.626 ton
Peso de recubrimiento	10.423 ton
Peso de la trabe	656.242 ton

$$CM = 763.272 \text{ ton} = Fy$$

b) Cargas vivas -CV-.

Fuerza de cabecéo (Fx). En la circulación de los trenes tipo y de mantenimiento, se deben considerar los efectos de cabecéo que dan lugar a fuerzas laterales sobre la estructura. Se considerará una carga horizontal, transversal al eje del metro, del 25% del peso de uno de los ejes a cada lado de la estructura, sin considerar impacto y aplicada 20 cm arriba del hongo del riel. (*)

$$H_c = 8.593 \text{ m.}$$

Tren tipo:

$$Fx = (0.25)(12.1968 \text{ ton}) = 3.0492 \text{ ton.}$$

Tren de mantenimiento:

Eje P₁

$$Fx = (0.25)(17.325 \text{ ton}) = 4.33125 \text{ ton.}$$

Tren de mantenimiento: Eje P₂.

$$Fx = (0.25)(20 \text{ ton}) = 5.000 \text{ ton.}$$

(*) REFERENCIA 23.

Fuerzas de frenaje y aceleración. Estos conceptos de los trenes provocarán fuerzas longitudinales sobre las estructuras del metro que deberán considerarse aplicadas a una altura de 1.83 m sobre el hongo del riel. (*)

$$H_{fa} = 10.223 \text{ m}$$

Fuerza de frenaje.(Fz). Para evaluar la fuerza de frenaje se considerará una aceleración negativa de 2.10 m/seg^2 .

Tren tipo T.T.

$$F_{f1} = (-2.10 \text{ m/seg}^2) \left(\frac{7.5 \times 12.1968 \text{ ton}}{9.81 \text{ m/seg}^2} \right) = -19.582 \text{ ton (sin impacto)}$$

$$F_{f2} = (1.30) F_{f1} = -25.457 \text{ ton (con impacto)}$$

Tren de mantenimiento. TM-1 -máxima compresión-

$$F_{f1} = (-2.10) \left(\frac{2(17.325 + 20)}{9.81} \right) = -15.980 \text{ ton (sin impacto)}$$

$$F_{f2} = (1.25) F_{f1} = -19.975 \text{ ton.}$$

Tren de mantenimiento. TM-2 -máxima flexión-

$$F_{f1} = (-2.10) \frac{(3.5) (20) + (4) (17.325)}{9.81} = -29.820 \text{ ton (sin impacto)}$$

$$F_{f2} = (1.25) F_{f1} = -37.274 \text{ ton.}$$

Fuerza de aceleración.(Fz). Para considerar este efecto, se considerará una aceleración de 1.90 m/seg^2 .

Tren tipo TT:

$$F_{a1} = (1.90 \text{ m/seg}^2) \frac{(7.5) (12.1968 \text{ ton})}{9.81 \text{ m/seg}^2} = 17.717 \text{ ton (sin impacto)}$$

(*) REFERENCIA 23.

$$Fa_2 = (1.30) Fa_1 = 23.032 \text{ ton} \quad (\text{con impacto})$$

Tren de mantenimiento TM-1 -máxima compresión-.

$$Fa_1 = (1.90) \frac{(2) (17.325+20)}{9.81} = 14.458 \text{ ton (sin impacto)}$$

$$Fa_2 = (1.25) Fa_1 = 18.073 \text{ ton (con impacto).}$$

Tren de mantenimiento TM-2 -máxima flexión-.

$$Fa_1 = (1.90) \frac{(3.50) (20)+(4) (17.325)}{9.81} = 26.980 \text{ ton (sin impacto)}$$

$$Fa_2 = (1.25) Fa_1 = 33.725 \text{ ton (con impacto).}$$

TABLA 4.3.1.

RESUMEN DE CALCULOS:

CONDICION	R_B (ton)		R_C (ton)		R_T (ton)	
	S.IMP.	C.IMP.	S.IMP.	C.IMP.	S.IMP.	C.IMP.
T.T.	36.600	47.580	54.597	70.976	91.197	118.556
TM-1	40.672	50.840	64.285	80.356	104.957	131.196
TM-2	10.000	12.500	72.059	90.074	82.059	102.574

CONDICION	FUERZA	FUERZA DE FRENAJE		FUERZA DE ACBLERACION	
	CENTRIFUGA	F_z (ton)		F_z (ton)	
	F_x (ton)	S.IMP.	C.IMP.	S.IMP.	C.IMP.
T.T.	3,049	19.582	25.457	17.717	23.032
TM-1	5,000	15.980	19.975	14.458	18.073
TM-2	5,000	29.820	37.274	26.980	33.725

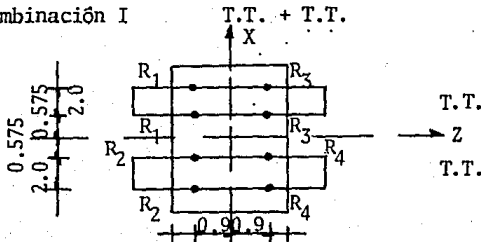
Donde: R_T Reacción total $R_T = R_B + R_C$,

R_B Reacción en el apoyo B.

R_C Reacción en el apoyo C.

COMBINACIONES DE CARGAS VIVAS.

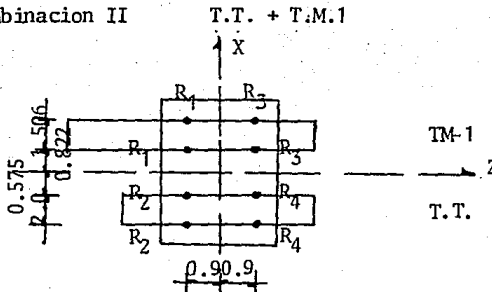
Combinación I



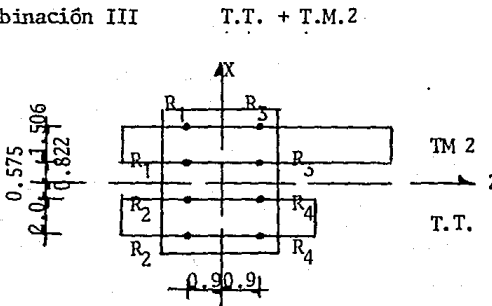
Donde $R_1, R_2 = R_B$ de la figura del análisis estático.

Asimismo, $R_3, R_4 = R_c$ de la misma figura.

Combinación II



Combinación III



Combinación IV

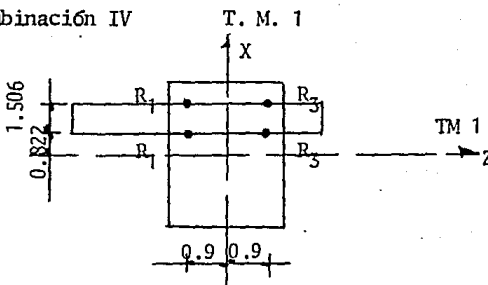


TABLA 4.3.2.

Efectos de CV en la base de la columna.

COMBINACION	CABECEO Fx (ton)	VERTICAL Fy (ton)	FRENAJE Y ACELER Fz (ton)	Mx (ton-m)	Mz (ton-m)
TT + TT	6.098	474.224	48.489	579.929	52.400
TT + TM1	10.000	499.504	43.530	540.249	125.746
TT + TM2	8.049	442.260	60.306	798.254	-119.508
TM1	10.000	262.392	19.975	257.333	499.197

Donde:

$$F_x = F_{x1} + F_{x2}$$

$$F_y = (R_1 + R_2 + R_3 + R_4) \cdot (2)$$

$$F_z = F_{f1} + F_{a2} \quad \text{Frena un tren y acelera otro}$$

$$M_x = 2 (R_3 + R_4) - 2 (R_1 + R_2) \quad (0.90) + F_z H_{f_a} \quad H_{f_a} = 10.223 \text{ m}$$

$$M_z = (R_1 + R_3) (2.575 + 0.575) - (R_2 + R_4) (2.575 + 0.575) + F_x H_c \quad H_c = 8.593 \text{ m}$$

TABLA 4.3.3.

FUERZAS LATERALES ACCIDENTALES DEBIDAS A CV.

COMBINACION	SISMO X + 0.5 SISMO Z		SISMOS Z + 0.5 SISMO X	
	Fx (ton)	Fz (ton)	Fx (ton)	Fz (ton)
TT+TT	125.861	67.187	62.931	134.374
TT+TM1	127.893	63.443	63.947	126.886
TT+TM2	124.570	71.214	62.285	142.428
TM1	114.742	58.188	57.371	116.376

4.3.2. CONSIDERACIONES PARA DISEÑO POR SISMO SEGUN EL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES DEL DEPARTAMENTO DEL DISTRITO FEDERAL R.C.D.F., 1977.

ESTRUCTURA GRUPO A. Construcción cuyo funcionamiento es especialmente importante a raíz de un sismo, pues en caso de fallar causaría pérdidas directas o indirectas excepcionalmente altas en comparación con el costo necesario para aumentar su seguridad.

ESTRUCTURA TIPO 1. Péndulo invertido, pues más del 50 % de su masa se halla en el extremo superior, y cuenta con un solo elemento resistente en la dirección de análisis.

COEFICIENTE SISMICO "c". Zona III, terreno compresible. Para estructuras grupo A. Cociente de la fuerza cortante horizontal en la base de la construcción, sin reducir por ductilidad, y el peso W de la misma sobre dicho nivel. $c = 0.24 \times 1.3 = 0.312$

REDUCCION POR DUCTILIDAD. Con fines de diseño, las fuerzas sísmicas para análisis estático y los espectros para análisis dinámico modal, se obtendrán dividiendo el coeficiente sísmico o las ordenadas de los espectros de diseño entre el factor Q'. Este factor es función del factor de ductilidad Q definido para estructuras elasto-plásticas, como la deformación máxima que puede soportar el sistema sin fallar, dividida entre la deformación de fluencia. El factor de ductilidad utilizado, será $Q=2$, puesto que la resistencia a fuerzas laterales es suministrada por una sola columna de concreto reforzado.

Las deformaciones se calcularán multiplicando por Q las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas.

CRITERIO DE ANALISIS. La estructura se analizará bajo la acción de dos componentes horizontales ortogonales del movimiento del terreno. Los efectos correspondientes (desplazamientos y fuerzas internas), se combinarán con los producidos por las fuerzas permanentes. Dicha combinación se hará sumando vectorialmente los efectos de las fuerzas permanentes, --

los que resultan al actuar el sismo en una dirección de análisis y el 50 % de los de la otra dirección.

FACTOR DE CARGA. El factor de carga para diseño plástico (resistencia última), que se debe considerar, es 20 % superior al especificado ya que cuenta con un solo elemento para resistir los efectos sísmicos.

$$F. C. = 1.1 \times 1.2 = 1.32$$

Se considerarán los efectos de inercia rotacional en péndulos invertidos.

ANÁLISIS DINAMICO. En el Análisis Dinámico Modal deberá incluirse el efecto de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual que 0.4 seg., pero en ningún caso podrán considerarse menos de tres modos.

Las respuestas modales R_i (donde R_i puede ser fuerza cortante, deformación, momento de voltéo, etc.) se combinarán de acuerdo con la expresión siguiente:

$$R_i = (\sum R_i^2)^{1/2}$$

DESPLAZAMIENTOS HORIZONTALES. Las deformaciones laterales de la columna, no excederán de $0.008H$, donde H =altura de la columna.

4.3.3. ANALISIS SISMICO ESTATICO.

De acuerdo al artículo 240 del R.C.D.F., para efectuar el análisis estático de una estructura, se supone una fuerza horizontal actuando sobre el punto donde se considera concentrada la masa (extremo superior de la columna o centro de rotación de la masa C.R.). El factor de proporcionalidad se tomará de tal manera que la relación V_0/W en la base sea igual a c/Q pero no menor que a_0 . Es decir.

$$\frac{V_0}{W} = \frac{c}{Q} \quad ; \quad V_0 = \frac{cW}{Q} \quad \text{pero} \quad \frac{c}{Q} > a_0$$

En el análisis de péndulos invertidos, además de la fuerza lateral, se tendrán en cuenta las aceleraciones verticales de la masa superior asociadas al giro de dicha masa con respecto a un eje horizontal normal a la dirección de análisis y que pase por el punto de unión entre la masa y el elemento resistente. El efecto de dichas aceleraciones se tomará equivalente a un par aplicado en el extremo superior del elemento resistente cuyo valor es:

$$M_0 = \frac{1.5 V_0 r_0^2 \theta_0}{\delta_0}$$

$$\theta_0 = V_0 \delta' (*)$$

$$\delta_0 = \frac{V_0}{K} (*)$$

Donde:

r_0 - Radio de giro de la masa igual a $\sqrt{J/m}$.

θ_0 - Giro del extremo superior de la columna bajo la acción de la fuerza lateral V_0 .

δ_0 - Desplazamiento lateral de dicho extremo bajo la acción de V_0 .

Podrán adoptarse fuerzas cortantes menores que las calculadas si tomamos en cuenta el valor aproximado del período fundamental de vibración de la estructura de acuerdo con lo siguiente:

El período fundamental T se tomará igual a:

(*) Los valores de K, K_r y δ' son las rigideces de la columna ya definidas.

$$T = 6.3 \sqrt{\frac{\sum W_i X_i^2}{g \sum P_i X_i}} = 6.3 \sqrt{\frac{mg \delta_1^2 + Jg \theta_1^2}{g(Vo \delta_1 + Mo \theta_1)}} = 6.3 \sqrt{\frac{m \delta_1^2 + J \theta_1^2}{Vo \delta_1 + Mo \theta_1}}$$

$$\delta_1 = \frac{Vo}{K} + Mo \delta \quad \dots (*)$$

$$\theta_1 = Vo \delta' + \frac{Mo}{Kr} \quad \dots (*)$$

Si $T < T_1$;

$$v = \frac{aW}{Q'} = \frac{amg}{Q'}$$

$$a = a_0 + \frac{(c-a_0)T}{T_1}$$

$$Q' = 1 + \frac{(Q-1)T}{T_1}$$

Entonces, el momento flexionante M valdrá:

$$M = \frac{1.5 V r_o^2 \theta}{\delta}$$

$$\theta = V \delta'$$

$$\delta = \frac{V}{K}$$

Las deformaciones finales, se calcularán multiplicando por el factor de ductilidad Q, las causadas por las fuerzas sísmicas reducidas, es decir:

$$\Delta = \left(\frac{V}{K} + M \delta' \right) Q$$

TABLA No. 4.3.4. ANALISIS SISMICO ESTATICO.

CONCEPTO	COMBINACIONES DE CARGA								UNIDADES
	I		II		III		IV		
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
m	92.492	92.554	93.895	90.837	91.561	97.427	84.599	81.510	ton-seg ² /m
J	1140.857	69.245	1173.021	70.381	1112.799	68.491	929.146	62.851	ton-m-seg ²
Vo	141.546	141.641	143.693	139.013	140.121	149.098	129.467	124.740	ton
So	0.00197	0.002057	0.00199	0.002019	0.001949	0.002165	0.001800	0.001812	m
θo	0.00045	0.000505	0.00046	0.000496	0.000445	0.0005326	0.000411	0.0004455	rad
Mo	598.238	39.091	615.742	39.732	584.132	38.665	487.731	35.481	ton-m
§ ₁	0.0038719	0.002196	0.00396	0.002160	0.003807	0.002304	0.003352	0.001938	m
θ ₁	0.0009684	0.000549	0.00099	0.0005412	0.0009517	0.000576	0.000834	0.000485	rad
T	0.2941	0.2362	0.2971	0.2342	0.2917	0.2420	0.2746	0.2218	seg
a	0.1640	0.1471	0.1649	0.1465	0.1633	0.1488	0.1583	0.1429	
Q'	1.3676	1.2953	1.3714	1.2927	1.3646	1.3025	1.3433	1.2773	
V	108.823	103.104	110.757	100.988	107.503	109.181	97.813	89.446	ton
S	0.001513	0.001497	0.001540	0.001466	0.001495	0.001586	0.001360	0.001299	m
θ	0.000346	0.000368	0.000352	0.000360	0.000342	0.000389	0.000311	0.000319	rad
M	460.426	28.455	474.612	28.864	448.167	28.314	368.484	25.442	ton-m
Δ	0.0060	0.0032	0.0061	0.0031	0.0058	0.0034	0.0051	0.0028	m

ESPECTRO PARA DISEÑO SISMICO.

Quando se aplique el análisis dinámico modal, este se realizará de acuerdo con las siguientes hipótesis:

- 1.- La estructura se comporta elasticamente.
- 2.- La ordenada del espectro de aceleraciones para diseño sísmico, a , expresada como fracción de la aceleración de la gravedad, está dada por las siguientes expresiones.

$$a = a_0 + \frac{(c-a_0) T}{T_1} \quad \text{Si } T < T_1$$

$$a = c \quad \text{Si } T_1 < T < T_2$$

$$a = c \left(\frac{T_2}{T}\right)^r \quad \text{Si } T > T_2$$

Para evaluar las fuerzas sísmicas, estas ordenadas se dividirán entre el factor Q' cuyo valor está en función del período.

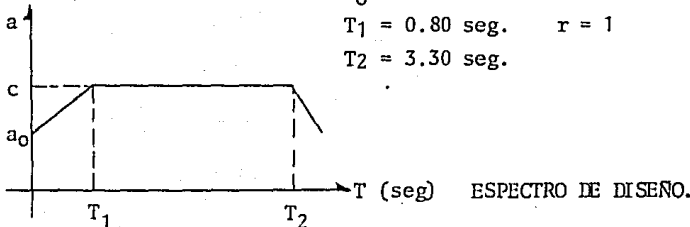
$$Q' = Q = 2 \quad \text{Si } T \geq T_1$$

$$Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_1} \quad \text{Si } T < T_1$$

- 3.- Las ordenadas espectrales especificadas toman en cuenta los efectos de amortiguamiento, por lo que, excepto la reducción por ductilidad, no deben sufrir reducciones adicionales a menos que estas se concluyan de estudios específicos. Sin embargo, estas reducciones no serán aplicables al cálculo de las deformaciones.

Zona III

$a_0 = 0.06$ $c = 0.24$
 $T_1 = 0.80 \text{ seg.}$ $r = 1$
 $T_2 = 3.30 \text{ seg.}$



4.3.4. VOLADIZO CON MASA CONCENTRADA Y SUELO INFINITAMENTE RIGIDO. ANALISIS DINAMICO MODAL.

El objetivo de la aplicación de este método, es, exclusivamente, conocer la fuerza cortante que se genera al ocurrir un movimiento sísmico, pues como ya se dijo al inicio de este tema, se debe considerar la inercia rotacional en un análisis de esta naturaleza (péndulo invertido).

Para la aplicación de este método, se requiere el conocimiento de todos los modos naturales de vibración con período mayor o igual que 0.40 seg. o un mínimo de tres modos.

La columna se analiza como péndulo invertido considerando la masa concentrada en el extremo superior de la columna, es decir, no se toman en cuenta los efectos de la inercia rotacional de la masa y, además, en el extremo inferior se supone empotramiento perfecto.

Al no actuar momento flexionante en el extremo superior, se tendrá únicamente un grado de libertad y la única rigidez que interviene es la que impone la columna al desplazamiento horizontal.

La ecuación de movimientos será:

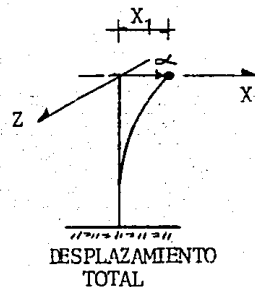
$$m\ddot{x} + K\alpha = 0$$

Pero $X_1 = \alpha$ Desplazamiento total del centro de rotación

Por lo tanto:

$$\begin{aligned} m\ddot{x}_1 + Kx_1 &= 0 \\ \ddot{x}_1 + \frac{K}{m} x_1 &= 0 \end{aligned}$$

Frecuencia circular natural por rotación. Es el número de ciclos que un sistema realiza en la unidad de tiempo. La raíz cuadrada de la relación que existe entre la rigidez de una estructura y su masa. Por haber un - -



solo grado de libertad, es igual a la frecuencia circular natural por -
traslación.

$$\omega = \frac{K}{m} = \rho$$

Entonces:

$$\ddot{x}_1 + \rho^2 x_1 = 0 \quad ; \quad \ddot{x}_1 = -\rho^2 x_1 = -\omega^2 x_1$$

ecuación de movimiento armónico.

Período. Tiempo que utiliza un sistema en realizar un ciclo. Es el in-
verso de la frecuencia.

$$T = \frac{2\pi}{\rho}$$

Una vez conocido el período de vibración de la estructura, se pueden ob-
tener las ordenadas del espectro de diseño y el factor de ductilidad re-
ducido Q' .

Debido a la influencia del período de vibración, c y Q pueden reducirse a
los valores a y Q' respectivamente. Entonces:

$$\text{Si } T < T_1 \quad ; \quad a = a_0 + \frac{(c - a_0) T}{T_1}$$

$$\text{y } Q' = 1 + (Q - 1) \frac{T}{T_1}$$

Por lo tanto, la fuerza cortante se obtendrá de la siguiente manera:

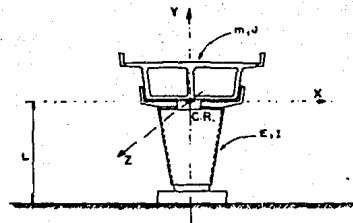
$$V = \frac{amg}{Q'}$$

Así como los desplazamientos;

$$\Delta = \left(\frac{V}{K} \right) Q$$

CONCEPTO	COMBINACIONES DE CARGA								UNIDADES
	I		II		III		IV		
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
m	92.492	92.554	93.895	90.837	91.561	97.427	84.599	81.510	ton-seg ² /m
℄	27.878	27.274	27.669	27.531	28.020	26.584	29.150	29.063	1/seg
T	0.2254	0.2304	0.2271	0.2282	0.2242	0.2364	0.2155	0.2162	seg
a	0.1439	0.1454	0.1444	0.1448	0.1436	0.1471	0.1410	0.1412	
Q'	1.2817	1.2880	1.2838	1.2853	1.2803	1.2954	1.2694	1.2702	
V	101.870	102.500	103.601	100.393	100.745	108.528	92.184	88.885	ton
Δ	0.0028	0.0030	0.0029	0.0029	0.0028	0.0032	0.0026	0.0026	m

TABLA No. 4.3.5. ANALISIS DINAMICO MODAL.



4.3.5. MODELOS MATEMATICOS PROPUESTOS.

En 1965, el Ing. Octavio Rascón Chávez, del Instituto de Ingeniería de la UNAM, propuso los modelos matemáticos que a continuación se aplican. Consisten en realizar un análisis dinámico modal tomando en cuenta el efecto que la inercia rotacional de la masa induce en el movimiento total de la estructura, así como la importancia que presenta la interacción dinámica suelo-estructura en la evaluación de los periodos naturales de vibración. Estos resultados se pueden comparar con los del análisis dinámico modal, pues en éste no se toma en cuenta ningún efecto de los ya mencionados.

El centro de rotación (C.R.) de la masa, se encuentra localizado en la prolongación del eje de la columna y dada la simetría de la estructura, el movimiento de la misma podrá estudiarse en dos direcciones perpendiculares entre sí. Según los efectos que se consideren, el problema podrá discretizarse como de uno o más modos de vibración acoplados en cada dirección. Para el cálculo de las frecuencias de vibración, se idealizará la estructura como de comportamiento lineal.

Consideremos los siguientes dos casos:

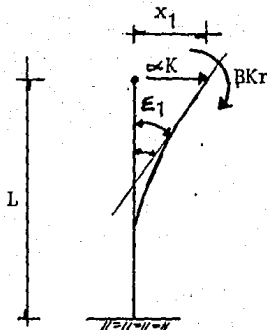
4.3.5.1. VOLADIZO CON INERCIA ROTACIONAL Y SUELO INFINITAMENTE RIGIDO.

Tomamos en cuenta la inercia rotacional producida por la trabe y consideramos que el suelo presenta un empotre perfecto.

FRECUENCIAS Y MODOS DE VIBRACION.

Para una fuerza de magnitud αK , el desplazamiento será α y el giro $\alpha\theta$. Debido a la Ley de Hooke.

Para un par de magnitud βKr , el giro será β y el desplazamiento $\beta\delta$. Al aplicarse ambos simultáneamente sobre la estructura, el desplazamiento total del C.R. será X_1 y el giro total será ϵ_1 como se muestra en la siguiente figura:



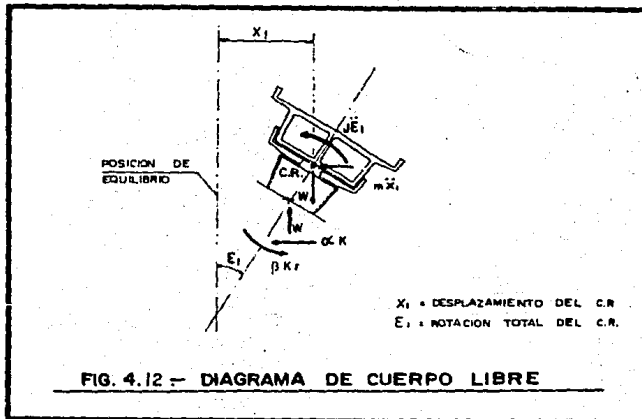
$$x_1 = \alpha + \beta S$$

$$\xi_1 = \alpha \theta + \beta$$

Resolviendo el sistema de ecuaciones anterior.

$$\alpha = \frac{x_1 - \xi_1 S}{1 - \theta S}$$

$$\text{y } \beta = \frac{\xi_1 - x_1 \theta}{1 - \theta S}$$



Para las oscilaciones del péndulo, representadas en el diagrama de cuerpo libre anterior, las ecuaciones de movimiento, despreciando los efectos gravitacionales, serán:

$$m\ddot{x}_1 + K \alpha = 0 \quad \text{-----} \quad (4.12)$$

$$J\ddot{\epsilon}_1 + Kr\beta = 0 \quad \text{----- (4.13)}$$

Sustituyendo los valores de α y β en las ecuaciones anteriores y representándolas matricialmente, tenemos:

$$\begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} + \frac{1}{1 - \theta\delta} \begin{bmatrix} K & -K\delta \\ -Kr\theta & Kr \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_1 \\ \epsilon_1 \end{bmatrix} = 0 \quad \text{----- (4.14)}$$

Puesto que el movimiento es armónico, se puede demostrar que:

$$\ddot{x}_1 = -w^2 x_1 \quad \text{----- (4.15)} \quad \text{Donde } w \text{ - frecuencia circular natural de vibración.}$$

$$\ddot{\epsilon}_1 = -w^2 \epsilon_1 \quad \text{----- (4.16)}$$

Sustituyendo las ecuaciones (4.15) y (4.16) en la ecuación (4.14), y factorizando, obtenemos:

$$\left\{ \frac{1}{1 - \theta\delta} \begin{bmatrix} K & -K\delta \\ -Kr\theta & Kr \end{bmatrix} - w^2 \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} \right\} \begin{bmatrix} x_1 \\ \epsilon_1 \end{bmatrix} = 0 \quad \text{----- (4.17)}$$

La ecuación anterior representa un sistema de ecuaciones homogéneas, -- que para tener solución diferente de la trivial, necesita que su determinante sea nulo, por lo tanto:

$$\begin{vmatrix} \frac{K}{1 - \theta\delta} - mw^2 & -\frac{K\delta}{1 - \theta\delta} \\ -\frac{Kr\theta}{1 - \theta\delta} & \frac{Kr}{1 - \theta\delta} - Jw^2 \end{vmatrix} = 0$$

Desarrollando el determinante, asociando términos respecto a w , dividiendo entre mJ y simplificando, se obtiene:

$$w^4 - \left[\frac{K}{m(1-\theta s)} + \frac{Kr}{J(1-\theta s)} \right] w^2 + \frac{K Kr}{mJ(1-\theta s)} = 0$$

Ecuación de segunda grado en w^2 cuya solución es:

$$w_n^2 = \frac{1}{2} \left[\frac{K}{m(1-\theta s)} + \frac{Kr}{J(1-\theta s)} \right] \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{K}{m(1-\theta s)} + \frac{Kr}{J(1-\theta s)} \right]^2 - \frac{4 K Kr}{mJ(1-\theta s)}}$$

Por definición.

$\frac{K}{m} = \varrho^2$ cuadrado de la frecuencia circular natural por traslación.

$\frac{Kr}{J} = \Omega^2$ cuadrado de la frecuencia circular natural por rotación.

$1 - \theta s = k$ para simplificar términos.

Incluyendo las definiciones anteriores y simplificando

$$w_n^2 = \frac{\varrho^2 + \Omega^2}{2k} \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left(\frac{\varrho^2 + \Omega^2}{k} \right)^2 - \frac{4\varrho^2\Omega^2}{k}} \quad \text{---- (4.18) (*)}$$

Ecuación que obtiene la frecuencia circular natural de vibración. A partir de ésta frecuencia obtenemos los períodos naturales de cada modo de vibración t_n .

$$t_n = \frac{2\pi}{w_n}$$

Configuraciones modales. Se determinan de la ecuación matricial - - - (4.17). Desarrollando estas se obtiene.

(*) El índice n indica el número del modo de vibración.

$$\left(\frac{K}{1 - \theta s} - m\omega_n^2 \right) X_{1n} - \frac{K s}{1 - \theta s} \xi_{1n} = 0 \quad \text{-----} \quad (4.19) \quad (*)$$

$$- \frac{K r \theta}{1 - \theta s} X_{1n} + \left(\frac{K r}{1 - \theta s} - J\omega_n^2 \right) \xi_{1n} = 0 \quad \text{-----} \quad (4.20) \quad (*)$$

Las relaciones modales se obtienen de la ecuación (4.19). Entonces, -
sustituyendo $s = 1 - \theta s$

$$\frac{X_{1n}}{\xi_{1n}} = \frac{K s}{k \left(\frac{K}{k} - m \omega_n^2 \right)} \quad \text{-----} \quad (4.21) \quad (*)$$

RESPUESTA SISMICA.

Para el cálculo de la respuesta sísmica de sistemas de varios grados de libertad, es necesario calcular los coeficientes de participación de cada modo de vibración. Para este caso, es aplicable la siguiente ecuación:

$$C_n = \frac{X_n^T M \bar{I}}{X_n^T M X_n} \quad \text{-----} \quad (4.22)$$

Donde:

C_n - coeficiente de participación para el 'n' modo.

$$\bar{I} = \begin{bmatrix} X_{est.} \\ \xi_{est.} \end{bmatrix} \quad \text{vector que representa los desplazamientos estáticos de cada grado de libertad de la estructura, inducidos por un desplazamiento estático unitario de la base.}$$

(*) El índice n indica el número del modo de vibración.

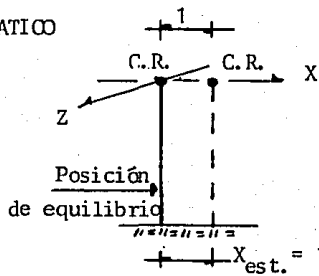
$$\bar{X}_n = \begin{bmatrix} X_n \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad \text{vector modal para el "n" modo.}$$

$$M = \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} \quad \text{Matríz de inercia.}$$

$$\bar{X}_n^T = \begin{bmatrix} X_n & \xi_n \end{bmatrix} \quad \text{vector transpuesto de } \bar{X}_n$$

Un desplazamiento estático unitario de la base genera el mismo desplazamiento en el extremo superior de la columna sin producir por esta causa un giro en dicho punto.

DESPLAZAMIENTO ESTÁTICO
UNITARIO.



por lo tanto, para nuestro caso se tendrá que el vector \bar{i} es igual a:

$$\bar{i} = \begin{bmatrix} X_{est.} \\ \xi_{est.} \end{bmatrix} = \begin{bmatrix} 1 \\ 0 \end{bmatrix}$$

Incluyendo los conceptos antes mencionados en la ecuación (4.22), y realizando la multiplicación vectorial, tenemos:

$$C_n = \frac{X_n m X_{est.} + \xi_n J \xi_{est.}}{X_n^2 m + \xi_n^2 J} \quad \text{si consideramos que:}$$

$$X_{est.} = 1$$

$$\xi_{est.} = 0$$

finalmente:

$$C_n = \frac{X_n m}{X_n^2 m + \xi_n^2 J} \quad \text{-----} \quad (4.23)$$

Ecuación que genera el coeficiente de participación para el "n" modo de vibración.

El valor absoluto de la respuesta máxima en cada uno de los modos lo propusieron N.M. Newmark y Emilio Rosenblueth. Es el siguiente en forma matricial:

$$\begin{bmatrix} V_n \\ M_n \end{bmatrix} = |C_n| \begin{bmatrix} m & 0 \\ 0 & J \end{bmatrix} \begin{bmatrix} X_n \\ \xi_n \end{bmatrix} \quad \text{San.}$$

Desarrollando:

$$V_n = |C_n| \text{San } m X_n \quad \text{-----} \quad (4.24)$$

$$M_n = |C_n| \text{San } J \xi_n \quad \text{-----} \quad (4.25)$$

Donde $\text{San} = \frac{a_n g}{Q_n}$

ordenada del espectro de aceleraciones reducida por ductilidad de acuerdo al R.C.D.F.

V_n y M_n Fuerza cortante y momento flexionante aplicados en el extremo superior de la columna para el modo de vibración "n".

Para el cálculo de la respuesta total y para considerar los efectos de los dos modos, utilizamos el criterio del R.C.D.F.

$$R = \left[\sum R_i^2 \right]^{1/2}$$

Así, entonces:

$$V = \sqrt{V_1^2 + V_2^2} \quad \text{----- (4.26)}$$

$$M = \sqrt{M_1^2 + M_2^2} \quad \text{----- (4.27)}$$

Donde V y M representan respectivamente la fuerza cortante y el momento flexionante totales, aplicados en el extremo superior de la columna combinando los dos modos de vibración.

DEFORMACIONES DE LA ESTRUCTURA.

Las deformaciones se obtendrán multiplicando por el factor de ductilidad Q, las obtenidas con fuerzas reducidas, esto es:

$$\Delta = \left(\frac{V}{K} + M \gamma \right) Q$$

CONCEPTO	COMBINACIONES DE CARGA								UNIDADES
	I		II		III		IV		
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
m	92.492	92.554	93.895	90.837	91.561	97.427	84.599	81.510	ton-seg ² /m
J	1140.857	69.245	1173.021	70.381	1112.799	68.491	929.146	62.851	ton-m-seg ²
ω_1	21.4106	26.6703	21.1918	26.9000	21.5871	26.0296	22.9303	28.4005	seg ⁻¹
t_1	0.2935	0.2355	0.2964	0.2335	0.2910	0.2413	0.2740	0.2212	seg
x_1/ϵ_1	4.0557	4.0166	4.0533	4.0150	4.0583	4.0195	4.0765	4.0152	m/rad
C_1	0.1409	0.2379	0.1401	0.2376	0.1417	0.2384	0.1476	0.2376	
a_1	0.1638	0.1469	0.1647	0.1463	0.1631	0.1486	0.1581	0.1427	
Q'_1	1.3668	1.2944	1.3706	1.2919	1.3638	1.3017	1.3425	1.2765	
S_1	1.1759	1.1133	1.1789	1.1110	1.1734	1.1199	1.1556	1.0967	m/seg ²
V_1	62.154	98.476	62.885	96.294	61.821	104.560	58.863	85.312	ton
M_1	189.031	18.342	193.817	18.583	185.138	18.287	158.585	16.383	ton-m
ω_2	103.4713	246.9804	102.3230	245.1725	104.4378	248.0040	111.9386	259.4152	seg ⁻¹
t_2	0.0607	0.0254	0.0614	0.0256	0.0601	0.0253	0.0561	0.0242	seg
x_2/ϵ_2	-3.0413	-0.1862	-3.0821	-0.1929	-2.9947	-0.1748	-2.6942	-0.1920	m/rad
C_2	-0.1409	-0.2379	-0.1401	-0.2376	-0.1417	-0.2384	-0.1476	-0.2376	
a_2	0.0957	0.0854	0.0959	0.0854	0.0955	0.0854	0.0944	0.0850	
Q'_2	1.0759	1.0318	1.0767	1.0320	1.0752	1.0316	1.0701	1.0302	
S_2	0.8732	0.8123	0.8742	0.8126	0.8722	0.8121	0.8655	0.8101	m/seg ²
V_2	-34.609	-3.332	-35.458	-3.385	-33.909	-3.299	-29.136	-3.014	ton
M_2	140.361	13.384	143.724	13.593	137.614	13.262	118.774	12.103	ton-m
V	71.140	98.532	72.193	96.355	70.510	104.612	65.679	85.365	ton
M	235.444	22.706	241.292	23.024	230.681	22.590	198.133	20.368	ton-m
Δ	0.0035	0.0030	0.0035	0.0030	0.0034	0.0032	0.0031	0.0026	m

TABLA No. 4.3.6. VOLADIZO CON INERCIA ROTACIONAL Y SUELO INFINITAMENTE RIGIDO.

4.3.5.2. VOLADIZO CON INERCIA ROTACIONAL E INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA.

La interacción dinámica suelo-estructura es importante en el caso de estructuras rígidas cimentadas sobre suelos blandos. Este efecto en las estructuras es muy complejo y solo se han resuelto algunos problemas específicos.

La respuesta del sistema cimentación-estructura, depende básicamente de las propiedades de la cimentación, del medio que las soporta, de las propiedades de la superestructura y de las características de la excitación.

El fenómeno de la interacción dinámica ocurre al llegar un tren de ondas sísmicas a la base de la cimentación de la estructura, ésta empieza a vibrar, pero debido a que el suelo que la rodea es deformable, una parte de la energía transmitida a la estructura es devuelta al suelo por medio de la misma cimentación, de tal manera que ocurre una interferencia con las ondas que siguen llegando.

Existe un coeficiente para determinar la importancia de los efectos de la interacción dinámica en el análisis de la estructura. Este coeficiente llamado parámetro de onda σ es adimensional y se define como una medida que relaciona las rigideces relativas de la cimentación y de la estructura.

$$\sigma = \frac{C_s}{fh} \leq 20 \quad (*) \quad \text{Donde:}$$

C_s - velocidad de propagación de las ondas de cortante. (m/seg).

f - frecuencia natural del sistema cimentado sobre suelo rígido. (seg^{-1}).

h - distancia de la base de la estructura al centro de rotación. (m).

Para valores superiores a 20, la frecuencia es similar a la obtenida para una estructura cimentada sobre suelo rígido.

(*) REFERENCIA 25.

Parámetros para nuestro caso:

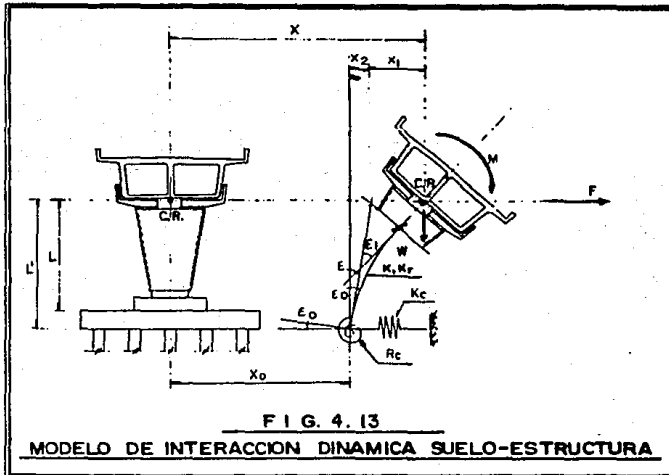
$$\begin{aligned}
 h &= 7.40 \text{ m.} & 150 &\leq C_s \leq 250 \text{ m/seg} \\
 & & 0.2212 &\leq t \leq 0.2964 \text{ seg} & \text{De tabla No. 4.3.6.} \\
 & & 3.3738 &\leq f \leq 4.5208 \text{ seg}^{-1} & f = 1/t
 \end{aligned}$$

Sustituyendo valores:

$$\sigma_{\text{máx}} = 10.01 < 20 \quad \text{y} \quad \sigma_{\text{mín}} = 4.48 < 10$$

Como el parámetro de onda es menor que 20, es necesario tomar en cuenta los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura en el cálculo de frecuencias y modos de vibración para la columna del metro elevado.

El modelo matemático que a continuación se presenta, supone las restricciones del suelo idealizadas mediante resortes de comportamiento lineal. Uno para desplazamientos lineales horizontales y otro para deformaciones angulares de cabecéo de la cimentación.



FRECUENCIA Y MODOS DE VIBRACION.

Fuerza cortante y momento flexionante iniciales que actúan en el C.R. de la estructura:

$$F = m\ddot{x} = mw^2 x \quad \text{-----} \quad (4.28)$$

$$M = J\ddot{\xi} = Jw^2 \xi \quad \text{-----} \quad (4.29)$$

Elementos mecánicos que actúan en la base de la cimentación:

$$F_0 = F \quad \text{y} \quad M_0 = M + FL'$$

Los desplazamientos lineales y angulares son:

$$X_0 = \frac{F_0}{Kc}$$

$$\xi_0 = \frac{M_0}{Kc}$$

$$X_1 = \alpha + \beta \xi \quad \text{Donde} \quad \alpha = \frac{F}{K} \quad \text{y} \quad \beta = \frac{M}{Kc}$$

$$\xi_1 = \beta + \alpha \theta$$

$$X_2 = \xi_0 L'$$

Desplazamientos totales:

$$X = X_0 + X_1 + X_2 \quad \text{-----} \quad (4.30)$$

$$\xi = \xi_0 + \xi_1 \quad \text{-----} \quad (4.31)$$

Sustituyendo la ecuación (4.30) en la ecuación (4.28) y despejando w^2 , obtenemos lo siguiente:

$$w^2 = \frac{F}{m(X_0 + X_1 + X_2)} = \frac{F}{m\left(\frac{F}{Kc} + \frac{F}{K} + \frac{M\xi}{Kc} + \frac{(M + FL')L'}{Kc}\right)}$$

Por lo tanto:

$$\omega^2 = \frac{1}{m\left(\frac{1}{K_C} + \frac{1}{K} + \frac{L'^2}{R_C}\right) + \frac{M}{F} m\left(\frac{S}{K_T} + \frac{L'}{R_C}\right)} \quad \text{----- (4.32)}$$

Sustituyendo la ecuación (4.31) en la ecuación (4.29), tenemos que:

$$M = J\omega^2(\epsilon_0 + \epsilon_1) \quad \text{si sustituimos los valores de } \epsilon_0 \text{ y } \epsilon_1:$$

$$M = J\omega^2\left(\frac{M + FL'}{R_C} + \frac{M}{K_T} + \frac{F\theta}{K}\right)$$

Ordenando en función exclusiva de la relación $\frac{M}{F}$, tenemos:

$$\frac{M}{F} = \frac{\frac{L'}{R_C} + \frac{\theta}{K}}{\frac{1}{J\omega^2} - \left(\frac{1}{R_C} + \frac{1}{K_T}\right)} \quad \text{----- (4.33)}$$

Sustituyendo (4.33) en (4.32), entonces:

$$\omega^2 = \frac{1}{m\left(\frac{1}{K_C} + \frac{1}{K} + \frac{L'^2}{R_C}\right) + \frac{m\left(\frac{S}{K_T} + \frac{L'}{R_C}\right)\left(\frac{L'}{R_C} + \frac{\theta}{K}\right)}{\frac{1}{J\omega^2} - \left(\frac{1}{R_C} + \frac{1}{K_T}\right)}$$

Si llamamos:

$$A = \frac{1}{R_C} + \frac{1}{K_T}$$

$$B = \frac{1}{K_C} + \frac{1}{K} + \frac{L'^2}{R_C}$$

$$C = \left(\frac{S}{K_T} + \frac{L'}{R_C}\right)\left(\frac{L'}{R_C} + \frac{\theta}{K}\right)$$

Tendremos la misma ecuación anterior pero de la siguiente manera:

$$w^2 = \frac{1}{mB + \frac{1}{\frac{1}{Jw^2} - A} mc}$$

De donde obtenemos una ecuación cuadrática para w

$$w^4 + w^2 \left[\frac{mB + JA}{mJ(c-AB)} \right] - \frac{1}{mJ(c-AB)} = 0 \quad \text{-----} \quad (4.34)$$

Cuya solución para w^2 es:

$$w_n^2 = -\frac{1}{2} \left[\frac{mB + JA}{mJ(c-AB)} \right] \pm \frac{1}{2} \sqrt{\left[\frac{mB + JA}{mJ(c-AB)} \right]^2 + \frac{4}{mJ(c-AB)}} \quad \text{----} \quad (4.35)$$

Una vez conocida la frecuencia natural de vibración, se obtienen los -- períodos naturales correspondientes a cada modo de vibración t_n .

$$t_n = \frac{2\pi}{w_n}$$

CONFIGURACIONES MODALES.

Se obtienen a partir de la ecuación de desplazamiento lineal total de la estructura. Sustituyendo en la ecuación (4.30) los valores correspon--dientes:

$$X = X_0 + X_1 + X_2$$

$$X = \frac{mw^2 X}{Kc} + \frac{mw^2 X}{K} + \frac{Jw^2 \xi \xi}{Kr} + \frac{(Jw^2 \xi + mw^2 X L') L'}{Rc}$$

Haciendo las adecuaciones algebraicas correspondientes, obtenemos la si--guiente relación modal. :

$$\frac{X}{\xi} = \frac{Jw^2 \left(\frac{\xi}{Kr} + \frac{L'}{Rc} \right)}{1 - mw^2 \left(\frac{1}{Kc} + \frac{1}{K} + \frac{L'^2}{Rc} \right)}$$

Para el " n " modo, tendremos:

$$\frac{X_n}{\epsilon_n} = \frac{J\omega^2 \left(\frac{S}{K_r} + \frac{L'}{R_c} \right)}{1 - m\omega^2 B} \quad \text{----- (4.36)}$$

RESPUESTA SISMICA Y DEFORMACIONES.

La respuesta sísmica se obtiene de la misma forma que en el método anteriormente expuesto.

Las deformaciones se calcularán sustituyendo valores en la ecuación de desplazamiento lineal total y multiplicando por Q.

$$\Delta = XQ = (X_0 + X_1 + X_2) Q$$

$$\Delta = \left[\frac{V}{K_c} + \frac{V}{K} + \frac{MS}{K_r} + \frac{(M + VL') L'}{R_c} \right] Q \quad \text{----- (4.37)}$$

CONCEPTO	COMBINACIONES DE CARGA								
	I		II		III		IV		
	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	SISMO X	SISMO Z	
$\frac{M + VL'}{V}$	8.60	7.50	8.60	7.50	8.60	7.50	8.60	7.50	m (sup.)
m	92.492	92.554	93.895	90.837	91.561	97.427	84.599	81.510	ton-seg ² /m
J	1140.857	69.245	1173.021	70.381	1112.799	68.491	929.146	62.851	ton-m-seg ²
ω_1	9.1846	9.47979	9.11129	9.56818	9.23638	9.24096	9.64358	10.10090	seg ⁻¹
t_1	0.6841	0.66279	0.68960	0.65667	0.68026	0.67993	0.65154	0.62204	seg
x_1/E_1	12.2129	12.6828	12.1992	12.6799	12.2313	12.6889	12.3434	12.6806	m/rad
C_1	0.07563	0.07848	0.07562	0.07848	0.07561	0.07846	0.07556	0.07848	
a_1	0.27810	0.27186	0.27971	0.27008	0.27698	0.27688	0.26858	0.25994	
Q_1'	1.85510	1.82849	1.86200	1.82084	1.85033	1.84991	1.81443	1.77755	
Sa_1	1.47060	1.45859	1.47365	1.45507	1.46847	1.46828	1.45209	1.43460	m/seg ²
V_1	125.632	134.373	127.653	126.886	124.352	142.428	114.586	116.376	ton
M_1	126.882	7.927	130.726	8.038	123.562	7.891	101.956	7.077	ton-m
ω_2	31.0800	111.0749	30.66593	110.1839	31.45174	111.6691	34.29630	116.5963	seg ⁻¹
t_2	0.2022	0.05656	0.20489	0.05702	0.19977	0.05626	0.18320	0.05388	seg
x_2/E_2	-1.0097	-0.0589	-1.0239	-0.0611	-0.9935	-0.0554	-0.8897	-0.0608	m/rad
C_2	-0.07561	-0.07847	-0.07562	-0.07848	-0.07561	-0.07846	-0.07556	-0.07848	
a_2	0.13710	0.09455	0.13793	0.09467	0.13643	0.09445	0.13158	0.09376	
Q_2'	1.25280	1.07071	1.25611	1.07128	1.24971	1.07033	1.22900	1.06736	
Sa_2	1.07390	0.86624	1.07721	0.86700	1.07097	0.86574	1.05034	0.86176	m/seg ²
V_2	-7.584	-0.371	-7.832	-0.378	-7.366	-0.367	-5.973	-0.335	ton
M_2	92.638	4.707	95.549	4.789	90.107	4.652	73.740	4.250	ton-m
V	125.861	134.374	127.893	126.886	124.570	142.428	114.742	116.376	ton
M	157.101	9.219	161.923	9.356	152.928	9.160	125.828	8.255	ton-m
Δ	0.033	0.032	0.033	0.030	0.032	0.034	0.029	0.028	m
$\frac{M + VL'}{V}$	8.65	7.47	8.67	7.47	8.63	7.46	8.50	7.47	m (real)

TABLA No. 4.3.7. VOLADIZO CON INERCIA ROTACIONAL E INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA.

ELEMENTOS MECANICOS EN LA CORONA DE LA COLUMNA.

		MODELO	V	%	M	%	(mm)	
		ANALIZADO	(ton)		(ton-m)			
COMBINACIONES DE CARGA	TIPO I	ESTATICO	108.823	100.00	460.426	100.00	6.00	
		DINAM.	1	101.870	93.61	0.000	0.00	2.80
			2	71.140	65.37	235.444	51.14	3.50
			3	125.861	115.66	157.101	34.12	33.00
		ESTATICO	103.104	100.00	28.455	100.00	3.20	
		DINAM.	1	102.500	99.41	0.000	0.00	3.00
		2	98.532	95.57	22.706	79.80	3.00	
		3	134.374	130.33	9.219	32.40	32.00	
		TIPO II	ESTATICO	110.757	100.00	474.612	100.00	6.10
	DINAM.		1	103.601	93.54	0.000	0.00	2.90
			2	72.193	65.18	241.292	50.84	3.50
			3	127.893	115.47	161.923	34.12	33.00
	TIPO III	ESTATICO	100.988	100.00	28.864	100.00	3.10	
DINAM.		1	100.393	99.41	0.000	0.00	2.90	
		2	96.353	95.41	23.024	79.77	3.00	
		3	126.886	125.64	9.356	32.41	30.00	
	TIPO IV	ESTATICO	107.503	100.00	448.167	100.00	5.80	
DINAM.		1	100.745	93.71	0.000	0.00	2.80	
		2	70.510	65.59	230.681	51.47	3.40	
		3	124.570	115.88	152.928	34.12	32.00	
	TIPO V	ESTATICO	109.181	100.00	28.314	100.00	3.40	
DINAM.		1	108.528	99.40	0.000	0.00	3.20	
		2	104.612	95.82	22.590	79.78	3.20	
		3	142.428	130.45	9.160	32.35	34.00	
	TIPO VI	ESTATICO	97.813	100.00	368.484	100.00	5.10	
DINAM.		1	92.184	94.25	0.000	0.00	2.60	
		2	65.679	67.15	198.133	53.77	3.10	
		3	114.742	117.31	125.828	34.15	29.00	
	TIPO VII	ESTATICO	89.446	100.00	25.442	100.00	2.80	
DINAM.		1	88.885	99.37	0.000	0.00	2.60	
		2	85.365	95.44	20.368	80.06	2.60	
		3	116.376	130.11	8.255	32.45	28.00	

1. Voladizo con masa concentrada y suelo infinitamente rígido.
2. Voladizo con inercia rotacional y suelo infinitamente rígido.
3. Voladizo con inercia rotacional e interacción dinámica suelo-estructura.

Deformación vertical permisible. $\Delta_{perm.} = 0.008H = 0.008(5.50 \text{ m}) = 0.044 \text{ m}$.

$\Delta_{perm.} = 44.00 \text{ mm}$. (*)

ELEMENTOS MECANICOS EN LA BASE
DE LA COLUMNA.

H = 5.50 m.

COMBINACIONES DE CARGA.		MODELO	V	%	M	%	
TIPO I		ANALIZADO	(ton)		(ton-m)		
SISMO Z	SISMO X	ESTATICO	108.823	100.00	1058.953	100.00	
		DINAM. 1	101.870	93.61	560.285	52.91	
		DINAM. 2	71.140	65.37	626.714	59.18	
	SISMO X	DINAM. 3	125.861	115.66	849.336	80.21	
		SISMO Z	ESTATICO	103.104	100.00	595.527	100.00
			DINAM. 1	102.500	99.41	563.750	94.66
	DINAM. 2		98.532	95.57	564.632	94.81	
	SISMO Z	DINAM. 3	134.374	130.33	748.276	125.65	
		SISMO X	ESTATICO	110.757	100.00	1083.776	100.00
			DINAM. 1	103.601	93.54	569.806	52.58
	DINAM. 2		72.193	65.18	638.354	58.90	
	SISMO Z	DINAM. 3	127.893	115.47	865.334	79.84	
SISMO X		ESTATICO	100.988	100.00	584.298	100.00	
		DINAM. 1	100.393	99.41	552.162	94.50	
	DINAM. 2	96.353	95.41	552.966	94.64		
SISMO Z	DINAM. 3	126.886	125.64	707.229	121.04		
	SISMO X	ESTATICO	107.503	100.00	1039.434	100.00	
		DINAM. 1	100.745	93.71	554.098	53.31	
DINAM. 2		70.510	65.59	618.486	59.50		
SISMO Z	DINAM. 3	124.570	115.88	838.063	80.63		
	SISMO X	ESTATICO	109.181	100.00	628.810	100.00	
		DINAM. 1	108.528	99.40	596.904	94.93	
DINAM. 2		104.612	95.82	597.956	95.09		
SISMO Z	DINAM. 3	142.428	130.45	792.514	126.03		
	SISMO X	ESTATICO	97.813	100.00	906.456	100.00	
		DINAM. 1	92.184	94.25	507.012	55.93	
DINAM. 2		65.679	67.15	559.368	61.71		
SISMO Z	DINAM. 3	114.742	117.31	756.909	83.50		
	SISMO X	ESTATICO	89.446	100.00	517.395	100.00	
		DINAM. 1	88.885	99.37	488.868	94.49	
DINAM. 2		85.365	95.44	489.876	94.68		
SISMO Z	DINAM. 3	116.376	130.11	648.323	125.31		

1. Voladizo con masa concentrada y suelo infinitamente rígido.
2. Voladizo con inercia rotacional y suelo infinitamente rígido.
3. Voladizo con inercia rotacional e interacción dinámica suelo-estructura.

MOMENTOS EN LA BASE DE LA COLUMNA.
 SISMO X + 0.50 SISMO Z 0.50 SISMO X + SISMO Z

COMBINACIONES DE CARGA.	MODELO ANALIZADO	Mx	Mz	%	Mx	Mz	%
		(ton-m)	(ton-m)		(ton-m)	(ton-m)	
TIPO I	ESTATICO	297.764	1058.953	100.00	595.527	529.477	100.00
	DINAM. 1	281.875	560.285	61.47	563.750	280.143	74.11
	DINAM. 2	282.316	626.714	66.48	564.632	313.357	77.27
	DINAM. 3	374.138	849.336	89.52	748.276	424.668	103.27
TIPO II	ESTATICO	292.149	1083.776	100.00	584.298	541.888	100.00
	DINAM. 1	276.081	569.806	60.88	552.162	284.903	73.42
	DINAM. 2	276.483	638.354	65.98	552.966	319.177	76.67
	DINAM. 3	353.615	865.334	88.01	707.229	432.667	100.32
TIPO III	ESTATICO	314.405	1039.434	100.00	628.810	519.717	100.00
	DINAM. 1	298.452	554.098	62.34	596.904	277.049	75.19
	DINAM. 2	298.978	618.486	67.23	597.956	309.243	78.22
	DINAM. 3	396.257	838.063	90.48	792.514	419.032	104.50
TIPO IV	ESTATICO	258.698	906.456	100.00	517.395	453.228	100.00
	DINAM. 1	244.434	507.012	63.93	488.868	253.506	75.65
	DINAM. 2	244.938	559.368	68.55	489.876	279.684	78.57
	DINAM. 3	324.162	756.909	92.17	648.323	378.455	104.88

$$\% = \frac{\left(\frac{M_x}{2.40} + \frac{M_z}{2.20} \right) 100}{\frac{M_{x-E}}{2.40} + \frac{M_{z-E}}{2.20}}$$

Dimensiones de la columna en su base:

b = 2.20 m. sentido x.

h = 2.40 m. sentido z.

1. Voladizo con masa concentrada y suelo infinitamente rígido.
2. Voladizo con inercia rotacional y suelo infinitamente rígido.
3. Voladizo con inercia rotacional e interacción dinámica suelo-estructura.

TABLA No. 4.3.10. SUPERPOSICION DE EFECTOS.

No. CONDIC.	CONDICION DE CARGA	Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	ix (ton-m)	iz (ton-m)
1	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	579.929	52.400
	Σ	6.098	1237.496	48.489	579.929	52.400
2	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	540.249	125.746
	Σ	10.000	1262.776	43.530	540.249	125.746
3	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	798.254	119.508
	Σ	8.049	1205.532	60.306	798.254	119.508
4	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	257.333	499.197
	Σ	10.000	1025.664	19.975	257.333	499.197
5	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	579.929	52.400
	SZ+0.5SX	62.931	-----	134.374	748.276	424.668
Σ	69.029	1237.496	182.863	1328.205	477.068	
6	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	579.929	52.400
	SX+0.5SZ	125.861	-----	67.187	374.138	849.336
Σ	131.959	1237.496	115.676	954.067	901.736	
7	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	540.249	125.746
	SZ+0.5SX	63.947	-----	126.886	707.229	432.667
Σ	73.947	1262.776	170.416	1247.478	558.413	
8	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	540.249	125.746
	SX+0.5SZ	127.893	-----	63.443	353.615	865.334
Σ	137.893	1262.776	106.973	893.864	991.080	
9	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	798.254	119.508
	SZ+0.5SX	62.235	-----	142.428	792.514	419.032
Σ	70.334	1205.532	202.734	1590.768	538.540	
10	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	798.254	119.508
	SX+0.5SZ	124.570	-----	71.214	396.257	838.063
Σ	132.619	1205.532	131.520	1194.511	957.571	
11	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	257.333	499.197
	SZ+0.5SX	57.371	-----	116.376	648.323	378.455
Σ	67.371	1025.664	136.351	905.656	877.652	
12	CM	-----	763.272	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	257.333	499.197
	SX+0.5SZ	114.742	-----	58.188	324.162	756.909
Σ	124.742	1025.664	78.163	581.495	1256.106	

TABLA No. 4.3.11. ELEMENTOS MECANICOS EN LA BASE DE LA COLUMNA.

4.3.6. COMPARACION DE RESULTADOS.

En las tablas de resultados obtenidas, notamos, en primer lugar, que el valor de la fuerza horizontal V , se mantiene constante a cualquier altura. El valor de V mas desfavorable es el que corresponde al análisis -- que considera la interacción dinámica suelo-estructura. Este resulta mayor que el resultado del análisis estático en 15% y 30% según la dirección transversal y longitudinal respectivamente.

En la corona de la columna, el momento más crítico es el que corresponde al análisis estático. Sin embargo, a partir de la base de la columna, se observa que en dirección longitudinal, el momento mayor pertenece al análisis que considera la interacción suelo-estructura, debido al incremento producido por la fuerza horizontal que actúa en el extremo superior. En esta misma zona, en la otra dirección, el momento que rige en todos los niveles es el estático, siendo éste un valor conservador ya que se trata de un método simplificado.

El método del voladizo con masa concentrada y suelo infinitamente rígido nos da resultados similares (en la base de la columna) a los obtenidos considerando la inercia rotacional de la trabe. Sin embargo, éste modelo se analizó solamente para conocer la magnitud de la fuerza cortante y los efectos de ésta, ya que el R.C.D.F. no permite analizar péndulos invertidos sin considerar el efecto de la inercia rotacional.

De los resultados de la superposición de efectos, de la tabla No. 4.3.10, podemos deducir que cuando el sismo actúa en la dirección longitudinal (sismo Z), los efectos producidos al considerar la interacción suelo-estructura, son superiores a los estáticos y aproximadamente 29% mayores que los otros dos análisis dinámicos, por lo que éste análisis sigue -- siendo el más crítico. Cuando el sismo actúa en dirección transversal (sismo X), los resultados del análisis con interacción son 20% menores que los del análisis estático.

Los desplazamientos finales que resultan en la corona de la columna, son

mucho mas amplios en el modelo de interacción suelo-estructura que en los otros dos modelos dinámicos y que en el estático, siendo diez y cinco veces mayor respectivamente. Esto se debe principalmente a la consideración de giros y desplazamientos en la cimentación de la estructura. En ningún caso el desplazamiento lateral que la columna sufre, es mayor que el desplazamiento admisible según el R.C.D.F.

Si hacemos una comparación entre los valores obtenidos en las tablas 4.3.8. y 4.3.9., que representan el análisis de cada uno de los valores estático y dinámicos, observamos que el considerar los efectos de la interacción dinámica suelo-estructura, es de suma importancia por los siguientes aspectos:

- Los valores del período fundamental para el caso de suelo infinitamente rígido, oscilan entre 0.22 y 0.30 seg., dependiendo éstos de la combinación de carga, lo que conduce a ordenadas espectrales de aceleración, obtenidas del espectro de diseño, del orden de $\frac{a_1}{Q_1} = 0.12g$.

- Al tomar en cuenta la interacción dinámica suelo-estructura, los períodos del primer modo aumentan a valores que oscilan entre 0.62 y 0.68 seg y las ordenadas espectrales a $\frac{a_1}{Q_1} = 0.15g$.

Esto se debe a que la estructura es bastante rígida, dadas las secciones propuestas, por lo que cae dentro de la rama ascendente del espectro de diseño, para la que corresponden valores de aceleraciones mayores a medida que se incrementan los períodos. Por lo tanto, debemos considerar, y con mucha razón, las aceleraciones espectrales en el rango de períodos naturales cortos y largos.

Un claro ejemplo es cuando la columna por alguna razón se agrietara, las propiedades ya no serían las mismas de diseño, pues su rigidez se reduciría, y, en consecuencia, se incrementarían sus períodos naturales.

Por lo tanto, en el diseño de la columna del metro elevado, tomaremos en cuenta los resultados obtenidos tanto para cortante como para momento flexionante del análisis que considera la interacción dinámica suelo-es

estructura.

Por otro lado, existen modelos matemáticos que representan la interacción dinámica suelo-cimentación con los que se determina el comportamiento dinámico del sistema constituido por un bloque rígido (cimentación) y la masa del suelo idealizando a éste último como un medio elástico, homogéneo, isótropo y semi-infinito. Sin embargo, en la práctica no son de fácil aplicación, ya que los parámetros que intervienen en dichos modelos están basados en estudios experimentales y es difícil adaptarlos a problemas específicos.

4.4. ANALISIS DEL DADO.

El dado de repartición de carga se encuentra en la base de la columna. Su dimensión en el sentido longitudinal es de 4.00 m y en el sentido --- transversal de 3.80 m. A continuación se obtienen las cargas que actúan sobre de él.

4.4.1. ANALISIS DE CARGAS EN LA BASE DEL DADO.

a) CARGA MUERTA - CM -

Peso propio: 29.184 ton $F_y = 763.272 \text{ ton} + 32.358 \text{ ton} =$
 Peso terreno natural = 3.174 ton. 795.630 ton.
 $\& 32.358 \text{ ton.}$

b) CARGAS ACCIDENTALES.

ELEMENTOS MECANICOS DEBIDOS A CARGAS ACCIDENTALES UTILIZANDO EL METODO DE VOLADIZO CON INERCIA ROTACIONAL E INTERACCION DINAMICA SUELO-ESTRUCTURA.

H = 6.30 m.

DIRECCION SISMO	COMBINACIONES DE CARGA			
	TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IV
SISMO X	950.025	967.649	937.719	848.703
SISMO Z	855.775	808.738	906.456	741.424

MOMENTOS FLEXIONANTES.

TABLA 4.4.1. COMBINACION DE EFECTOS EN SENTIDO ORTOGONAL.

COMBINACION DE CARGA	SISMO X+0.5	SISMO Z	0.5 SISMO X+SISMO Z	
	Mx	Mz	Mx	Mz
TIPO I	427.888	950.025	855.775	475.013
TIPO II	404.369	967.649	808.738	483.825
TIPO III	453.228	937.719	906.456	468.860
TIPO IV	370.712	848.703	741.424	424.352

c) CARGA VIVA- CV -.

TABLA 4.4.2. COMBINACIONES DE CV.

COMBINACION DE CARGA	Mx (ton-m)	Mz (ton-m)
TIPO I	618.720	57.279
TIPO II	575.073	133.746
TIPO III	846.499	125.948
TIPO IV	273.313	507.197

Donde $H_c = 9.393$ m

$H_{fa} = 11.023$ m.

d) F_x y F_z son iguales a las actuantes en la columna ya que la fuerza cortante es la misma a lo largo de la estructura.

No. CONDIC.	CONDICION DE CARGA	Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	Mx (ton-m)	Mz (ton-m)
1	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	618.720	57.279
	M	6.098	1269.854	48.489	618.720	57.279
2	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	575.073	133.746
	M	10.000	1295.134	43.530	575.073	133.746
3	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	846.499	125.948
	M	8.049	1237.890	60.306	846.499	125.948
4	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	273.313	507.197
	M	10.000	1058.022	19.975	273.313	507.197
5	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	618.720	57.279
	SZ+0.5SX	62.931	-----	134.374	855.775	475.013
M	69.029	1269.854	182.863	1474.495	532.292	
6	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	618.720	57.279
	SX+0.5SZ	125.861	-----	67.187	427.888	950.025
M	131.959	1269.854	115.676	1046.608	1007.304	
7	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	575.073	133.746
	SZ+0.5SX	63.947	-----	126.886	808.738	483.825
M	73.947	1295.134	170.416	1383.811	617.571	
8	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	575.073	133.746
	SX+0.5SZ	127.893	-----	63.443	404.369	967.649
M	137.893	1295.134	106.973	979.442	1101.395	
9	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	846.499	125.948
	SZ+0.5SX	62.285	-----	142.428	906.456	468.860
M	70.334	1237.890	202.734	1752.955	594.808	
10	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	846.499	125.948
	SX+0.5SZ	124.570	-----	71.214	453.228	937.719
M	132.619	1237.890	131.520	1299.727	1063.667	
11	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	273.313	507.197
	SZ+0.5SX	57.371	-----	116.376	741.424	424.352
M	67.371	1058.022	136.351	1014.737	931.549	
12	CM	-----	795.630	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	273.313	507.197
	SX+0.5SZ	114.742	-----	58.188	370.712	848.703
M	124.742	1058.022	78.163	644.025	1355.900	

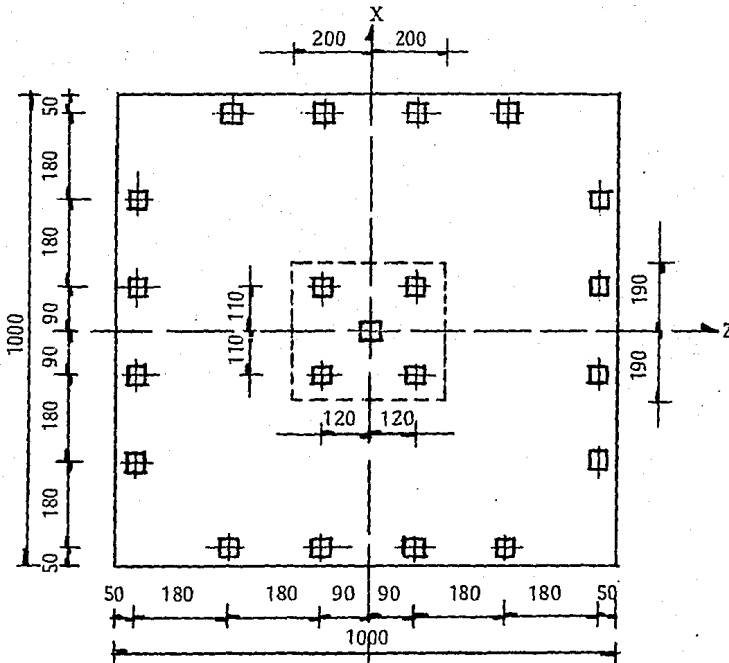
TABLA No. 4.4.3. ELEMENTOS MECANICOS EN LA BASE DEL DADO.

4.5. ANALISIS DE LA ZAPATA.

DESCRIPCION GENERAL DE LA SUBESTRUCTURA.

Cimentación a base de zapatas aisladas de 10.00 m en ambos sentidos -zapatas cuadradas-, con un peralte de 1.10 m. y unida a 21 pilotes de 0.50 X 0.50 m, cuya longitud es de 27.50 m. Dichos pilotes se encuentran trabajando a fricción dadas las necesidades que el problema del tipo de suelo en ese lugar de la Ciudad de México, presenta.

CONFIGURACION GEOMETRICA. PLANTA DE DISTRIBUCION DE PILOTES.



n = 21 pilotes.

5 pilotes por cuadrante.

4.5.1. ANALISIS DE CARGAS EN LA BASE DE LA ZAPATA.

a) CARGA MUERTA. -CM-.

795.630 ton Descarga hasta la base del dado.
 135.680 ton Terreno $V= 84.80 \text{ m}^3$. $\gamma = 1.60 \text{ ton/m}^3$.
 264.000 ton Peso propio de zapata.

$$CM = 1195.310 \text{ ton} = Fy$$

b) CARGAS ACCIDENTALES. -SISMO-.

Utilizando el método del voladizo con inercia rotacional e interacción dinámica suelo-estructura, obtuvimos los siguientes elementos mecánicos debidos a cargas accidentales.

H = 7.40 m.

DIRECC.	COMBINACIONES DE		CARGA	
SISMO	TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IV
SISMO X	1088.472	1108.331	1074.746	974.919
SISMO Z	1003.587	948.312	1063.127	869.437

TABLA No. 4.5.1 MOMENTOS FLEXIONANTES POR SISMO.

COMBINACION DE CARGA	SISMO X + 0.5 SZ		0.5 SISMO X + SZ	
	Mx	Mz	Mx	Mz
TIPO I	501.794	1088.472	1003.587	544.236
TIPO II	474.156	1108.331	948.312	554.165
TIPO III	531.564	1074.746	1063.127	537.373
TIPO IV	434.719	974.919	869.437	487.460

TABLA No. 4.5.2 COMBINACION DE EFECTOS EN SENTIDO ORTOGONAL.

c). CARGA VIVA -CV-.

COMBINACION DE CARGA	Mx (ton-m)	Mz (ton-m)
TIPO I	672.057	63.986
TIPO II	622.955	144.746
TIPO III	912.836	134.802
TIPO IV	295.285	518.197

TABLA No. 4.5.3 MOMENTOS FLEXIONANTES
POR CARGA VIVA.

Donde: Hc = 10.493 m.
Hfa = 12.123 m.

d) Dado que la fuerza cortante horizontal se conserva a lo largo de la estructura, los valores de Fx y Fz son los mismos que los actuantes en la columna.

4.5.2 CARGA APLICADA A CADA PILOTE.

LOCALIZACION DE CADA PILOTE RESPECTO A LA CONFIGURACION GEOMETRICA.

No. DE PILOTE	Zi (m)	Xi (m)
1	0.90	4.50
2	2.70	4.50
3	4.50	2.70
4	4.50	0.90
5	1.20	1.20

$$\sum x^2 = \sum z^2 = 2 \left[4(4.50 \text{ m})^2 + 2(2.70 \text{ m})^2 + 2(0.90 \text{ m})^2 + 2(1.20 \text{ m})^2 \right] = 200.160 \text{ m}^2$$

Para obtener la carga que soporta cada pilote, suponemos una distribución plana de esfuerzos y proponemos como válida la ecuación de combina-

ción de esfuerzos para una zapata que incluye reacciones verticales (pilotes) y momentos flexionantes. (*)

$$P_P = \frac{F_y}{n} + \frac{M_x Z}{\sum Z^2} + \frac{M_z X}{\sum X^2} \dots\dots (4.38)$$

CARGA POR PILOTE.

a) Cargas permanentes.

PILOTE	CONDICION DE CARGA			
	1	2	3	4
1	83.962	86.761	85.115	82.392
2	90.006	92.363	93.323	85.048
3	95.474	96.663	100.320	83.043
4	94.898	95.362	99.108	78.383

b) Cargas accidentales.

PILOTE	CONDICION DE CARGA							
	5	6	7	8	9	10	11	12
1	100.710	110.689	103.483	113.810	101.976	111.667	97.261	106.265
2	115.779	121.245	117.614	123.676	119.745	124.656	107.735	112.830
3	125.378	121.438	125.458	122.274	131.470	126.768	109.165	105.967
4	119.908	111.074	119.173	111.005	125.425	115.891	100.122	92.540

(*) REFERENCIA 6.

No.	CONDICION DE CARGA	Fx (ton)	Fy (ton)	Fz (ton)	Mx (ton-m)	Mz (ton-m)
1	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	672.057	63.986
	M	6.098	1669.534	48.489	672.057	63.986
2	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	622.955	144.746
	M	10.000	1694.814	43.530	622.955	144.746
3	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	912.836	134.802
	M	8.049	1637.570	60.306	912.836	134.802
4	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	295.285	518.197
	M	10.000	1457.702	19.975	295.285	518.197
5	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	672.057	63.986
	SZ+0.5SX	62.931	-----	134.374	1003.587	544.236
M	69.029	1669.534	182.863	1675.644	608.222	
6	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV I	6.098	474.224	48.489	672.057	63.986
	SX+0.5SZ	125.861	-----	67.187	501.794	1088.472
M	131.959	1669.534	115.676	1173.851	1152.458	
7	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	622.955	144.746
	SZ+0.5SX	63.947	-----	126.886	948.312	554.165
M	73.947	1694.814	170.416	1571.267	698.911	
8	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV II	10.000	499.504	43.530	622.955	144.746
	SX+0.5SZ	127.893	-----	65.443	474.156	1108.331
M	137.893	1694.814	106.973	1097.111	1253.077	
9	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	912.836	134.802
	SZ+0.5SX	62.285	-----	142.428	1063.127	537.373
M	70.334	1637.570	202.754	1975.963	672.175	
10	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV III	8.049	442.260	60.306	912.836	134.802
	SX+0.5SZ	124.570	-----	71.214	531.564	1074.746
M	132.619	1637.570	131.520	1444.400	1209.548	
11	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	295.285	518.197
	SZ+0.5SX	57.371	-----	116.376	869.437	487.460
M	67.371	1457.702	136.351	1164.722	1005.657	
12	CM	-----	1195.310	-----	-----	-----
	CV IV	10.000	262.392	19.975	295.285	518.197
	SX+0.5SZ	114.742	-----	58.188	434.719	974.919
M	124.742	1457.702	78.163	730.004	1493.116	

TABLA No. 4.5.4. ELEMENTOS MECANICOS EN LA BASE DE LA ZAPATA.

CAPACIDAD ESTÁTICA DE UN PILOTE.

En las cimentaciones tipo profundas, como es el caso de pilotes trabajando a fricción, la capacidad estática del mismo se obtiene a través de la siguiente ecuación:

Para diferentes tipos de suelos.

a) Suelos tipo cohesivo.

$$Q_e = 4 a l \frac{c}{FS}$$

Donde: c- cohesión del suelo.
a- dimensión del pilote.
l- longitud del pilote.
FS- factor de seguridad.

b) Suelos friccionantes.

$$Q_e = 4a l K_o \gamma h \frac{\tan \delta}{FS}$$

Donde: γ - peso vol. del suelo.
h- profundidad de desplante del pilote.
 $\delta = 2/3 \phi$
 ϕ - ángulo de fricción interna del suelo..
K_o- coeficiente de presión horizontal del suelo.

Para nuestro caso, suelo cohesivo-friccionante:

$$Q_e = 4 \frac{q_u}{2} \frac{a l}{FS} K_o = 4 a l \frac{c}{FS} K_o$$

Siendo

$$q_u = 2c \quad \text{Resistencia a la compresión axial sin confinar.}$$

La capacidad estática de un grupo de pilotes trabajando a fricción con el terreno, es diferente a aquella obtenida para un pilote aislado, pues su comportamiento en grupo no es el mismo que aquél en forma individual.

Para estos casos, debemos cuidar que se cumpla la siguiente desigualdad:

$$4BLS > 4bLS_n \quad \text{Donde: B- ancho del grupo de pilotes.}$$

L- longitud del pilote.
b- ancho del pilote.

n- número de pilotes.

S- resistencia al corte de arcillas.

De los resultados obtenidos en la interpretación del sondéo de diseño 4 MC-15 (capítulo 3.2.), adoptando un factor de seguridad igual a 1.20 bajo condiciones estáticas y dinámicas, y considerando una presión máxima admisible al nivel de desplante de la zapata de 8.50 ton/m^2 , obtuvimos los siguientes resultados para capacidad estática de un pilote (Q_e), y para capacidad dinámica del mismo. (Q_d).

$$Q_e = 95.012 \text{ ton/pilote}$$

$$Q_d = 1.30 Q_e = 123.516 \text{ ton/pilote}$$

Dada la experiencia, para obtener la capacidad dinámica de un pilote, la consideramos un 30% mayor que la capacidad estática del mismo.

Considerando que el suelo es capaz de absorber una carga igual a la de preconsolidación, podemos disminuir la carga aplicada a cada pilote en una cantidad igual a:

$$\text{Peso de la excavación} - 10\text{m} \times 10\text{m} \times 2.10\text{m} \times 1.60\text{ton/m}^3 = 336.0 \text{ ton}$$

$$\text{Entonces: } P_{exc} = \frac{336.00 \text{ ton}}{21 \text{ pil.}} = 16.00 \text{ ton/pil.}$$

Por lo tanto, la carga máxima que se aplica a cada pilote, de acuerdo a la ecuación de la escuadría, será:

$$P_{P_{3,3}} = 100.320 \text{ ton} - 16.00 \text{ ton} = 84.320 \text{ ton} < Q_e$$

$$P_{P_{3,9}} = 131.470 \text{ ton} - 16.00 \text{ ton} = 115.470 \text{ ton} < Q_d$$

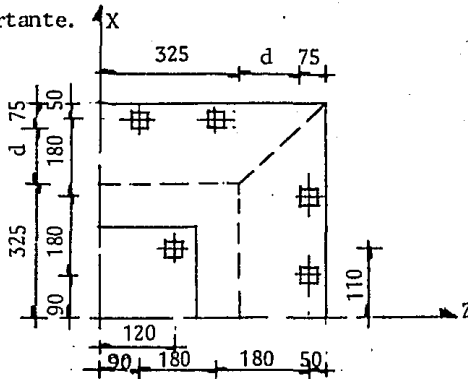
Condiciones que deben cumplirse antes de continuar con el análisis de la cimentación.

TABLA 4.5.5. RESUMEN DE CALCULOS.

CONDICION	P_{P_1}	P_{P_2}	$P_{P_3^\circ}$	P_{P_4}
1	83.962	90.006	95.474	94.898
2	86.761	92.363	96.663	95.362
3	85.115	93.323	100.320	99.108
4	82.392	85.048	83.043	78.383
5	100.710	115.779	125.378	119.908
6	110.689	121.245	121.438	111.074
7	103.483	117.614	125.458	119.173
8	113.810	123.676	122.274	111.005
9	101.976	119.745	131.470	125.425
10	111.667	124.656	126.768	115.891
11	97.261	107.735	109.165	100.122
12	106.265	112.830	105.967	92.540

4.5.3. ANALISIS DE LA ZAPATA ACTUANDO COMO VIGA,

El análisis de la zapata se realizará en dirección longitudinal y transversal al trazo de la línea, se supondrá apoyada sobre los pilotes idealizados como columnas, con las respectivas reacciones de ellos actuando en forma ascendente y los pesos de la zapata, terreno y camellón, en forma descendente. Además, se supondrá empotrado en uno de sus extremos. Con una base de 5.00 m para efectos de flexión y de 3.25 m para efectos de fuerza cortante.



ANALISIS DE CARGAS.

$$\text{Peso de la zapata } (5.00+3.25)(1.75 \text{ m})/2 (1.10\text{m})(2.40 \text{ ton/m}^3) = 19.058 \text{ ton}$$

$$\text{Peso del terreno } (5.00+3.25)(1.75 \text{ m})/2 (0.80\text{m})(1.60 \text{ ton/m}^3) = 9.240 \text{ ton}$$

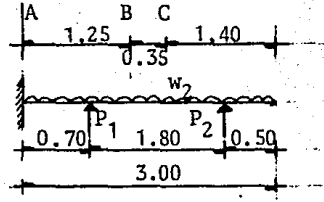
$$W_1 = 28.298 \text{ ton}$$

$$\text{Camellón } (2.50\text{m})(1.75\text{m})(0.20\text{m})(1.60 \text{ ton/m}^3) = 1.400 \text{ ton}$$

$$W_2 = 29.698 \text{ ton}$$

ANALISIS.

Dirección Z.



$$P_1 = P_{P_2}$$

$$P_2 = P_{P_3} + P_{P_4}$$

a) Flexión.

$$\text{Punto A. } M_i = (0.70) P_{P_2} + (2.50)(P_{P_3} + P_{P_4}) - (29.698) \frac{(3.00)^2}{2}$$

$$\text{Punto B. } M_i = (1.25)(P_{P_3} + P_{P_4}) - (29.698) \frac{(1.75)^2}{2}$$

$$\text{Punto C. } M_i = (0.90)(P_{P_3} + P_{P_4}) - (29.698) \frac{(1.40)^2}{2}$$

b) Cortante.

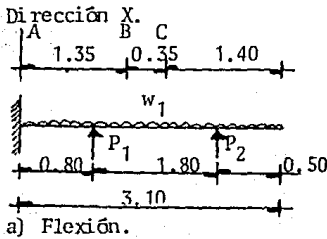
$$\text{Punto A. } V_i = P_{P_2} + P_{P_3} + P_{P_4} - (29.698)(3.00)$$

$$\text{Punto B. } V_i = P_{P_3} + P_{P_4} - (29.698)(1.75)$$

$$\text{Punto C. } V_i = P_{P_3} + P_{P_4} - (29.698)(1.40)$$

TABLA No. 4.5.6. ELEMENTOS MECANICOS. DIRECCION Z.

CONDICION	FLEXION			CORTANTE		
	A	B	C	A	B	C
1	405.293	192.490	142.231	191.284	138.400	148.795
2	411.076	194.556	143.718	195.294	140.054	150.448
3	430.255	203.810	150.381	203.657	147.456	157.851
4	329.458	156.307	116.179	157.380	109.454	119.849
5	560.619	261.132	191.653	271.971	193.314	203.709
6	532.510	245.165	180.157	264.663	180.540	190.935
7	560.266	260.314	191.064	273.151	192.660	203.054
8	536.130	246.124	180.847	267.861	181.307	191.702
9	592.418	275.644	202.101	287.546	204.923	215.318
10	560.266	257.849	189.289	278.221	190.688	201.082
11	464.991	216.134	159.254	227.928	157.315	167.710
12	441.607	202.659	149.552	222.243	146.535	156.930



$$P_1 = P_{P_3}$$

$$P_2 = P_{P_1} + P_{P_2}$$

Punto A. $M_i = (0.80) P_{P_3} + (2.60) (P_{P_1} + P_{P_2}) - (28.298) \frac{(3.10)^2}{2}$

Punto B. $M_i = (1.25) (P_{P_1} + P_{P_2}) - (28.298) \frac{(1.75)^2}{2}$

Punto C. $M_i = (0.90) (P_{P_1} + P_{P_2}) - (28.298) \frac{(1.40)^2}{2}$

b) Cortante.

$$\text{Punto A. } V_i = P_{P_1} + P_{P_2} + P_{P_3} - (28.298) (3.10)$$

$$\text{Punto B. } V_i = P_{P_1} + P_{P_2} - (28.298) (1.75)$$

$$\text{Punto C. } V_i = P_{P_1} + P_{P_2} - (28.298) (1.40)$$

TABLA No. 4.5.7. ELEMENTOS MECANICOS. DIRECCION X.

CONDICION	FLEXION			CORTANTE		
	A	B	C	A	B	C
1	392.724	174.129	128.839	181.718	124.446	134.351
2	407.081	180.574	133.480	188.063	129.602	139.507
3	408.223	179.716	132.862	191.034	128.916	138.821
4	365.806	165.969	122.964	162.759	117.918	127.823
5	527.202	227.280	167.108	254.143	166.967	176.872
6	564.207	246.586	181.009	265.648	182.412	192.317
7	539.247	233.040	171.255	258.831	171.575	181.480
8	579.311	253.526	186.005	272.036	187.964	197.869
9	545.679	233.820	171.817	265.467	172.199	182.104
10	579.882	252.072	184.959	275.367	186.801	196.706
11	484.350	212.914	156.764	226.437	155.474	165.379
12	518.449	230.537	169.453	237.338	169.574	179.478

4.5.4. ANALISIS DE CARGAS A H/2 DE LA ZAPATA,

a) CARGA MUERTA.-CM-.

795.630 ton

Descarga hasta la base del dado.

135.680 ton

Terreno = 1.60 ton/m^3 , $V = 84.80 \text{ m}^3$.

132.000 ton

Peso propio de zapata. $H/2 = 0.55 \text{ m}$.

$$CM = 1063.310 \text{ ton} = F_y$$

b) CARGAS ACCIDENTALES. -SISMO-.

Elementos mecánicos debidos a cargas accidentales utilizando el método del voladiza con inercia rotacional e interacción dinámica suelo-estructura.

H = 6.85 m.

DIRECCION SISMO	COMBINACIONES		IE	CARGA	
	TIPO I	TIPO II		TIPO III	TIPO IV
SISMO X	1019.249	1037.990	1006.233	911.811	
SISMO Z	929.681	878.525	984.792	805.431	

TABLA No. 4.5.8 MOMENTOS FLEXIONANTES POR SISMO.

COMBINACION IE CARGA	SISMO X + 0.5 SZ		0.5 SISMO X + SZ	
	TIPO I	TIPO II	TIPO III	TIPO IV
TIPO I	464.841	1019.249	929.681	509.624
TIPO II	439.263	1037.990	878.525	518.995
TIPO III	492.396	1006.233	984.792	503.116
TIPO IV	402.716	911.811	805.431	455.905

TABLA No. 4.5.9. COMBINACION DE EFECTOS EN SENTIDO ORTOGONAL.

c) CARGA VIVA. -CV-. TABLA No. 4.5.10 MOMENTOS FLEXIONANTES POR CARGA VIVA.

COMBINACION IE CARGA	Mx	Mz	Donde:
	(ton-m)	(ton-m)	
TIPO I	645.388	60.632	Hc = 9.943 m. H _{fa} = 11.573 m.
TIPO II	599.014	139.246	
TIPO III	879.667	130.375	
TIPO IV	284.299	512.697	

4.6. ANALISIS DE PILOTES.

DESCRIPCION.

Elemento verticales trabajando a fricción con el terreno que los confina, cuya longitud es de 27.50 m y 0.50 m en cada cara. Dada su longitud, se construyen en dos tramos precolados con el objeto de facilitar su transporte e hincado. Por lo que están sujetos a las siguientes etapas de análisis:

- 1a. Etapa. Fabricación y movimiento del pilote para su almacenamiento o transporte considerando el 75% de la resistencia especificada del concreto.
- 2a. Etapa. Izaje e hincado del tramo inferior hasta dejar el extremo superior a 1.00 m sobre el terreno natural para colocar el tramo complementario. Colocación del tramo superior analizado como cantiliver, empotrado en la unión y sujeto a viento. En esta etapa, también se diseña la unión de los tramos como una sección sujeta a flexocompresión. Esta consiste en una placa de acero anclado al concreto en cada uno de los extremos por unir.
- 3a. Etapa. Condiciones de servicio. En esta etapa, el pilote se analiza como columna sujeta a flexocompresión y cortante transmitidos por la base de la zapata. Por el confinamiento del terreno al pilote a todo lo largo del mismo, los efectos de esbeltéz no figuran, por lo tanto, se analiza como columna corta.

Debido a la importancia de la tercera etapa, el análisis de los pilotes se concretará a esta, revisando, también, que la segunda etapa no sea mas crítica.

Análisis de la cimentación a base de pilotes tipo fricción.

En el capítulo 4.2., se analizaron las propiedades elásticas de la cimentación como un conjunto.

Suponiendo que la zapata es infinitamente rígida, obtenemos las propiedades elásticas de la cimentación:

Dirección X.

$$X_{\Delta x=1} = -18\ 908.4 \text{ ton/m}$$

$$X_{\Delta y=1} = Y_{\Delta x=1} = 0$$

$$X_{\alpha=1} = M_{\Delta x=1} = 30\ 238.8 \text{ (ton-m)/m}$$

$$Y_{\Delta y=1} = -157\ 500 \text{ ton/m}$$

$$Y_{\alpha=1} = M_{\Delta y=1} = 0$$

$$M_{\alpha=1} = M_{\theta=1} = -1597\ 919.3 \text{ (ton-m)/rad.}$$

De la teoría de la elasticidad:

$$[P] = [K][\Delta] \quad \text{por lo que;} \quad [K][\Delta] - [P] = 0$$

Establecemos el siguiente sistema de ecuaciones para el sentido X.

$$- 18\ 908.4 \Delta x + 30\ 238.8 \alpha + F_x = 0$$

$$30\ 238.8 \Delta x - 1597\ 919.3 \alpha + M_z = 0$$

$$- 157\ 500 \Delta y + 0 \alpha + F_y = 0$$

Resolviendolo, obtenemos:

$$\Delta x = \frac{52.843602 Fx + Mz}{968\ 948.99} \quad \text{----- (4.39)}$$

$$\Delta y = \frac{Fy}{157\ 500} \quad \text{----- (4.40)}$$

$$\alpha = \frac{0.6253025 Mz + Fx}{968\ 944.28} \quad \text{----- (4.41)}$$

Dirección Z.

$$Z_{\Delta z=1} = - 18\ 908.4 \text{ ton/m}$$

$$Z_{\Delta y=1} = Y_{\Delta z=1} = 0$$

$$Z_{\theta=1} = M_{\Delta z=1} = 30\ 238.8 \text{ (ton-m)/m}$$

$$Y_{\Delta y=1} = - 157\ 500 \text{ ton/m}$$

$$Y_{\theta=1} = M_{\Delta y=1} = 0$$

$$M_{\theta=1} = M_{\alpha=1} = - 1597\ 919.3 \text{ (ton-m)/rad}$$

Establecemos el siguiente sistema de ecuaciones para el sentido Z.

$$- 18\ 908.4 \Delta z + 30\ 238.8 \theta + Fz = 0$$

$$30\ 238.8 \Delta z - 1597\ 919.3 \theta + Mx = 0$$

$$- 157\ 500 \Delta y + 0 \theta + Fy = 0$$

Resolviendo dicho sistema de ecuaciones, tenemos:

$$\Delta z = \frac{52.843602 Fz + Mx}{968\ 948.99} \quad \text{----- (4.42)}$$

$$\Delta y = \frac{Fy}{157\ 500} \quad \text{----- (4.43)}$$

$$\theta = \frac{0.6253025 Mx + Fz}{968\ 944.28} \quad \text{-----} \quad (4.44)$$

Ecuaciones que generan los elementos mecánicos que actúan sobre cada pilote.

Carga axial. $P = n(\Delta y + \alpha x + \theta z)$; $P = 7500(\alpha x + \theta z) \pm \frac{Fy}{2l} \quad \equiv (4.45)$

Fuerza cortante.

$$Vx = m_{\beta} \alpha - t_{\beta} \Delta x \quad \text{Fuerza cortante en dirección x. (4.46)}$$

$$Vz = m_{\beta} \theta - t_{\beta} \Delta z \quad \text{Fuerza cortante en dirección z. (4.47)}$$

Momento flexionante.

$$Mx = t_{\alpha} \Delta z - m_{\alpha} \theta \quad \text{Momento flexionante en dirección x. (4.48)}$$

$$Mz = t_{\alpha} \Delta x - m_{\alpha} \alpha \quad \text{Momento flexionante en dirección z. (4.49)}$$

Donde los parámetros utilizados son los siguientes:

$$m_{\beta} = 1439.943 \text{ (ton-m)/m}$$

$$t_{\beta} = 900.4 \text{ ton/m}$$

$$m_{\alpha} = 4\ 605.68 \text{ (ton-m)/rad}$$

$$t_{\alpha} = 1\ 439.943 \text{ (ton-m)/m}$$

COND.	Fx	Fy	Fz	Mx	Mz	$\Delta x(10^{-4})$	$\alpha(10^{-4})$	$\Delta z(10^{-4})$	$\theta(10^{-4})$	P _{máx}	P _{mín}	Vx	Vz	Mx	Mz
CARGA	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)	(cm)	(rad)	(cm)	(rad)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton)	(ton-m)	(ton-m)
1	6.098	1669.534	48.489	672.057	63.986	3.98603	0.475864	33.3803	4.83751	83.487	-75.517	-0.290	-2.309	2.579	0.355
2	10.000	1694.814	43.530	622.955	144.746	6.94754	1.037310	30.1691	4.46945	84.835	-76.575	-0.476	-2.073	2.286	0.523
3	8.049	1637.570	60.306	912.836	134.802	5.78090	0.953006	42.3099	6.51332	83.579	-72.380	-0.383	-2.872	3.092	0.393
4	10.000	1457.702	19.975	295.285	518.197	10.80170	3.447350	13.9412	2.11175	73.584	-65.245	-0.476	-0.951	1.035	-0.032
5	69.029	1669.534	182.863	1675.644	608.222	43.92340	4.637530	117.0210	12.70090	92.505	-66.498	-3.287	-8.708	11.001	4.189
6	131.959	1669.534	115.676	1173.851	1152.458	83.86040	8.799200	75.2009	8.76921	92.678	-66.325	-6.284	-5.508	6.790	8.023
7	73.947	1694.814	170.416	1571.267	698.911	47.54150	5.273550	103.1560	11.89880	93.595	-67.826	-3.521	-8.115	10.238	4.417
8	137.893	1694.814	106.973	1097.111	1253.077	88.13500	9.509780	69.6625	8.18415	93.976	-67.435	-6.566	-5.094	6.262	8.311
9	70.334	1637.570	202.734	1975.963	672.175	45.29520	5.063720	130.9570	14.84400	92.910	-63.049	-3.349	-9.654	12.020	4.190
10	132.619	1637.570	131.520	1444.400	1209.548	84.80950	9.174440	86.6339	10.67870	92.869	-63.090	-6.315	-6.263	7.556	7.987
11	67.371	1457.702	136.351	1164.722	1005.657	47.12090	7.185250	86.3822	8.92367	81.496	-57.333	-3.208	-6.493	8.328	3.476
12	124.742	1457.702	78.163	730.004	1493.116	83.44020	10.923100	50.1617	5.51772	81.745	-57.084	-5.940	-3.722	4.682	6.984

TABLA No. 4.5.8. ELEMENTOS MECANICOS ACTUANTES SOBRE LOS PILOTES.

Fx, Fy, Fz, Mx y Nz son elementos mecánicos actuantes en la base de la zapata.

4.6.1. ANALISIS DEL PILOTE POR EFECTOS DEL VIENTO.

Se revisa si el refuerzo colocado por flexocompresión biaxial es suficiente para soportar la segunda etapa de trabajo del pilote. Es decir, se analiza como cantiliver empotrado en la unión y sujeto a los efectos del viento.

Se hinca inicialmente el primer tramo del pilote -que es de 13.00 m-, hasta dejar el extremo superior a 1.00 m sobre el terreno natural para colocar el segundo tramo, que es de 14.50 m.

CONDICIONES DE ANALISIS.

Estructura grupo B. La falla de ésta ocasionaría pérdidas de magnitud intermedia.

Estructura tipo 2. Su esbeltéz las hace sencibles a ráfagas de corta duración.

Factor de ráfaga = 1.30

L = 14.50 m. Longitud del pilote en su parte superior.

A = (14.50 m)(0.50 m) = 7.25 m². Area expuesta.

Elemento de sección transversal pequeña.

EMPUJES OCASIONADOS POR EL VIENTO.

a) Empuje en la dirección del viento. (*)

$$F_L = 0.0055 C_L B V^2 \quad (\text{kg/m})$$

b) Empuje transversal. (*)

$$F_T = 0.0055 C_T B V^2 \quad (\text{kg/m})$$

Donde:

C_L - Coeficiente de arrastre. C_L = 2.03.

(*) REFERENCIA 14.

C_T - Coeficiente de empuje transversal. $C_T = 0.0$.

B - Ancho de la cara expuesta. $B = 0.50$ m.

V - Velocidad de diseño incluyendo factor de ráfaga.

VELOCIDAD DE DISEÑO.

Para $H = 10.00$ m. ; $V = (80 \text{ km/hra})(1.30) = 104 \text{ km/hra}$.

Para $H = 14.50$ m. ; $V = \frac{V_{10m}}{10^{1/3}} Z^{1/3}(1.30) = 118 \text{ km/hra}$.

Para $H = 12.25$ m. ; $V = 111 \text{ km/hra}$.

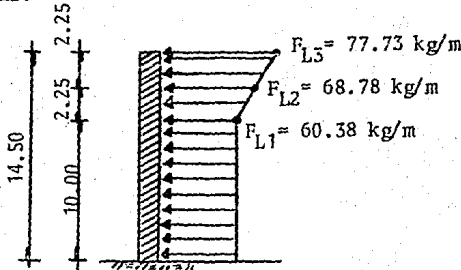
Empuje por metro lineal. Sustituyendo parámetros en la ecuación correspondiente al inciso a.

Para $H = 10.00$ m. ; $F_{L1} = 60.38 \text{ kg/m}$; $F_{T1} = 0.0 \text{ kg/m}$.

Para $H = 12.25$ m. ; $F_{L2} = 68.78 \text{ kg/m}$; $F_{T2} = 0.0 \text{ kg/m}$.

Para $H = 14.50$ m. ; $F_{L3} = 77.73 \text{ kg/m}$; $F_{T3} = 0.0 \text{ kg/m}$.

DIAGRAMA DE PRESIONES.



UBICACION DE LA RESULTANTE DE PRESIONES.

$P_1 = (60.38 \text{ kg/m})(10.00 \text{ m}) = 603.80 \text{ kg}$ Para $Z_1 = 5.00$ m.

$$P_2 = \left(\frac{68.78 + 60.38}{2} \right) (2.25 \text{ m}) = 145.305 \text{ kg} \quad \text{Para } Z_2 = 11.125 \text{ m.}$$

$$P_3 = \left(\frac{77.75 + 68.78}{2} \right) (2.25 \text{ m}) = 164.824 \text{ kg} \quad \text{Para } Z_3 = 13.375 \text{ m.}$$

$$\bar{Z} = \frac{\sum P_i Z_i}{\sum P_i} = 7.484 \text{ m.}$$

Por lo tanto, el momento resultante en la base, se obtiene de la siguiente manera:

$$M_o = (\sum P) (\bar{Z}) = (0.913929 \text{ ton}) (7.484 \text{ m}) = 6.83984 \text{ ton-m.}$$

Por lo que el momento último será :

$$M_u = (M_o) (FC) = (6.83984) (1.10) = 7.52582 \text{ ton-m.}$$

Momento último que es menor al máximo obtenido en la tabla 4.5.8., para fines de diseño.

CAPITULO CINCO

5. DISEÑO DE LOS ELEMENTOS ESTRUCTURALES DEL TRAMO ELEVADO DE LA LINEA No. 4 DEL SISTEMA DE TRANSPORTE COLECTIVO.

Con los resultados obtenidos en el capítulo anterior para; trabe, columna, zapata y pilotes, se procederá a diseñar dichas estructuras en este capítulo.

El reglamento oficialmente utilizado es el "Reglamento de Construcciones del Departamento del Distrito Federal" -RCDF- versión 1977.

El diseño de estructuras se inicia con la trabe de concreto presforzado. Debido a que la carga viva la componen los trenes tipo y de mantenimiento, utilizamos el manual AASHTO para nuestros fines, por la mayor información técnica que posee al respecto.

Después del concepto arquitectónico y dada la geometría de la trabe que más se adapta a nuestras necesidades estructurales, obtenemos el número de cables de presfuerzo necesarios, su distribución y trayectoria a lo largo de la estructura que los incluye.

La cuantificación de pérdidas de presfuerzo se incluye, ya que es un concepto de magnitud considerable para nuestro diseño. A raíz de esto, elaboramos el diagrama de tensado de cables.

Después del diseño, se revisa tanto por esfuerzos admisibles de trabajo

como por resistencia última utilizando el manual AASHTO. El diseño por la acción de fuerza cortante se realiza enseguida.

El análisis de las deformaciones de la trabe es indispensable dada la importancia de la estructura. Este se lleva a cabo a través del método -- numérico de Newmark dada la longitud y geometría del elemento.

En el diseño, tanto para efectos de flexión como de fuerza constante, para losas superior e inferior y diafrámas de la estructura, se utiliza el manual AASHTO también. La columna y el dado se diseñan con los efectos de flexocompresión biaxial y fuerza cortante utilizando los diagramas de interacción para elementos de ésta naturaleza, consultados en el RCDF.

La zapata se diseña como viga ancha apoyada sobre los pilotes y con la acción correspondiente al análisis respectivo. El diseño se realiza por las acciones de momento flexionante y fuerza cortante. Asimismo, se diseña para que resista la penetración que el dado y la columna originan en ella.

El diseño de los pilotes es como columna corta, esto es; incluyendo flexocompresión biaxial y sin tomar en cuenta los efectos de esbeltez dado el confinamiento a que está sujeto por parte del terreno. También se diseña por efectos de la fuerza cortante. Por otro lado, el pilote se revisa a flexocompresión con la ecuación de Bresler y por los efectos de flexotensión. Finalmente, se revisa la sección por efectos del viento, dado que cuando se vaya a hincar, estará sujeto a esta acción.

Al final de éste quinto capítulo, se presenta una lista con simbología utilizada en el diseño de las estructuras del metropolitano elevado, para el presente trabajo.

5.1. DISEÑO DE LA TRABE DE CONCRETO PRESFORZADO.

Superestructura a base de trabes postensadas de 30 m. de claro en tramos libremente apoyados -logrando que el procedimiento constructivo sea independiente en cada tramo-. La sección está formada con tres nervadu

ras de ancho variable, losa superior de compresión de 25 cm de espesor, - diafrámas verticales en los extremos y tercios del claro a efecto de uniformizar los desplazamientos y una losa inferior que junto con los diafrámas verticales, proporciona rigidez torsionante al sistema.

Para efectos de flexión longitudinal, el elemento se comporta como un sistema de vigas "T" que en especial son eficientes para tramos libremente - apoyados.

Durante el proceso constructivo, se ha considerado un tensado simultáneo por ambos extremos y en dos etapas para disminuir las pérdidas por fricción y a largo plazo.

Al acero se le da una forma de curva parabólica para que exista una cierta compensación entre el momento de presfuerzo y el momento de carga muerta que también es parabólico.

El acero se flexiona en dos puntos, a fin de mejorar su excentricidad, -- tanto en el centro del claro como en los extremos.

El sistema de presfuerzo lineal es del tipo postensado cuyo método de anclaje es por empuje y con alambres, denominado BBRV, de origen Suizo.

Consta de 15 cables y cada uno de estos incluye 36 alambres de 7 mm. de diámetro.

SECUENCIA DE COLADO.

— El colado de la losa de fondo, nervaduras, diafrámas y detellones es integral.

— Cuando el concreto haya adquirido una resistencia mínima de 150 Kg/cm² y hayan transcurrido cuando menos 5 días a partir de los colados 1 y 2 indicados en la figura 5.1, se puede proceder a efectuar el descimbrado -- del elemento dejando el apuntalamiento indicado en la figura 5.2.

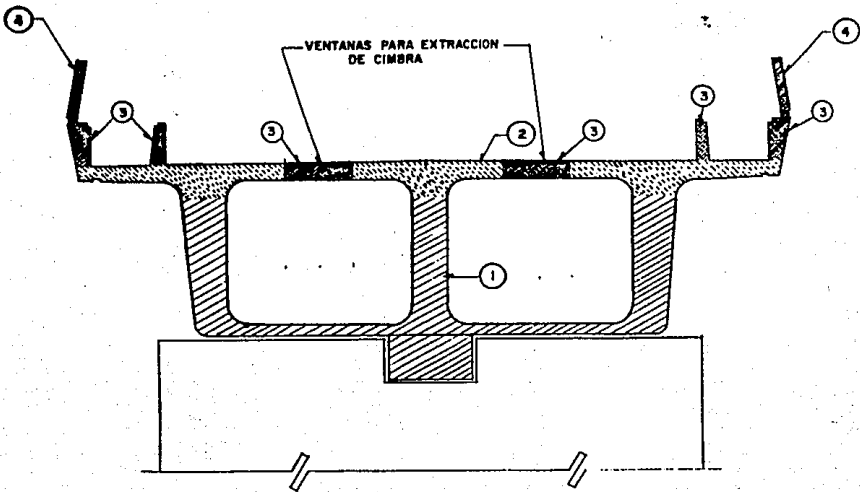


FIG. 5.1

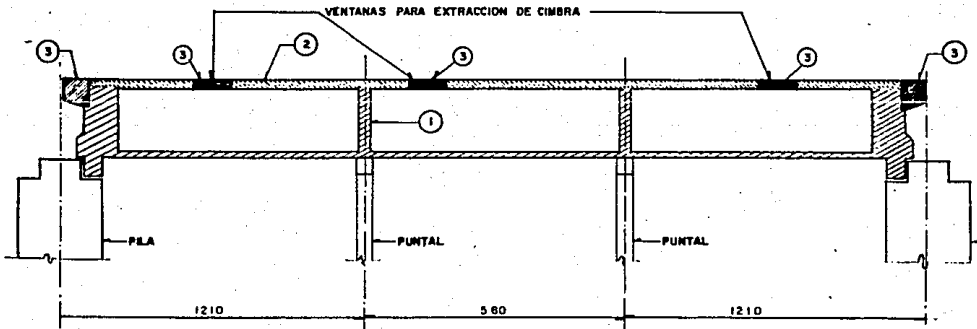


FIG. 5.2

— El tensado de los cables 1, 2, 3, 4, 5 y 6 se efectuará cuando el concreto tenga una resistencia mínima de 315 Kg/cm^2 (90%) y hayan transcurrido 21 días, por lo menos, a partir de la terminación de los colados 1 y 2 indicados en las figuras 5.1 y 5.2.

— Cuando haya concluido el tensado de los cables antes mencionados, se retirará el apuntalamiento indicado en la figura 5.2.

— El tensado de los cables restantes 7, 8, 9 y 10, se hará cuando el concreto tenga una resistencia del 100% de su resistencia nominal, es decir 350 Kg/cm^2 , y hayan transcurrido cuando menos 60 días después de los colados 1 y 2 indicados en la figura 5.1.

— Una vez concluido el proceso de tensado indicado en el siguiente concepto, se colarán; ménsulas, parapetos, muretes y el colado complementario de la losa superior -colados número 3 indicados en las figuras 5.1. y 5.2:

PROCEDIMIENTO DE TENSADO.

— El tensado de los cables se efectuará por ambos extremos simultáneamente.

— En una primera etapa se tensarán, en orden progresivo, los cables 1, 2, 3, 4, 5 y 6.

— En una segunda etapa se tensarán, también en orden progresivo, los cables 7, 8, 9 y 10.

— En cada etapa se hará un retensado de los cables en forma inmediata al tensado, conforme a las etapas antes mencionadas.

— Después del retensado se inyectará lechada en todos los ductos con una presión de 8 a 10 Kg/cm^2

5.1.a. CONSTANTES DE DISEÑO Y ESPECIFICACIONES DE MATERIALES.

a) Concreto

$$\gamma_c = 2.400 \text{ ton/m}^3$$

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

$$f_{ci} = 315 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{cI} = 5000 \sqrt{f_c'} = 93\,541 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{c2} = 10\,000 \sqrt{f_c'} = 187\,083 \text{ Kg/cm}^2$$

Tamaño máximo del agregado grueso 3/4"

b) Acero de preesfuerzo.

Torones de preesfuerzo de 270 K. Cables de 36 alambres de $\emptyset = 7 \text{ mm}$.

$$f_{pu} = 19\,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_{py} = 16\,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$E_{sp} = 2.04 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

c) Acero de refuerzo.

Alta resistencia $f_y = 4\,200 \text{ Kg/cm}^2$

$$E_s = 2.10 \times 10^6 \text{ Kg/cm}^2$$

PROPIEDADES DE LA SECCION.

$$A = 50\,823.042 \text{ cm}^2$$

$$I_{x0} = 289\,603\,000 \text{ cm}^4$$

$$I_{y0} = 2\,392\,340\,000 \text{ cm}^4$$

$$Y_i = 127.537 \text{ cm.}$$

$$Y_s = 87.463 \text{ cm.}$$

$$S_{ix} = 2\,270\,737.10 \text{ cm}^3$$

$$S_{sx} = 3\,311\,148.70 \text{ cm}^3$$

5.1.b. CALCULO DEL NUMERO DE CABLES DE PRESFUERZO.

Ecuación de la esquadria.

$$f = -\frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

(-) Fuerza de compresión.

(+) Fuerza de tensión.

En el centro del claro, en la cuerda inferior y en condiciones de servicio:

$$f_i = - \frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_i} + \frac{M_{p0p0}}{S_i} + \frac{M_{sc}}{S_i} + \frac{M_{cv+I}}{S_i} \quad \text{--- (5.1)}$$

Si suponemos que se permiten esfuerzos de tensión en la cuerda inferior -- del orden de:

$$f_{ti} = 0.80 \sqrt{f_c} = 15 \text{ Kg/cm}^2$$

Despejando de la ecuación (5.1) al presfuerzo P, tenemos:

$$P = \frac{\frac{M_{p0p0}}{S_i} + \frac{M_{sc}}{S_i} + \frac{M_{cv+I}}{S_i} - 15}{\frac{1}{A} + \frac{e}{S_i}} = 1\,658\,309 \text{ Kg.}$$

$$e = 127.537 \text{ cm} - 14.90 \text{ cm.} = 112.637 \text{ cm.}$$

Tomando en cuenta las pérdidas de presfuerzo que sufre el elemento,

25% de pérdidas por fricción y 10% de pérdidas por otros conceptos.

$$f_{p_s} = (1\,658\,309 \text{ Kg})(1.35) = 2\,238\,717 \text{ Kg.}$$

Si consideramos que el acero de presfuerzo trabaja (máximo) al 80% de su límite de fluencia, entonces la resistencia será:

$$f_{p_s} = 0.80 f_{py} = (0.80)(16\,200 \text{ Kg/cm}^2) = 12\,960 \text{ Kg/cm}^2$$

Area de cada cable.

$$A = \left[(0.7 \text{ cm})^2 \frac{\pi}{4} \right] (36 \text{ alambres}) = 13.85 \text{ cm}^2$$

Area requerida:

$$A_r = \frac{2\,238\,717\text{ Kg}}{12\,960\text{ Kg/cm}^2} = 172.74\text{ cm}^2$$

Por lo tanto, el número de cables que requerimos será:

$$\text{No.} = \frac{172.74\text{ cm}^2}{13.85\text{ cm}^2/\text{cable}} = 12.5\text{ cables.}$$

Por simetría en la trabe y dado que el cálculo es preliminar, se colocaran 15 cables distribuyendo 5 en cada nervadura de la misma.

DISTRIBUCION DE CABLES.

Especificaciones: Según normas AASHTO.

Separación libre mínima para acero pretensado: $S \geq 3\phi_p \geq 4/3 \phi_A$

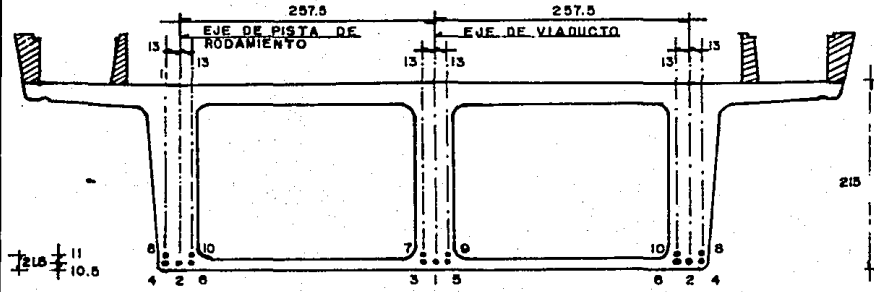
Recubrimiento mínimo de concreto para acero de presfuerzo: $R \geq 3.80\text{ cm.}$

$$4/3 \phi_A = 4/3(3/4)(2.54\text{ cm}) = 2.54\text{ cm.}$$

Donde: ϕ_p - Diámetro del cable
 ϕ_A - Dimensión máxima del agregado.

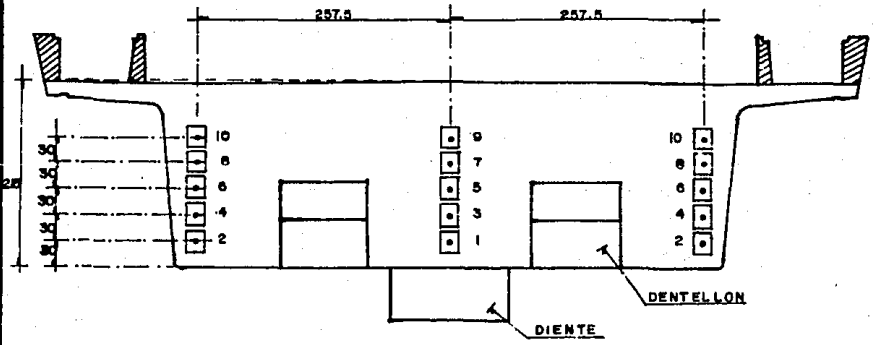
$$A = 13.85\text{ cm}^2 \quad \phi_p = \sqrt{\frac{4A}{\pi}} = 4.20\text{ cm.}$$

$$S > 4.20\text{ cm} > 2.54\text{ cm.}$$



a) EN EL CENTRO DEL CLARO.

▨ - colado posterior



b) EN EL EXTREMO DEL CLARO.

FIG. 5.3 POSICION DE CABLES.

COORDENADAS DE LOS CABLES DE PREESFUERZO.

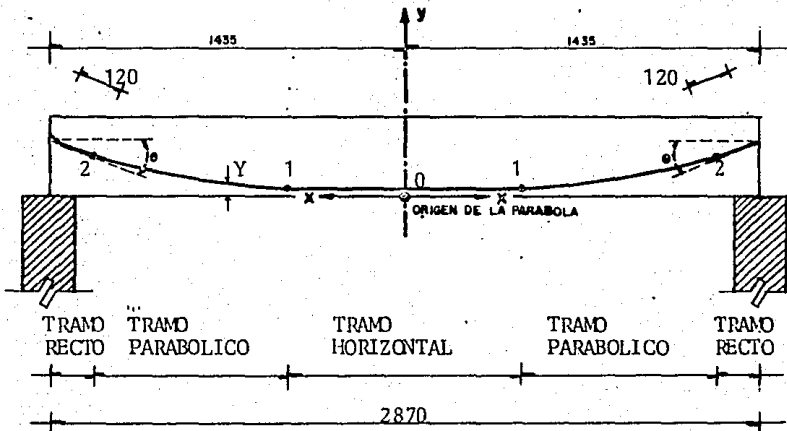


Figura 5.4. TRAYECTORIA DEL CABLE DE PRESFUERZO.

$$Y = K_1(X-X_0)^2 + Y_0 \quad \text{Ecuación de la parábola.}$$

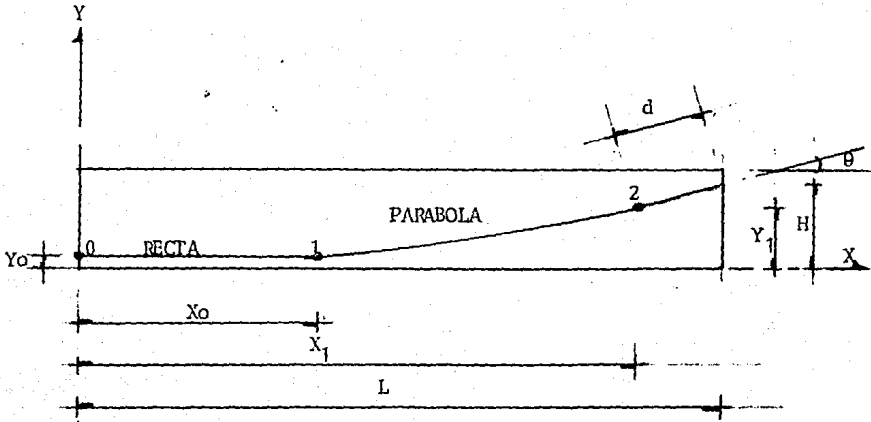
$$\frac{dy}{dx} = 2 K_1 (X-X_0) = \text{Tan } \theta \quad \text{Pendiente en un punto dado.}$$

$$K_1 = \frac{\text{tan } \theta}{2(X-X_0)} = \frac{Y-Y_0}{(X-X_0)^2} \quad \text{Constante de la parábola.}$$

Por otro lado, en el punto de unión entre tramo recto y parabólico (punto 2 de la figura 5.4), tenemos. :

$$K_1 = \frac{H - d \text{sen } \theta - Y_0}{(L - d \text{cos } \theta - X_0)^2}$$

En el punto de unión entre tramo inclinado recto y tramo parabólico:



$$\tan \theta = \frac{2(H-d \operatorname{sen} \theta - Y_0)}{L-d \operatorname{cos} \theta - X_0} \quad \text{---- (5.2)}$$
 Ecuación que utilizaremos para encontrar el ángulo de salida del cable. Esta se resuelve por tanteos.

5.1.c. PERDIDAS DE PREEEFUERZO.

a) Pérdidas por fricción y curvatura.

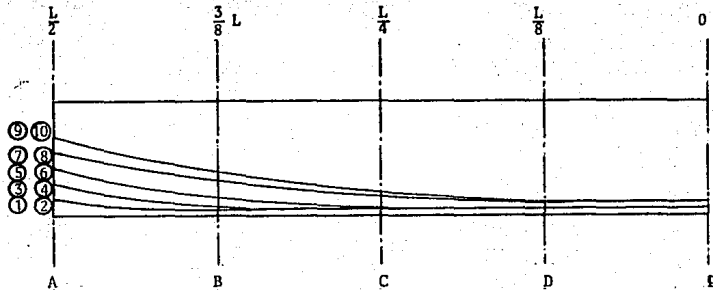
Las pérdidas debidas a la fricción y curvatura en concreto postensado se basan en los coeficientes de longitud y curvatura, debiendo verificarse durante el preesfuerzo. Estas pérdidas se pueden calcular con la siguiente expresión:

$$F_1 = F_2 e^{-(KL + \mu\theta)} \quad \text{--- (5.3)}$$

Donde: F_1 - fuerza en el punto 1

F_2 - fuerza en el punto 2 (posterior al punto 1).

e - base de logaritmos Neperianos.



NERVADURA CENTRAL	NERVADURA EXTREMA	\bar{y}_1	ANGULO SALIDA θ	$K_e (10^{-5})$
1	2	127.537	3.408	7.17119
3	4	127.537	8.612	18.18780
5	6	127.537	10.559	15.10490
7	8	127.537	10.597	11.44910
9	10	127.537	11.595	10.08300

CABLE		COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRESFUERZO																					
NERV. CENTR.	NERV. EXTREMA	x abscisas (cm)																					
		000	100	200	300	352.5	400	500	600	700	705	800	900	1000	1057.5	1100	1145	1200	1300	1330	1400	1410	1455
1	2	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	11.22	12.28	13.37	14.81	16.96	21.98	23.75	27.92	28.511	30
3	4	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	12.32	15.01	17.78	21.42	26.87	39.60	44.10	54.70	56.214	60
5	6	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	10.5	12.01	16.54	24.09	29.81	34.67	39.74	48.26	64.98	70.43	83.48	85.340	90
7	8	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	21.5	22.64	26.08	26.31	31.80	39.82	50.12	57.08	62.72	69.13	77.60	94.77	100.36	113.45	115.323	120
9	10	21.5	21.5	21.5	21.5	21.78	22.51	25.53	30.57	37.63	38.04	46.71	57.80	70.91	79.36	86.03	93.50	103.17	122.33	128.46	142.82	144.871	150
EXCENTRICIDAD		117.037	117.037	117.037	117.037	117.037	117.037	117.037	115.024	108.504	102.214	85.384	72.170	67.537									
1a. ETAPA.		117.037	117.037	117.037	117.037	117.037	117.037	116.534	111.660	105.597	96.840	81.444	70.849										
EXCENTRICIDAD		112.637	112.637	112.435	110.595	108.367	100.505	88.829	79.817	58.925	43.063	37.537											
2a. ETAPA.		112.637	112.637	112.581	111.831	108.495	105.233	93.805	84.623	72.965	54.117	41.485											

TABLA No. 5.1. COORDENADAS DE LOS CABLES DE PRESFUERZO.

TIPO DE CABLE	COEFICIENTE DE LONGITUD POR METRO (K)	COEFICIENTE DE CURVATURA (M)
Cables con cubierta de metal flexible-cables metálicos.	0.001 - 0.0015	0.15 - 0.25
Cable de 7 alambres	0.0005 - 0.002	0.15 - 0.25
Barras de alta resistencia.	0.0001 - 0.0006	0.08 - 0.30
Cables 7 alambres en ducto rígido de metal.	0.0002	0.15 - 0.25
Cables pre-encontrados Cables metálicos y Cables 7 alambres.	0.0003 - 0.002	0.05 - 0.15
Cables cubiertos de mastic. Cables metálicos y Cables 7 alambres.	0.001 - 0.002	0.05 - 0.15

TABLA 5.2. COEFICIENTES DE FRICCIÓN Y CURVATURA PARA CABLES POSTENSADOS^(*)

(*) REFERENCIA 5.

TRAMO	CABLES 1, 2			CABLES 3, 4			CABLES 5, 6			CABLES 7, 8			CABLES 9, 10		
	θ°	L(cm)	1 - $\frac{1}{2}P$	θ°	L(cm)	1 - $\frac{1}{2}P$	θ°	L(cm)	1 - $\frac{1}{2}P$	θ°	L(cm)	1 - $\frac{1}{2}P$	θ°	L(cm)	1 - $\frac{1}{2}P$
A-B	2.114	377.957	0.9703917	5.333	380.294	0.9594113	4.480	382.366	0.9621546	3.322	382.761	0.9660288	2.910	384.094	0.9673417
B-C	1.294	352.513	0.9746589	3.279	352.589	0.9679246	6.079	353.194	0.9584754	4.587	353.935	0.9634374	4.016	354.986	0.9652967
C-D	0.000	352.500	0.9790720	0.000	352.500	0.9790720	0.000	352.500	0.9790720	2.688	352.575	0.9699241	4.062	352.949	0.9652617
D-E	0.000	352.500	0.9790720	0.000	352.500	0.9790720	0.000	352.500	0.9790720	0.000	352.500	0.9790720	0.607	352.500	0.9769998
Σ			0.9790720			0.9790720			0.9790720			0.9790720			0.9769998
Σ			9.681			11.452			12.123			12.154			12.510
TOTAL			19.362			22.904			24.246			24.308			25.020

TABLA No. 5.3 PERDIDAS TOTALES POR EFECTOS DE FRICCION Y CURVATURA.

$$F_1 = F_2 e^{-(KL + \mu \theta)}$$

Para: $K = 0.006$
 $\mu = 0.20$

b) Pérdidas por contracción del concreto.

Debidas a la variación de la humedad.

$$SH = 956 - 8.44 RH$$

RH - %promedio anual de la humedad relativa ambiental.

Si pensamos que en la Ciudad de México RH = 70%;

$$SH = 365 \text{ Kg/cm}^2.$$

c) Pérdidas por acortamiento elástico del concreto.

Cuando la estructura se acorta, el acero también se deforma perdiendo presfuerzo, por lo que el cálculo se basa en el módulo de elasticidad del concreto en el momento en que el presfuerzo es aplicado.

$$ES = 0.50 \frac{Es}{Ec_1} f_{cir}$$

Ec_1 - Módulo de elasticidad del concreto al momento de transferir los esfuerzos - del presfuerzo.

f_{cir} - Esfuerzo en el concreto en la fibra - del centro de gravedad del acero de - presfuerzo considerando popo y presfue - rzo.

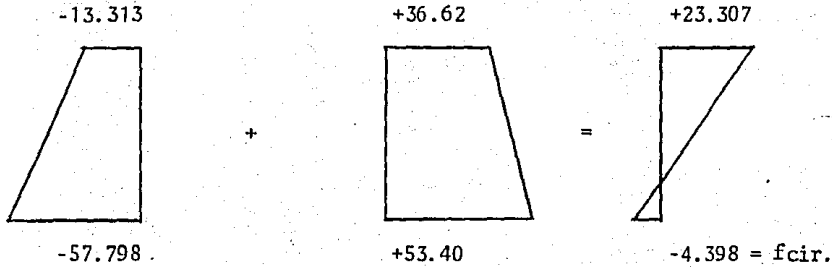
CALCULO DE f_{cir} :

$$f_{popoi} = \frac{M}{S_i} = \frac{121\ 254\ 500}{2\ 270\ 737.1} = + 53.40 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{popos} = \frac{M}{S_s} = \frac{121\ 254\ 500}{3\ 311\ 148.7} = + 36.62 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{pi} = - \frac{P}{A} - \frac{Pe}{S_i} = - \frac{1\ 596\ 334}{50\ 823.042} - \frac{(1596\ 334)(37.537)}{2\ 270\ 737.10} = - 57.798 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_{ps} = - \frac{P}{A} + \frac{Pe}{S_s} = - \frac{1\ 596\ 334}{50\ 823.042} + \frac{(1\ 596\ 334)(37.537)}{3\ 311\ 148.70} = - 13.313 \text{ Kg/cm}^2.$$



$$ES = (0.50) \frac{2.04 \times 10^6}{93\,541} (4.398) = 47.96 \text{ Kg/cm}^2$$

d) Pérdidas por escurrimiento plástico del concreto.

Fluencia lenta del concreto debido a la aplicación permanente de una carga o esfuerzo.

CRC = 12 f_{cir} - 7 f_{cds} f_{cds} - esfuerzo en el concreto y el acero de preesfuerzo debido a las cargas muertas adicionales.

$$f_{cd_i} = \frac{M_{sc}}{S_i} = \frac{806\,371\,00}{2\,270\,737.10} = + 35.51 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$f_{cd_s} = \frac{M_{sc}}{S_s} = \frac{806\,371\,00}{3\,311\,148.70} = + 24.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

$$CRC = 12(-4.398 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}) - 7 (+35.51 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}) = 301.35 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2}$$

e) Pérdidas debido a la relajación del acero de preesfuerzo.

Debido a la intensidad y el tiempo de aplicación de la carga.

$$CRC = 1265 - 0.30 FR - 0.40 ES - 0.20 (SH + CRC)$$

Donde FR - pérdida de preesfuerzo por fricción para un esfuerzo en el acero de 0.70 fs en el punto considerado.

Cálculo de FR.

$$0.70 f_c = (0.70)(0.60)(16\ 200\ \text{Kg/cm}^2) = 6804\ \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{FR} = (0.2502)(6804\ \text{Kg/cm}^2) = 1702\ \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{CRS} = 1265 - 0.30(1702\ \text{Kg/cm}^2) - 0.40(47.96\ \text{Kg/cm}^2) - 0.20(365\ \text{Kg/cm}^2) + 301.35\ \text{Kg/cm}^2$$

$$\text{CRS} = 601.95\ \text{Kg/cm}^2$$

f) Pérdidas por corrimiento del anclaje. ANC

Depende del sistema de anclaje, de la longitud del cable y del valor de la fricción que existe. Ocurre cuando se corre o desliza el acero de preesfuerzo en el dispositivo de anclaje y es directamente proporcional a él.

En el sistema de origen suizo BBRV, utilizado en éste caso, el corrimiento del anclaje es de 1 mm. Por lo que, dada la longitud de la trabe (2 8700 mm), esta pérdida es insignificante. Por lo tanto, no la tomaremos en cuenta.

SUMA DE PERDIDAS DE PREESFUERZO.

$$\sum P_p = \text{SH} + \text{ES} + \text{CRC} + \text{CRS} + \text{ANC} \approx 1316\ \text{Kg/cm}^2$$

PERDIDAS DE PREESFUERZO TOTALES.

$$\sum P_p = 1316\ \text{Kg/cm}^2$$

$$A_t = \frac{(0.70)^2 \pi}{4} (36)(15) = 207.816\ \text{cm}^2$$

$$P_p = \epsilon P_p A_t = 273\,486 \text{ Kg.}$$

Si la fuerza de preesfuerzo a aplicar es de $T_o = 0.80 T_u = 179.553 \text{ Ton/cable}$
 $T_o = (179\,553 \text{ Kg})(15) = 2\,693\,295 \text{ Kg.}$

Porcentaje de pérdidas de preesfuerzo.

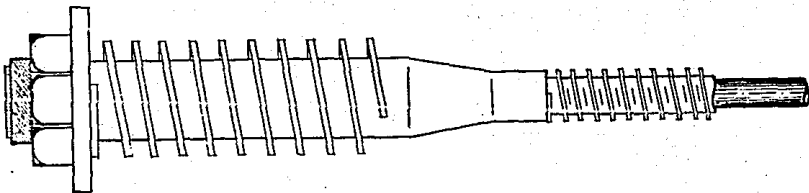
$$\frac{P_p}{T_o} = \frac{273\,486 \text{ Kg}}{2\,693\,295 \text{ Kg}} = 0.1015 \quad \% P_p = 10.15 \%$$

Por lo tanto, las pérdidas de preesfuerzo total serán.

$$P_{FC} = 25.02\%$$

$$P_{FC} + P_p = 35.17\%$$

$$P_p = 10.15 \%$$



ANCLAJE MOVIL BBRV TIPO A-36

5.1.d. DIAGRAMA DE TENSADO DE CABLES.

El tensado de los cables se hará por ambos extremos de la trabe y en forma simultánea por lo que el diagrama es simétrico en el centro del claro de la estructura.

$$T_u = f_{py} A_{ps} = (16\ 200\ \text{Kg/cm}^2)(0.38\ \text{cm}^2)(36) = 224.442\ \text{ton.}$$

$$T_o = 0.80 T_u = 179.553\ \text{ton.}$$

Tensión máxima en la transición de tramo parabólico a tramo recto (T_n).

Tensión en el centro del claro al tensar y anclar los cables (T_i).

Utilizando la ecuación de pérdidas por fricción (Ecuación 5.3).

$$T = T_o e^{-(KL + \mu\theta)} \quad K = 0.006$$

$$\mu = 0.20$$

CABLES	To(ton)	θ°	L(m)	Tn(ton)	L(m)	T ₁ (ton)
1 2	179.553	3.408	5.35	171.825	14.35	162.792
3 4	179.553	8.612	5.38	168.701	14.38	159.833
5 6	179.553	10.559	7.35	165.590	14.40	158.731
7 8	179.553	10.597	9.42	163.524	14.42	158.691
9 10	179.553	11.597	11.44	160.992	14.44	158.120

TENSION MAXIMA AL ANCLAR (T_m).

Como resultado del anclaje, hay una reducción de preesfuerzo al extremo del tendón.

Quando la fuerza es transferida del gato al dispositivo de anclaje, una porción de la longitud del tendón obtenida durante el preesfuerzo se pierde debido a la deformación de dicho dispositivo.

El dispositivo de anclaje utilizado en el sistema BBRV es del tipo posi-

tivo conocido como sistema de cabeza de botón, cuando se aplica adecuadamente, no tiene una deformación apreciable en el anclaje.

Para obtener la tensión máxima al anclar debemos hacerlo de forma indirecta y para tal fin es necesario obtener la longitud del tendón en la que el esfuerzo se reduce por la deformación del anclaje.

Sabemos que el esfuerzo al centro del tendón no se afecta por la deformación del anclaje y dada la longitud de la estructura (2 870 cm), es evidente que la longitud buscada en este concepto es menor que la mitad de la longitud del tendón.

Las gráficas esfuerzo-distancia son curvas, pero para fines de cálculo se consideran rectas y se obtiene la longitud buscada a través del siguiente procedimiento:

a) Determinación de la proporción de esfuerzos al final y a la mitad del claro, resultados de la fricción.

$$f_E = f_0 e^{-(KL + \mu \theta)}$$

$A = 13.854 \text{ cm}^2$ (Área de un cable).

$K = 0.006$

$\mu = 0.20$

$L = 1435 \text{ cm}$.

CABLES	θ°	T_0 (Kg)	f_0 (Kg/cm ²)	T_E (Kg)	f_E (Kg/cm ²)
1 2	3.408	179 553	12 960	162 792	11 751
3 4	8.612	179 553	12 960	159 833	11 537
5 6	10.559	179 553	12 960	158 731	11 457
7 8	10.597	179 553	12 960	158 691	11 455
9 10	11.595	179 553	12 960	158 120	11 413

b) Suponer que la deformación por anclaje no causa efectos al esfuerzo

a la mitad del claro de la viga y calcular la pendiente de la curva.

Del diagrama de tensión de cables:

$$\beta = \frac{f_0 - f_1}{L/2} \quad \text{Sustituyendo la ecuación mencionada en el inciso a, entonces:}$$

$$\beta = \frac{2 f_1}{L} \left(e^{M\theta + \frac{KL}{2}} - 1 \right)$$

CABLES	β
1 2	0.843
3 4	0.992
5 6	1.047
7 8	1.049
9 10	1.078

c) Calcular la longitud del tendón en la que el esfuerzo se reduce por la deformación del anclaje.

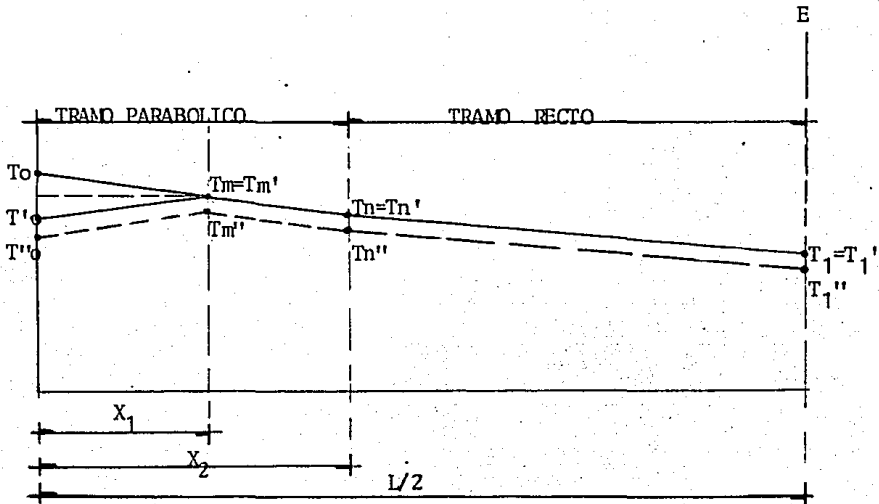
$$X = \sqrt{\frac{d E s}{\beta}}$$

$d = 0.01$ cm. Corrimiento del anclaje en el sistema BBRV.

$$T_m = T_0 e^{-(KX + M\theta)}$$

CABLES	β (Kg/cm ³)	X (cm)	To (ton)	θ	Tm(ton)
1 2	0.843	492	179.553	3.408	172.268
3 4	0.992	453	179.553	8.612	169.564
5 6	1.047	441	179.533	10.559	168.537
7 8	1.049	441	179.533	10.597	168.514
9 10	1.078	435	179.533	11.595	167.989

DIAGRAMA DE TENSION DE CABLES.



$$T_o = 0.80 T_u.$$

$$T'_o = T_o - 2(T_o - T_m)$$

$$T''_o = 0.8985 T'_o$$

$$T''_m = 0.8985 T_m$$

$$T''_n = 0.8985 T_n$$

$$T''_1 = 0.8985 T_1$$

Tomando en cuenta las pérdidas de preesfuerzo diferentes a las de fricción y curvatura.

CONCEPTO	CABLES 1,2	CABLES 3,4	CABLES 5,6	CABLES 7,8	CABLES 9,10	UNIDADES
To	179.553	179.553	179.553	179.553	179.553	Ton.
T ₀	164.983	159.575	157.521	157.475	156.425	Ton.
T ₀ ^{II}	148.237	143.378	141.533	141.491	140.548	Ton.
T _m	172.268	169.564	168.537	168.514	167.989	Ton.
T _m ^{II}	154.783	152.353	151.430	151.410	150.938	Ton.
T _n	171.825	168.701	165.590	163.524	160.992	Ton.
T _n ^I	171.825	168.701	165.590	163.524	160.992	Ton.
T _n ^{II}	154.385	151.578	148.783	146.926	144.651	Ton.
T ₁	162.792	159.833	158.731	158.691	158.120	Ton.
T ₁ ^I	162.792	159.833	158.731	158.691	158.120	Ton.
T ₁ ^{II}	146.269	143.610	142.620	142.584	142.071	Ton.
X ₁	492	453	441	441	435	cm.
X ₂	535	535	705	935	1135	cm.

TABLA No. 5.4. DATOS PARA EL DIAGRAMA DE TENSION DE CABLES.

$$T_x = T_0 e^{-(KX + \mu\theta)}$$

$$K = 0.006$$

$$\mu = 0.20$$

CABLES	To(ton)	θ°	X_1 (m)	T_{x1} (ton)	X_2 (m)	T_{x2} (ton)	X_3 (m)	T_{x3} (ton)	X_4 (m)	T_{x4} (ton)
1 2	179.553	3.408	0.25 0.25	177.164	3.775 3.78	173.451	7.30 7.304	169.822	10.825 10.829	166.268
3 4	179.553	8.612	0.25 0.25	173.975	3.775 3.805	170.303	7.30 7.328	166.741	10.825 10.853	163.251
5 6	179.553	10.559	0.25 0.26	172.796	3.775 3.828	169.126	7.30 7.354	165.586	10.825 10.879	162.120
7 8	179.553	10.597	0.25 0.25	172.773	3.775 3.833	169.099	7.30 7.370	165.548	10.825 10.890	162.088
9 10	179.553	11.595	0.25 0.26	172.162	3.775 3.847	168.496	7.30 7.398	164.944	10.825 10.919	161.496

TABLA No. 5.5. TENSION DE CABLES EN LOS PUNTOS DE ANALISIS.

5.1.e. REVISIÓN DE LA TRABE POR ESFUERZOS ADMISIBLES.

Ecuación general.
$$f_{s,i} = -\frac{P}{A} - \frac{Pe}{Ss,i} + \frac{M}{Ss,i} \text{ ----- (5.4)}$$

Se revisarán tres etapas de tensado, Las dos primeras ya se han mencionado al inicio de este capítulo y la tercera revisión será con el fin de verificar los esfuerzos que se presenten cuando ya se haya colado la trabe, y las ménsulas, parapetos y muretes, aún no. Además de que las cargas vivas tampoco actúan todavía.

$$w_{sc} = 8.112 \text{ ton/m} - 0.496 \text{ ton/m} - 0.430 \text{ ton/m} - 0.313 \text{ ton/m} = 6.873 \text{ ton/m.}$$

ESFUERZOS PERMISIBLES DE TRABAJO. Según normas AASHTO.

1a. ETAPA.

Compresión. $f_{ci} = 0.55 f'_{ci} = 173 \text{ Kg/cm}^2.$

Tensión. $f_{ti} = 0.80 \sqrt{f'_{ci}} = 14 \text{ Kg/cm}^2.$

2a. ETAPA.

Compresión. $f_{cs} = 0.40 f'_c = 140 \text{ Kg/cm}^2.$

Tensión. $f_{ts} = 0.80 \sqrt{f'_c} = 15 \text{ Kg/cm}^2.$

Para $X = 14.10 \text{ m.}$ (⑤). Utilizando la ecuación 5.4.

1a. ETAPA. Presfuerzo.

$$f_s = -\frac{1\,444\,068}{50\,823.042} + \frac{(1\,444\,068)(117.037)}{3\,311\,148.70} = + 22.63 \text{ Kg/cm}^2.$$

$$f_i = -\frac{1\,444\,068}{50\,823.042} - \frac{(1\,444\,068)(117.037)}{2\,270\,737.10} = - 102.84 \text{ Kg/cm}^2.$$

2a. ETAPA.

a) Preesfuerzo + Tren normal + Tren de mantenimiento + popo + sc.

$$f_s = - \frac{2151\ 462}{50\ 823.042} + \frac{(2151\ 462)(112.637)}{3\ 311\ 148.70} - \frac{294\ 940\ 100}{3\ 311\ 148.70} = -58.22\ \text{Kg/cm}^2$$

$$f_i = - \frac{2151\ 462}{50\ 823.042} - \frac{(2151\ 462)(112.637)}{2270\ 737.10} + \frac{294\ 940\ 100}{2270\ 737.10} = -19.17\ \text{Kg/cm}^2$$

b) Preesfuerzo + Tren de mantenimiento + Tren de mantenimiento + popo + sc.

$$f_s = - \frac{2151\ 462}{50\ 823.042} + \frac{(2151\ 462)(112.637)}{3\ 311\ 148.70} - \frac{307\ 578\ 400}{3\ 311\ 148.70} = -62.04\ \text{Kg/cm}^2$$

$$f_i = - \frac{2151\ 462}{50\ 823.042} - \frac{(2151\ 462)(112.637)}{2270\ 737.10} + \frac{307\ 578\ 400}{2270\ 737.10} = -13.60\ \text{Kg/cm}^2$$

3a. ETAPA. $W_{sc} = 6.873\ \text{ton/m}$ (Preesfuerzo + popo + Sc).

$$f_s = - \frac{2151\ 462}{50\ 823.042} + \frac{(2151\ 462)(112.637)}{3\ 311\ 148.70} - \frac{189\ 575\ 560}{3\ 311\ 148.70} = -26.40\ \text{Kg/cm}^2$$

$$f_i = - \frac{2151\ 462}{50\ 823.042} - \frac{(2151\ 462)(112.637)}{2270\ 737.10} + \frac{189\ 575\ 560}{2270\ 737.10} = -65.57\ \text{Kg/cm}^2$$

		X(m)					
CABLES		0.25	3.775	7.30	10.825	14.35	ETAPA
1	2	167.372	171.085	169.822	166.268	162.792	PRIMERA
		150.384	153.720	152.585	149.392	146.269	SEGUNDA
3	4	165.153	168.825	166.741	163.251	159.833	PRIMERA
		148.390	151.689	149.817	146.681	143.610	SEGUNDA
5	6	164.278	167.948	165.586	162.120	158.731	PRIMERA
		147.604	150.901	148.779	145.665	142.620	SEGUNDA
7	8	164.255	167.929	165.548	162.088	158.691	PRIMERA
		147.583	150.884	148.745	145.636	142.584	SEGUNDA
9	10	163.816	167.482	164.944	161.496	158.120	PRIMERA
		147.189	150.483	148.202	145.104	142.071	SEGUNDA
		1490.409	1523.574	1506.447	1474.917	1444.068	PRIMERA
		2223.450	2273.031	2244.384	2197.434	2151.462	SEGUNDA

TABLA No. 5:6. TENSION EN LOS CABLES EN LOS PUNTOS DE ANALISIS PARA PRIMERA Y SEGUNDA ETAPA DE TENSADO.

X (m)	PRIMERA ETAPA			SEGUNDA ETAPA			TERCERA ETAPA					
	P(ton)	Ø (cm)	f(Kg/cm ²)	P (ton)	Ø (cm)	M (ton-m)	f (Kg/cm ²)		H(ton-m)	f(Kg/cm ²)	Extremo	
							a	b				
3.525	1523.574	108.504	+ 19.95	2273.031	88.829	a	1361.268	-24.86	-26.62	829.392	- 8.79	s
			- 102.78			b	1419.794	-73.69	-71.12		-98.12	i
7.050	1506.447	117.037	+ 23.61	2244.384	108.367	a	2271.428	-39.31	-43.12	1421.814	-13.65	s
			- 107.29			b	2397.663	-51.24	-45.68		-88.65	i
10.575	1474.917	117.037	+ 23.11	2197.434	112.581	a	2810.136	-53.39	-56.92	1777.267	-22.20	s
			- 105.04			b	2926.799	-28.43	-23.29		-73.91	i
14.100	1444.068	117.037	+ 22.63	2151.462	112.637	a	2949.401	-58.22	-62.04	1895.755	-26.40	s
			- 102.84			b	3075.784	-19.17	-13.60		-65.57	i

TABLA No. 5.7 ESFUERZOS EN E DE LA TRABE.

5.1.f. REVISION POR FLEXION. MOMENTO ULTIMO. SEGUN MANUAL AASHTO.

a) Momento último.

De acuerdo a AASHTO.

$$M_u = \frac{1.30}{\phi} (M_{cu} + \frac{5}{3} M_{cv+I}) \text{ ---- (5.5)}$$

$\phi = 0.95$ para elementos postensados
colados en obra.

$$M_{cu} = M_{popo} + M_{sc} = 201891600 \text{ Kg-cm}$$

$$M_{cv+I} = M_{TN} + M_{TM} = 93\ 048\ 500 \text{ Kg-cm}$$

$$M_u = \frac{1.30}{0.95} [(201\ 891\ 600 \text{ Kg-cm}) + \frac{5}{3} (93\ 048\ 500 \text{ Kg-cm})] =$$

$$M_u = 488\ 488\ 590 \text{ Kg-cm}$$

b) Momento resistente.

$$f_{pe} = f_{py} (1 - \% \& P) = 10\ 502 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\frac{f_{pe}}{f_{pu}} = 0.55 > 0.50 \text{ Por lo tanto } f_{ps} = f_{pu} (1 - \frac{\rho_p f_{pu}}{2 f_c})$$

$$\rho_p = \frac{A_p}{b d} = \frac{207.816 \text{ cm}^2}{(555 \text{ cm})(200.10 \text{ cm})} = 0.00187128$$

$$f_{ps} = 18\ 035 \text{ Kg/cm}^2$$

$$a = \frac{\rho_p f_{ps} d}{0.85 f_c} = 22.70 \text{ cm.} < h_f = 25 \text{ cm - Espesor del patín.}$$

$$\frac{A_p f_{ps}}{b d f_c} = 0.096 < 0.30 \text{ viga subreforzada.}$$

$$M_n = A_p f_{ps} \left(d - \frac{a}{2} \right) = A_p f_{ps} d \left(1 - \frac{C_p f_{ps}}{1.70 f'_c} \right) = 707\,428\,000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

Por lo tanto:

$$M_R = \phi M_n = (0.90) M_n = 636\,685\,000 \text{ Kg} \cdot \text{cm}$$

$$\text{Finalmente } M_R > M_u$$

5.1.g DISEÑO POR FUERZA CORTANTE

Fuerza cortante última. Según manual AASHTO.

$$V_u = \frac{1.30}{\phi} (V_{CM} + \frac{5}{3} V_{CV+I}) \quad \text{---- (5.6)}$$

$\theta = 0.90$ para elementos colados en obra.

X (m)	Vu (ton)	V _{CR} (Ton)	S _T (cm)	S _R (cm)
0.800	784.949	321.215	26	20;
2.650	683.948	321.215	33	20
3.525	636.747	321.215	38	20
7.050	454.983	321.215	90	20
10.575	289.546	321.215	—	20
14.100	137.013	321.215	—	20

S_T - Separación teórica.

S_R - Separación práctica.

Fuerza cortante resistente de la sección.

$$V_{CR} = 0.06 f'_c b j d < 12.7 b j d \quad \text{---- (5.7)}$$

como $f'_c = 350 \frac{\text{Kg}}{\text{cm}^2} > 211 \text{ Kg/cm}^2$, entonces $V_{CR} = 12.7 b j d$ exclusivamente

$$j d = d - \frac{a}{2} ; 200.10 \text{ cm} - \frac{22.70}{2} = 188.75 \text{ cm.}$$

$$b w = 40 + 47 + 47 = 134 \text{ cm.}$$

Por lo tanto $V_{CR} = 321\,215 \text{ Kg.}$

Separación de estribos.

$$S = \frac{2 A_v f_y j d}{V_u - V_{CR}} \quad \text{--- (5.8)}, \quad S_{\text{máx}_1} = \frac{A_v f_y}{7.03 b_w} ; \quad S_{\text{máx}_2} = \frac{3}{4} h$$

Colocando E # 4 en 6 ramas ; $A_v = 7.62 \text{ cm}^2$

$$S_{\text{máx}_1} = 32 \text{ cm.}$$

$$S_{\text{máx}_2} = 161 \text{ cm.}$$

Separación máxima. Area de acero mínima.

$$A_v = \frac{10 b_w S}{f_{sy}} \quad \text{Entonces.} \quad S = \frac{A_v f_{sy}}{10 b_w} = 22.7 \text{ cm}$$

5.1.h. CALCULO DE DEFLEXIONES.

1a. Etapa de Tensado

$$\text{Se tensan 9 cables} \quad A = 124.69 \text{ cm}^2$$

X(cm)	P (Kg)	e (cm)	P e	Munitario
0	1490.409	70.849	105 593 000	1.000
352.50	1523 574	108.504	165 313 000	1.565
705.00	1506 447	117.037	176 310 000	1.670
1057.50	1474 917	117.037	172 619 000	1.635
1410.00	1444 068	117.037	169 009 000	1.600

2a. Etapa de Tensado.

$$\text{Se tensan 15 cables} \quad A = 207.82 \text{ cm}^2$$

X(cm)	P (Kg)	e (cm)	P e	Munitario
0	2223 450	41.485	92 239 823	1.000
352.50	2273 031	88.829	201 911 000	2.189
705.00	2244 384	108.367	243 217 000	2.637
1057.50	2197 434	112.581	247 389 000	2.682
1410.00	2151 462	112.637	242 334 000	2.627

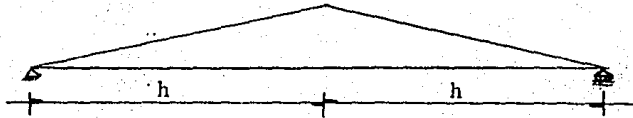
DEFLEXION PERMISIBLE.

Carga móvil.
$$\Delta_{perm} = \frac{L}{1000} = \frac{2\ 820}{1\ 000} = 2.82 \text{ cm.}$$

Carga muerta + carga viva.

$$\Delta_{perm} = 0.50 + \frac{L}{240} + 0.50 + \frac{2\ 820}{240} = 12.250 \text{ cm.}$$

TREN NORMAL. Cálculo de deflexiones.



M	0		40205100		0	
M/EI	0		- 40205100		0	1/EI
CARGA EQUIV.	- 40205100	- 80410200	- 80410200	- 40205100		h/6EI
CAR.EQUI.TOT.	- 40205100	- 160820000		- 40205100		h/6EI

θ PROPUESTO		21258400000		21097600000		h/6EI
Y PROPUESTO	0		21258400000		42356000000	h ² /6EI
Y EQUILIB.	0		- 21178000000		- 42356000000	h ² /6EI
Y TOTAL	0		804000000		0	h ² /6EI

θ CORREGIDA	2.12986X10 ¹⁰		2.11779X10 ¹⁰		2.10573X10 ¹⁰	h/6EI
θ REAL		21298600000		42476500000		h/6EI

$$M_{\max} = 402.051 \text{ ton-m.}$$

$$h = 1410 \text{ cm.}$$

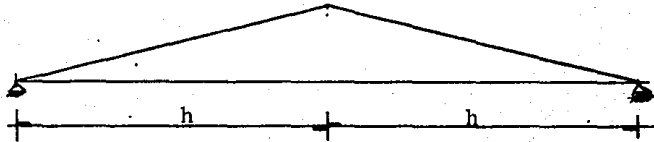
$$L = 2820 \text{ cm.}$$

Deflexión a corto plazo.

Deflexión a largo plazo.

$$Y_{\max} = \frac{(80\,400\,000)h^2}{6 E_1 I_{xo}} = 0.983 \text{ cm.} \downarrow \quad Y_{\max} = \frac{(80\,400\,000)h^2}{6 E_2 I_{xo}} = 0.492 \text{ cm.} \downarrow$$

TREN DE MANTENIMIENTO. Cálculo de deflexiones.



M	0	52843400	0
M/EI	0	- 52843400	1/EI
GIRO EQUIV.	- 52843400	- 105686000	- 105686000 - 52843400
GIRO EQU. TOT.	- 52843400	- 211373000	- 52843400

θ PROPUESTO	27940900000	27729500000	h/6EI
Y PROPUESTO	0	27940900000	55670400000 h ² /6EI
Y EQUILIBRIO	0	- 27835200000	- 55670400000 h ² /6EI
Y TOTAL	0	105700000	0 h ² /EI

θ-CORREGIDA	27993700000	27835200000	27676600000 h/6EI
θ REAL	27993700000	558289000000	h/6EI

$$M_{\text{máx}} = 528.434 \text{ ton-m.}$$

$$h = 1410 \text{ cm.}$$

$$L = 2820 \text{ cm.}$$

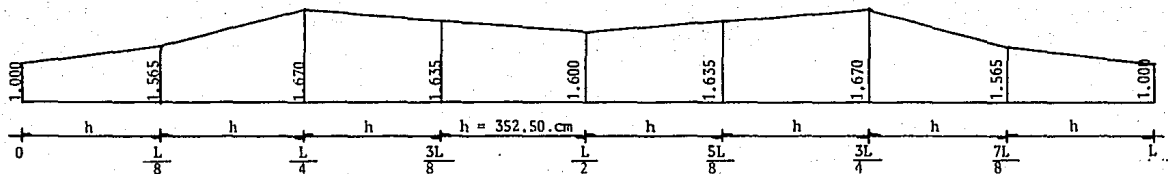
Deflexión a corto plazo.

Deflexión a largo plazo.

$$Y_{\text{máx}} = \frac{(105\,700\,000)h^2}{6 E_1 I_{x0}} = 1.293 \text{ cm.} \downarrow$$

$$Y_{\text{máx}} = \frac{(105\,700\,000)h^2}{6 E_2 I_{x0}} = 0.646 \text{ cm.} \downarrow$$

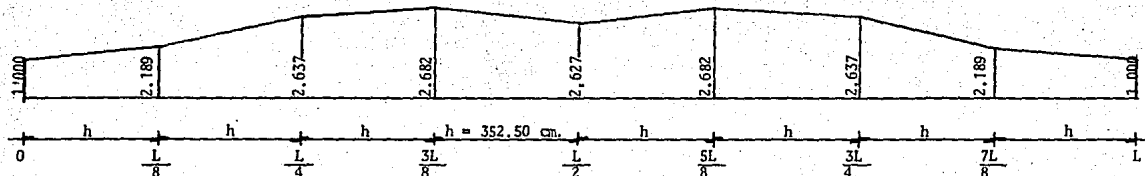
METODO DE NEWMARK. 1a. Etapa. Cálculo de deflexiones.



M	1.000	1.565	1.670	1.635	1.600	1.635	1.670	1.565	1.000	
M/EI	-1.000	-1.565	-1.670	-1.635	-1.600	-1.635	-1.670	-1.565	-1.000	1/EI
GIRO EQUIVALENTE	$-\frac{3.565}{6}$	$-\frac{4.13}{6}$ $\frac{4.80}{6}$	$-\frac{4.905}{6}$ $\frac{4.975}{6}$	$-\frac{4.94}{6}$ $\frac{4.87}{6}$	$-\frac{4.835}{6}$ $\frac{4.835}{6}$	$-\frac{4.87}{6}$ $\frac{4.94}{6}$	$-\frac{4.975}{6}$ $\frac{4.905}{6}$	$-\frac{4.80}{6}$ $\frac{4.13}{6}$	$-\frac{3.565}{6}$	h/EI
GIRO EQUIV.	-3.565	-4.13 -4.80	-4.905 -4.975	-4.94 -4.87	-4.835 -4.835	-4.87 -4.94	-4.975 -4.905	-4.80 -4.13	-3.565	h/6EI
GIRO EQUIV. TOTAL	-3.565	-8.930	-9.880	-9.810	-9.670	-9.810	-9.880	-8.930	-3.565	h/6EI
PEND. PROP.	50.000	41.070	31.190	21.380	11.710	1.900	-7.980	-16.910		h/6EI
Y PROP.	0	50.000	91.070	122.260	143.640	155.350	157.250	149.270	132.360	$\frac{h^2}{6EI}$
Y EQUIL.	0	-16.545	-33.090	-49.635	-66.180	-82.725	-99.270	-115.815	-132.360	$\frac{h^2}{6EI}$
Y TOTAL	0	33.455	57.980	72.625	77.460	72.625	57.980	33.455	0	$\frac{h^2}{6EI}$
θ REAL	53.565	45.870	36.165	26.250	16.545	6.840	-3.075	-12.780	-20.475	h/6EI
θ TOTAL	53.565	99.435	135.600	161.850	178.395	185.235	182.160	169.380		h/6EI

$$Y_{\max} = \frac{77.46}{6} \frac{h^2}{EI} P_c = 5.275 \text{ cm. } \uparrow$$

METODO DE NEWMARK, 2a. Etapa. Cálculo de deflexiones.



N	1.000	2.189	2.637	2.682	2.627	2.682	2.637	2.189	1.000							
N/EI	-1.000	-2.189	-2.637	-2.682	-2.627	-2.682	-2.637	-2.189	-1.000							
GIRO EQUIVALENTE	$-\frac{4.189}{6}$	$-\frac{5.378}{6}$	$\frac{7.015}{6}$	$-\frac{7.463}{6}$	$\frac{7.956}{6}$	$-\frac{8.001}{6}$	$\frac{7.991}{6}$	$-\frac{7.936}{6}$	$\frac{7.936}{6}$	$-\frac{7.991}{6}$	$\frac{8.001}{6}$	$-\frac{7.956}{6}$	$\frac{7.463}{6}$	$-\frac{7.015}{6}$	$\frac{5.378}{6}$	$-\frac{4.189}{6}$
GIRO EQUIV.	-4.189	-5.378	-7.015	-7.463	-7.956	-8.001	-7.991	-7.936	-7.936	-7.991	-8.001	-7.956	-7.463	-7.015	-5.378	-4.189
GIRO EQUIV. TOTAL	-4.189	-12.393	-15.419	-15.992	-15.872	-15.992	-15.419	-12.393	-4.189							
PEND. PROP.	50.000	37.607	22.168	6.196	-9.676	-25.668	-41.087	-53.480								
Y PROP.	0	50.000	87.607	109.795	115.991	106.315	80.647	39.560	-13.92							
Y EQUIL.	0	-1.74	3.48	5.22	6.96	8.70	10.44	12.18	13.92							
Y TOTAL	0	51.74	91.087	115.015	122.951	115.015	91.087	51.74	0							
θ REAL	54.189	44.622	30.144	14.187	-1.740	-17.667	-33.624	-48.102	-57.669							
θ TOTAL	54.189	98.811	128.955	143.142	141.402	123.735	90.111	42.009								

$$Y_{\max} = \frac{122.951 h^2 P e}{6 E I} = 11.389 \text{ cm. (Largo plazo).} \quad \uparrow \quad Y_{\max} = 22.778 \text{ cm. (Corto plazo).} \quad \uparrow$$

DEFLEXIONES FINALES. SUMA DE DEFLEXIONES.

1a. ETAPA Popo - preesfuerzo.

$$\Delta_{\text{popo}} = \frac{5 w L^4}{384 E_2 I}$$

$$E_2 = 10\,000 \sqrt{315} = 177\,482 \text{ Kg/cm}^2$$

$$L = 2820 \text{ cm.}$$

$$W_{\text{popo}} = 12.198 \text{ ton/m.}$$

$$\Delta_{\text{popo}} = 1.954 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{popo}} = 3.908 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{pzo}} = 5.275 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{pzo}} = 10.549 \text{ cm.}$$

$$\Delta_T = 3.321 \text{ cm.} \quad \uparrow \text{ a largo plazo} \quad \Delta_T = 6.641 \text{ cm.} \quad \uparrow \text{ a corto plazo}$$

2a. ETAPA Popo - preesfuerzo.

$$\Delta_{\text{popo}} = \frac{5 w L^4}{384 E_1 I}$$

$$E_1 = 5000 \sqrt{350} = 93\,541 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Delta_{\text{popo}} = 3.708 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{popo}} = 1.854 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{pzo}} = 22.778 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{pzo}} = 11.389 \text{ cm.}$$

$$\Delta_T = 19.070 \text{ cm} \quad \uparrow \text{ a corto plazo} \quad \Delta_T = 9.535 \text{ cm.} \quad \uparrow \text{ a largo plazo.}$$

3a. ETAPA Popo + Sc + IN - preesfuerzo.

$$W_{\text{popo}} = 12.198 \text{ ton/m}$$

$$W_{\text{sc}} = 8.112 \text{ ton/m}$$

$$\Delta_{\text{popo}} = 3.708 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{popo}} = 1.854 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{sc}} = 2.466 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{sc}} = 1.233 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{IN}} = 0.983 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{IN}} = 0.492 \text{ cm.}$$

$$\Delta_{\text{pzo}} = 22.778 \text{ cm}$$

$$\Delta_{\text{pzo}} = 11.389 \text{ cm.}$$

$$\Delta_T = 15.621 \text{ cm} \quad \uparrow \text{ a corto plazo} \quad \Delta_T = 7.810 \text{ cm.} \quad \uparrow \text{ a largo plazo.}$$

4a. ETAPA Popo + Sc + TN + TM- preesfuerzo.

Δ_{popo}	= 3.708 cm	a corto plazo
Δ_{sc}	= 2.466 cm	a corto plazo
Δ_{TN}	= 0.492 cm	a largo plazo
Δ_{TM}	= 0.646 cm	a largo plazo
Δ_{pzo}	= 22.778 cm	a corto plazo.
Δ_{T}	= 15.466 cm	↑

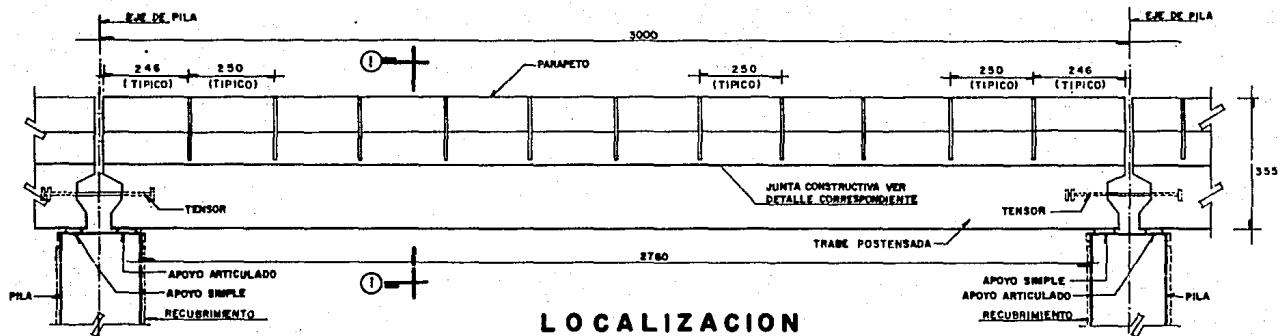
5.1.i. DISEÑO DE LA ZONA EN VOLADO.

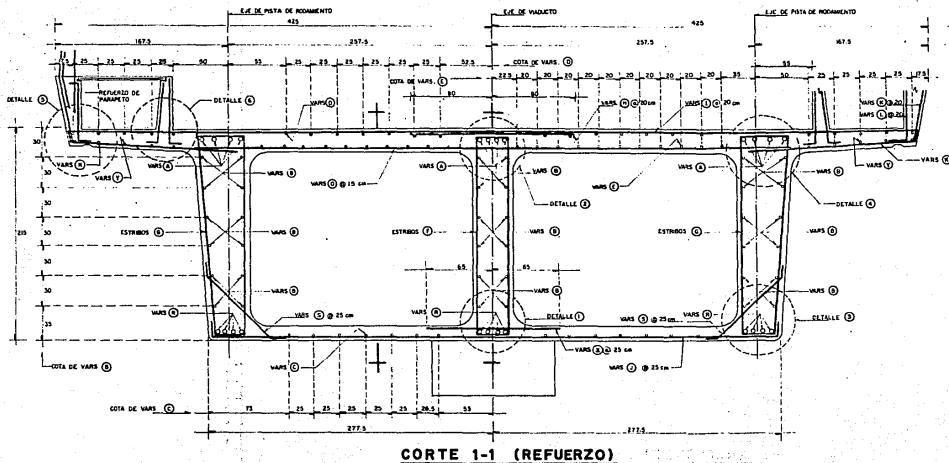
Dado que ésta zona no trabaja, se le colocará acero únicamente por cambios volumétricos.

$$as = \frac{450 X_1}{f_y(X_1 + 100)} (5.9) ; \quad as = \frac{450 (80)}{f_y (80 + 100)} = 4.76 \text{ cm}^2/\text{m}$$

Por ser un elemento expuesto a la intemperie se colocarán $10 \text{ cm}^2/\text{m}$

Var # 5 a 20 cm en forma de estribo.





LISTA DE VARILLAS									
VAR.	DIAM. No.	CANT.	LONG.	CROQUIS	a	b	MDS.		
A	6	12	3066		40	0	626		
B	4	16	2886				1035		
C	4	14	2800				390		
D	4	24	2990				718		
E	4	22	2800				612		
F	4	157	316		36		610		
G	4	314	527		38	51	1648		
H	4	154	160				214		
I	4	150	654		16		1278		
J	4	106	582		15		614		
K	3	312	312		66	64	242		
L	3	300	107		15	30	179		
M	3	144	281		6	12	225		
N	3	48	281		6	12	75		
O	4	177	575				1014		
P	3	144	67,75,83		6,12,18		60		
Q	3	96	150				70		
R	6	12	2860				772		
S	3	212	130				194		
T	3	202	49		20		143		
V	3	302	80		20		155		
W	3	96	244				132		
X	3	105	150				27		
Y	4	10	2990				298		

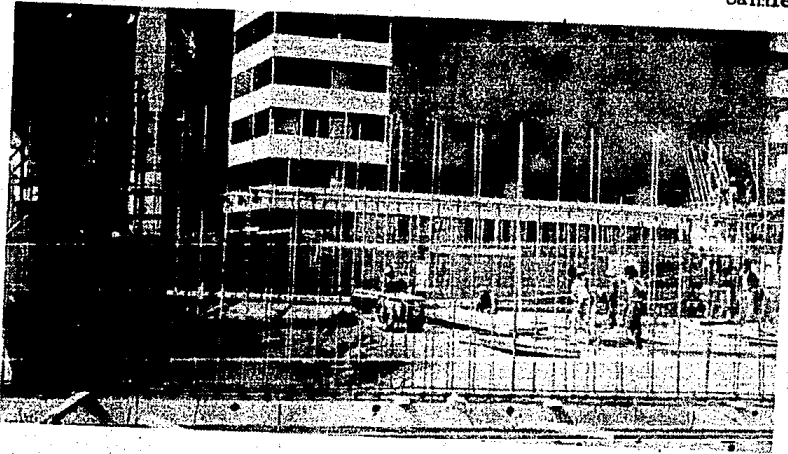


FOTO 5.1 CAMA PARA TENDIDO
DE REFUERZO Y CIMBRADO DE
TRABE PRESFORZADA.



FOTO 5.2 CIMBRA METALICA
PARA TRABE PRESFORZADA.

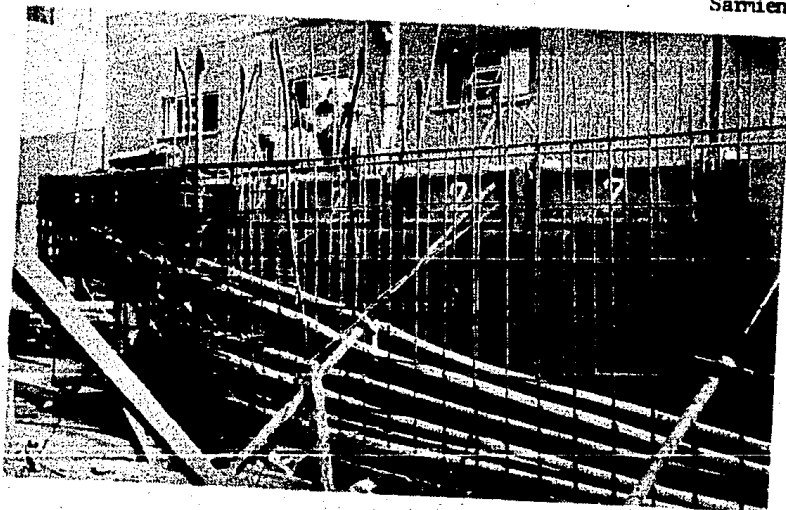


FOTO 5.3 TRAYECTORIA DE CABLES DE PRESFUERZO Y DUCTO QUE LOS ALMACENA.

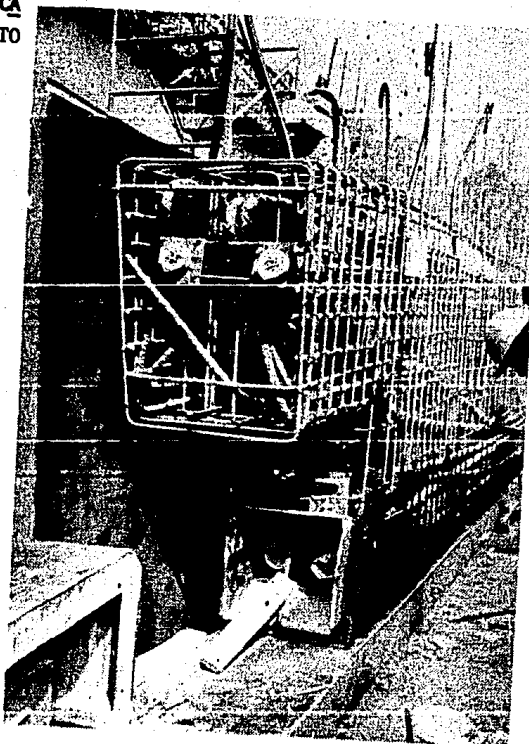


FOTO 5.4 POSICION DE LOS CABLES EN LOS EXTREMOS DE LA TRABE Y REFUERZO POR CORTANTE.



FOTO 5.5 EQUIPO PARA TENSADO DE CABLES. GATOS HIDRAULICOS, MANOMETROS, CUNAS Y CADENAS DE SOPORTE.

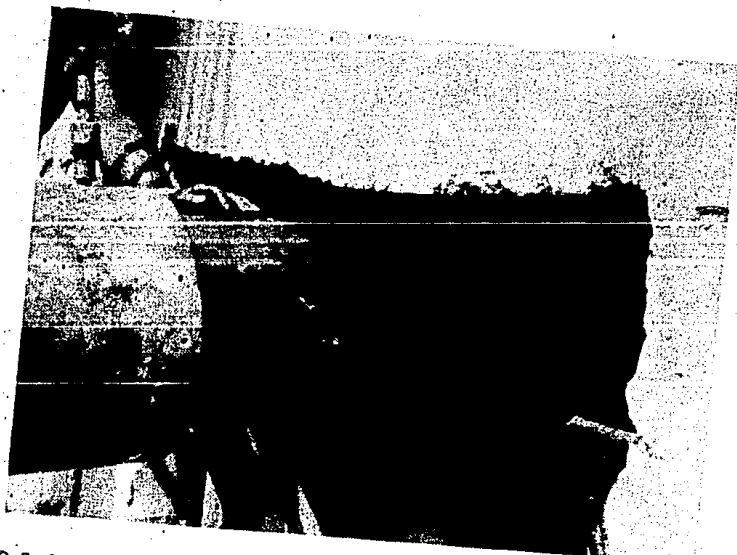


FOTO 5.6 SISTEMA DE ANCLAJE SUIZO BBRV YA COLOCADO, DESPUES DE TENSAR LOS CABLES DE PRESFUERZO.



FOTO 5.7 POSICION DE LOS CABLES EN EL EXTREMO INFERIOR DE LA TRABE. PLACA DE SOPORTE EN LOS EXTREMOS DE LA MISMA Y DIMENSIONES DEL DUCTO POR DONDE SE INYECTARA LA LECHADA.

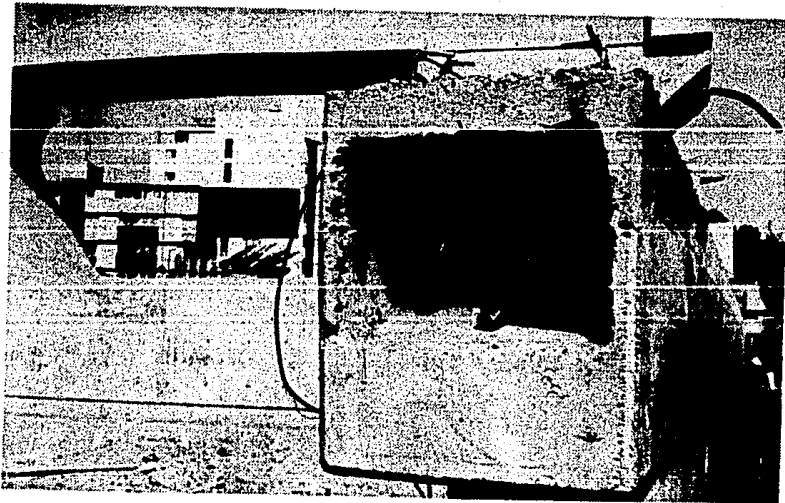


FOTO 5.8 POSICION DE LOS CABLES EN EL EXTREMO SUPERIOR DE LA TRABE.

5.1.1. DISEÑO DE LA LOSA SUPERIOR DE LA TRABE.

5.1.1.a. PROPIEDADES DE LA LOSA.

$$b = 150 \text{ cm}$$

De la teoría plástica.

$$d = 18 \text{ cm}$$

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

$$M_R = 0.9 b d^2 f_c' q(1-0.5 q) \text{ ---- (5.10)}$$

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

$$q = \rho \frac{f_y}{f_c'} ; \quad \rho = q \frac{f_c'}{f_y}$$

$$f_c' = 238 \text{ Kg/cm}^2$$

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

$$\rho_{\text{mín}} = \frac{0.7 \sqrt{f_c'}}{f_y} = 0.00311804$$

5.1.1.b. DISEÑO POR EFECTOS DE FLEXION.

a) Nervadura Central.

$$M_u = 5.94 \text{ 123 ton-m}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \left[\frac{4800 f_c'}{f_y(6000+f_y)} \right] = 0.020$$

$$\rho = 0.00333202$$

$$A_s = 8.99 \text{ cm}^2$$

Varilla # 4 a cada 20 cm.

b) Nervadura Extrema

$$M_u = 5.06726 \text{ ton-m}$$

$$\rho = 0.00282893 < \rho_{\text{mín}} \text{ entonces } A_{s\text{mín}} = 7.64 \text{ cm}^2 \text{ varilla \# 4 a cada 25 cm.}$$

c) Momento positivo.

$$M_u = 7.31452 \text{ ton-m.}$$

$$\rho = 0.00413226 \text{ entonces } A_s = 11.16 \text{ cm}^2 \text{ varilla \# 4 a cada 15 cm.}$$

5.1.1.c. DISEÑO POR FUERZA CORTANTE.

El manual AASHTO permite la omisión de la revisión por efectos de fuerza cortante siempre que se analice la losa con la ecuación correspondiente a la que utilizamos en nuestro caso.

5.1.1.d. REVISION DE LA LOSA A LA RUPTURA.

Si colocamos varilla # 4 a cada 20 cm. entonces $As = 9.525 \text{ cm}^2$

$$MR = As f_y \left(d - \frac{a}{2}\right) \quad \text{--- (5.11)} \quad a = \frac{As f_y}{b f_c'} = 1.120 ; \text{ entonces:}$$

$$MR = 697\,675 \text{ Kg-cm}$$

$$MR = 6.97675 \text{ ton-m} > M_u \quad (*)$$

Si colocamos varilla # 4 a cada 15 cm, entonces $As = 12.70 \text{ cm}^2$

$$a = 1.494 \quad \text{entonces} \quad MR = 9.20272 \text{ ton-m} > M_u \quad (+)$$

Por lo tanto, se armará con varilla #4
a cada 20 cm. en el lecho superior
y a cada 15 cm. en el lecho inferior.

5.1.2. DISEÑO DE DIAFRAGMAS.

5.1.2.a. POR EFECTOS DE FLEXION.

$$\begin{aligned} f_c' &= 350 \text{ Kg/cm}^2 & b &= 80 \text{ cm.} \\ f_c' &= 280 \text{ Kg/cm}^2 & h &= 220 \text{ cm.} \\ f_c' &= 238 \text{ Kg/cm}^2 & d &= 210 \text{ cm.} \\ f_y &= 4200 \text{ Kg/cm}^2 \end{aligned}$$

$$M_u = (228.684 \text{ ton-m})(1.50) = 343.026 \text{ ton-m.}$$

$$e = 0.00311804 \quad As = 52.38 \text{ cm}^2 \quad 5 \text{ varillas \# 12}$$

Refuerzo por cambios volumétricos.

$$as = \frac{450 (220)}{4200(220+100)} = 7.37 \text{ cm}^2/\text{m} \quad \text{varilla \# 6 a cada 30 cm.}$$

5.1.2.b. POR EFECTOS DE FUERZA CORTANTE:

$$V_u = (175.390 \text{ ton})(1.50) = 263.085 \text{ ton.}$$

$$e = \frac{57 \text{ cm}^2}{(80)(210)} = 0.00339285 < 0.01; \text{ entonces}$$

$$VCR = 0.8 bd (0.2 + 30e) \sqrt{f_c^*} = 67.870 \text{ ton.}$$

pero $h = 220 \text{ cm} > 1.00 \text{ m}$

$$\frac{h}{b} = 2.75 < 6.0$$

Por consiguiente, se reducirá en un 20% la resistencia al esfuerzo cortante de la trabe -----(*)

$$VCR = (0.80)(67.870 \text{ ton}) = 54.296 \text{ ton.}$$

$$Vu - VCR = 208.789 \text{ ton.}$$

$$S = \frac{(0.8)(2.85X2)(4200)(210)}{208 \ 789} = 19.3 \text{ cm.} < S_{max1} = \frac{(0.8)(2.8X2)(4200)}{3.5(80)} = 68.40 \text{ cm}$$

$$S_{max2} = \frac{d}{2} = 105 \text{ cm.} \quad \text{Por lo tanto, se colocarán estribos \# 6 a cada } - - 20 \text{ cm.}$$

5.1.2.c. POR EFECTOS DE CORTANTE-FRICCION

La resistencia a fuerza cortante se tomará como el menor de los valores -- calculados con las siguientes expresiones.

$$VCR = FR \mu (Avf \ fy + Nu) \quad \text{---- (5.12)}$$

$$VCR = FR \left[14 A + 0.8 (Avf \ fy + Nu) \right] \quad \text{----- (5.13)}$$

$$VCR = 0.3 FR f_c^* A \quad \text{----- (5.14)}$$

Donde Avf - área del refuerzo por cortante-fricción (cm^2)

A - área de la sección (cm^2)

Nu - Fuerza normal al plano crítico (Kg)

μ - Coeficiente de fricción. 1.4 para concreto colado monolíticamente.

FR - 0.80

De (5.12)

$$Avf = \frac{Vu}{FR \mu fy} = 55.93 \text{ cm}^2 \quad \text{ya que } Nu = 0.0$$

(*) REFERENCIA 12.

5 Vs # 12

Revisión de estados límite:

$$V_{CR} = 0.8 \cdot 14(220 \times 80) + 0.8(57 \times 4200) = 350\,336 \text{ Kg} > V_u \text{ de (5.13)}$$

$$V_{CR} = 0.30(0.8)(280)(220 \times 80) = 1\,182\,720 \text{ Kg} > V_u \text{ de (5.14)}$$

5.1.2.d. COMO MENSULA. VOLADIZO SUJETO A UNA CARGA CONCENTRADA.

$$c = 132.50 \text{ cm.} \quad 0.50 < \frac{c}{h} = 0.60 < 1.0 \quad c - \text{longitud del volado.}$$

$$h = 220 \text{ cm.}$$

$$Z = (0.40 + 0.4 \frac{c}{h})h = 140.80 \text{ cm.}$$

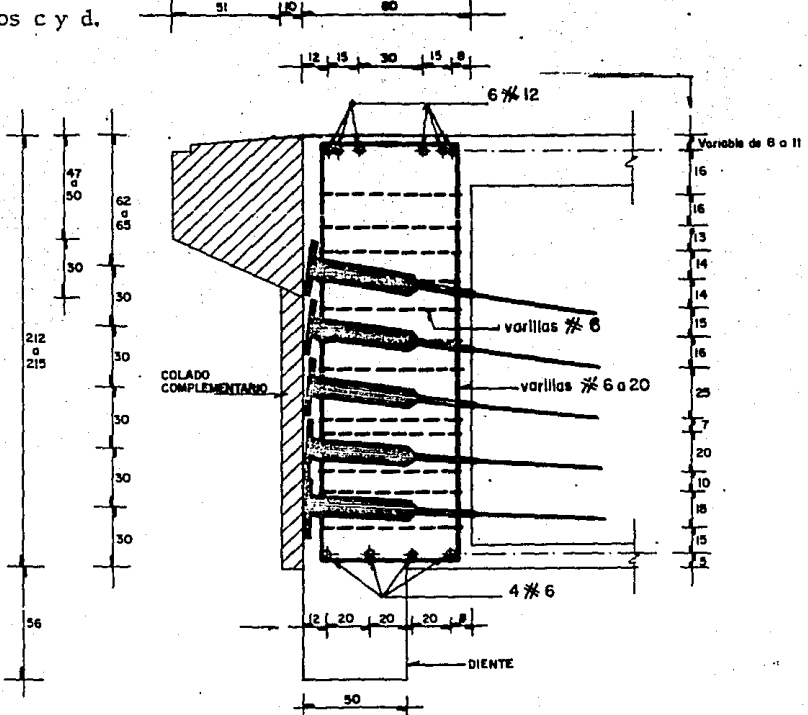
$$M_u = V_u c = 34\,858\,763 \text{ Kg-cm.}$$

$$M_R = F_R A_s f_y Z \quad \text{Momento resistente por flexión.}$$

Entonces:

$$A_s = \frac{34\,858\,763}{(0.9)(4200)(140.8)} = 65.50 \text{ cm}^2 = 6 \text{ Vs. } \# 12.$$

Por lo tanto, se colocarán 6 varillas del número 12 para absorber los conceptos c y d.



CORTE

5.2. DISEÑO DE LA COLUMNA DE CONCRETO REFORZADO.

5.2.1. PROPIEDADES DE LA COLUMNA EN LA BASE.

$H = 5.50$ m. Altura de la columna.

$A = 5.28$ m² Area de la columna en la base.

$b_x = 2.40$ m. $h_x = 2.20$ m.

$b_z = 2.20$ m. $h_z = 2.40$ m.

$I_x = 2.1219$ m⁴

$I_z = 2.5344$ m⁴

Excentricidades accidentales.

$e_{ax} = 0.11$ m. > 0.02 m.

$e_{az} = 0.12$ m. > 0.02 m.

Factores de carga.

$FC = 1.50$

Factor de carga para efectos de carga muerta + carga viva.

$FC = (1.1)(1.20) = 1.32$ Factor de carga para efectos de cargas accidentales.

Parámetros de diseño.

$$q = \frac{A_s f_y}{b h f'c} \quad ; \quad e = \frac{A_s}{b h}$$

$$e_{\max} = 0.08 \quad (RCDF)$$

$$e_{\min} = 20/f_y = 0.0047619 \quad (RCDF)$$

$$f'c = 250 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad f_y = 4200 \text{ kg/cm}^2 \quad ; \quad FR = 0.85$$

$$K = \frac{P_u}{FR b h f'c} \quad ; \quad R_x = \frac{M_{ux}}{FR b^2 h f'c} \quad ; \quad R_z = \frac{M_{uz}}{FR b h^2 f'c}$$

$$\frac{e_x}{b} < \frac{e_z}{h} \quad \frac{R_x}{R_z} \leq 1:0$$

5.2.2. REVISION POR EFECTOS DE ESBELTEZ.

H = 550 cm.

K = 2.10 Péndulo invertido.

$r_x = 63.51$ cm. Radio de giro en la dirección X.

$r_z = 69.28$ cm. Radio de giro en la dirección Z.

Relación de esbeltez en la dirección X.

$$\frac{K H}{r_x} = 18 < 22$$

Relación de esbeltez en la dirección Z.

$$\frac{K H}{r_z} = 17 < 22$$

Por la condición anterior, según el reglamento de construcción del DDF, se pueden despreciar los efectos de esbeltez.

CONDICION	Fy (ton)	Mx (ton-m)	Mz (ton-m)	Fy e _{az}	Fy e _{ax}	Fy _u (ton)	Mxu (ton-m)	Mzu (ton-m)	K	Rc	Rz
1	1237.496	579.929	52.400	148.499	136.124	1856.244	1092.642	282.786	0.2432950	0.0154434	0.0650958
2	1262.776	540.249	125.746	151.533	138.905	1894.164	1037.673	264.651	0.2482651	0.0144530	0.0618210
3	1205.532	798.254	119.508	144.664	132.608	1808.298	1414.377	378.174	0.2370108	0.0206527	0.0842637
4	1025.664	257.333	499.197	123.080	112.823	1538.496	570.619	918.030	0.2016483	0.0339955	0.0501353
5	1237.496	1328.205	477.068	148.499	136.124	1633.495	1949.249	809.413	0.2140996	0.0442035	0.1161295
6	1237.496	954.067	901.736	148.499	136.124	1633.495	1455.387	1369.975	0.2140996	0.0748168	0.0867069
7	1262.776	1247.478	558.413	151.533	138.905	1666.864	1846.694	920.460	0.2184733	0.0502680	0.1100197
8	1262.776	893.864	991.080	151.533	138.905	1666.864	1379.924	1491.580	0.2184733	0.0822111	0.0814579
9	1205.532	1590.768	538.540	144.664	132.608	1591.302	2290.770	885.915	0.2085695	0.0483814	0.1364762
10	1205.532	1194.511	957.571	144.664	132.608	1591.302	1767.711	1439.036	0.2085695	0.0785884	0.1053141
11	1025.664	905.656	877.652	123.080	112.823	1353.877	1357.931	1307.427	0.1774505	0.0714010	0.0809008
12	1025.664	581.495	1256.106	123.080	112.823	1353.877	930.039	1806.986	0.1774505	0.0554085	0.0986828

$$Fy_u = (Fy)_{FC}$$

$$Mxu = (Mx + Fy e_{az})_{FC}$$

$$Mzu = (Mz + Fy e_{ax})_{FC}$$

TABLA No. 5.8 DISEÑO DE COLUMNA POR EFECTOS DE FLEXOCOMPRESION BIAJIAL.

5.2.3. DISEÑO DE COLUMNA, POR EFECTOS DE FLEXOCOMPRESIÓN BIAJIAL.

$$K = 0.2085695$$

$$R_x = 0.0483814$$

$$R_z = 0.1364762$$

Utilizando las gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado. (*)

$$d = 230 \text{ cm.}$$

$$b = 240 \text{ cm.}$$

$$h = 220 \text{ cm.}$$

$$\frac{d}{b} = 0.95$$

$$\frac{R_x}{R_z} = 0.35 < 0.50$$

De la figura no. 41, con $\frac{d}{b} = 0.95$ y $\frac{R_x}{R_z} = 0.50$; $q = 0.20$.

De la figura no. 9, con $\frac{d}{h} = 0.95$ y $\frac{R_x}{R_z} = 0.00$; $q = 0.14$.

Interpolando, para la relación $\frac{R_x}{R_z} = 0.35$, entonces;

$$q = 0.182, \text{ por lo tanto;}$$

$$\rho = 0.00736666$$

Area de acero requerida:

$$A_s = \rho b h = 388.96 \text{ cm}^2, \text{ que queda cubier-}$$

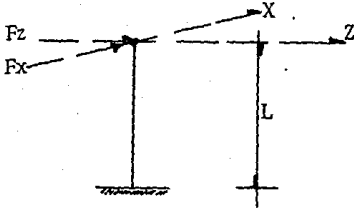
to con 50 varillas del # 10.

$$A_s = (50)(7.92 \text{ cm}^2) = 396.00 \text{ cm}^2.$$

(*) REFERENCIA 22.

5.2.4! DISEÑO DE COLUMNA POR LA ACCION DE FUERZA CORTANTE.

Elementos mecánicos actuantes.



$$F_{yu} = 1591.302 \text{ ton}$$

$$F_{xu} = (137.893 \text{ ton})(1.32) = 182.019 \text{ ton}$$

$$F_{zu} = (202.734 \text{ ton})(1.32) = 267.609 \text{ ton}$$

$$P_1 = (0.70)(200 \text{ kg/cm}^2)(240 \text{ cm})(220 \text{ cm}) + 2000(396.0 \text{ cm}^2) = 8184000 \text{ kg.}$$

Como $P_1 = 8184 \text{ ton} > F_{yu} = 1591.302 \text{ ton}$; la fuerza cortante resistente se obtiene de la siguiente manera:

Porcentaje:

$$e = \frac{(25)(7.92 \text{ cm}^2)}{(220)(240 \text{ cm})} = 0.00375 < 0.01$$

Por lo que utilizaremos la ecuación 2.16 de la sección 2.1.5. del RCDF:

$$V_{CR} = FR b d (0.20 + 30e) \sqrt{f^*c} \left[1 + 0.007 \left(\frac{F_{yu}}{bd} \right) \right] \text{ ---- (*)}$$

Sentido X.

$$b_x = 2.40 \text{ m.}$$

$$h_x = 2.20 \text{ m.}$$

$$d_x = 2.10 \text{ m.}$$

$$V_{CRx} = 217.574 \text{ ton} > F_{xu}$$

Sentido Z.

$$b_z = 2.20 \text{ m.}$$

$$h_z = 2.40 \text{ m.}$$

$$d_z = 2.30 \text{ m.}$$

$$V_{CRz} = 218.281 \text{ ton} < F_{zu}$$

Como se vé, debemos reforzar en el sentido Z.

Si utilizamos estribos del # 4, colocados en cuatro ramas; entonces:

Separación de estribos:

$$S_z = \frac{FR A_s f_y d (\sin \theta + \cos \theta)}{V_u - V_{CRz}} \leq S_{\max} = \frac{FR A_s f_y}{3.5b}$$

(*) REFERENCIA 12.

$$S = \frac{(0.8)(1.27)(4)(4200)(230)}{(267\ 609 - 218\ 281)} = 79 \text{ cm.}$$

$$S_{\max} = \frac{(0.8)(1.27)(4)(4200)}{(3.5)(220)} = 22 \text{ cm.}$$

Revisión de restricciones.

$$S_1 = \frac{850}{\sqrt{4200}} (3.175 \text{ cm.}) = 42 \text{ cm.}$$

$$S_2 = (48)(1.27 \text{ cm.}) = 61 \text{ cm.}$$

$$S_3 = 220 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se colocarán
Estribos del # 4 a cada 20 cm. en 4 ramas.

5.3. DISEÑO DEL DADO DE CONCRETO REFORZADO.

5.3.1. PROPIEDADES DEL ELEMENTO.

$H = 0.80$ m. Altura del dado.

$A = 15.20$ m² Area del dado en la base.

$b_x = 4.00$ m. $h_x = 3.80$ m.

$b_z = 3.80$ m. $h_z = 4.00$ m.

$I_x = 20.266$ m⁴

$I_z = 18.2906$ m⁴

Excentricidades accidentales.

$e_{ax} = 0.19$ m. > 0.02 m.

$e_{az} = 0.20$ m. > 0.02 m.

Los factores de carga serán los mismos que se aplicaron en el diseño de la columna. Asimismo, los parámetros de diseño y las gráficas utilizadas también.

Parámetros de diseño.

$$e_{m\acute{a}x} = 0.08 \quad ; \quad e_{m\acute{i}n} = 0.0047619 \quad (\text{RCDF})$$

$FR = 0.85$

$f'c = 250$ kg/cm²

$f_y = 4200$ kg/cm²

5.3.2. REVISIÓN DEL DADO POR EFECTOS DE ESBELTEZ..

$H = 80$ cm.

$K = 2.10$

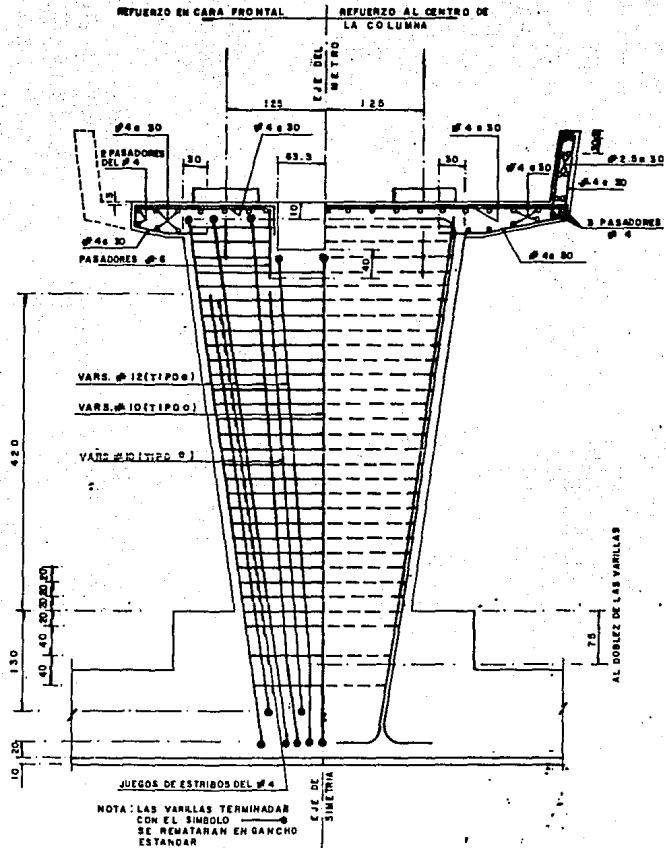
$r_x = 115.46$ cm. Radio de giro en la dirección X.

$r_z = 109.69$ cm. Radio de giro en la dirección Z.

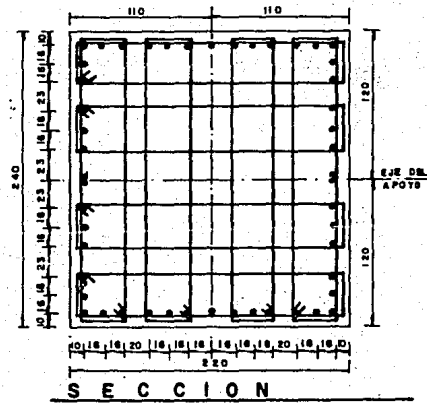
De donde:

$$\frac{KH}{r_x} = 1.45 < 22 \quad ; \quad \frac{KH}{r_z} = 1.53 < 22$$

Por lo tanto, se pueden despreciar los efectos de esbeltez en el dado.



• 50 VRS. # 10
 # 4 a 20 cm.



REFUERZO DE LA COLUMNA

CONDICION	Fy (ton)	Mx (ton-m)	Mz (ton-m)	Fy e _{az}	Fy e _{ax}	Fy _u (ton)	Mxu (ton-m)	Mzu (ton-m)	K	Rx	Rz
1	1269.854	618.720	57.279	253.971	241.272	1904.781	1309.036	447.826	0.0867228	0.00509727	0.0156839
2	1295.134	575.073	133.746	259.027	246.075	1942.701	1251.150	569.731	0.0884493	0.00648482	0.0149904
3	1237.890	846.499	125.948	247.578	235.199	1856.835	1641.115	541.720	0.0845399	0.00616599	0.0196627
4	1058.022	273.313	507.197	211.604	201.024	1587.033	727.375	1062.331	0.0722561	0.00871491	0.0120917
5	1269.854	1474.495	532.292	253.971	241.272	1676.207	2281.575	1021.104	0.0763161	0.01162240	0.0273362
6	1269.854	1046.608	1007.304	253.971	241.272	1676.207	1716.764	1648.120	0.0763161	0.01875930	0.0205691
7	1295.134	1383.811	617.571	259.027	246.075	1709.577	2168.546	1140.013	0.0778354	0.01297590	0.0259820
8	1295.134	979.442	1101.395	259.027	246.075	1709.577	1634.779	1778.660	0.0778354	0.01958680	0.0202451
9	1237.890	1752.955	594.808	247.578	235.199	1634.015	2640.704	1095.609	0.0743951	0.01247050	0.0316391
10	1237.890	1299.727	1063.667	247.578	235.199	1634.015	2042.443	1714.503	0.0743951	0.01951490	0.0244711
11	1058.022	1014.737	931.549	211.604	201.024	1396.589	1618.770	1494.996	0.0635853	0.01701640	0.0193950
12	1058.022	644.025	1355.900	211.604	201.024	1396.589	1129.430	2055.140	0.0635853	0.01353200	0.0233921

$$Fy_u = (Fy)_{FC}$$

$$Mxu = (Mx + Fy e_{az})_{FC}$$

$$Mzu = (Mz + Fy e_{ax})_{FC}$$

TABLA No. 5.9 DISEÑO DEL DADO POR EFECTOS DE FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL.

5.3.3. DISEÑO DEL DADO BAJO LA ACCION DE FLEXOCOMPRESION BIAIXIAL.

$$K = 0.0743951$$

$$R_x = 0.0124705$$

$$R_z = 0.0316391$$

Utilizando las gráficas para diseñar columnas de concreto reforzado. (*)

$$b = 4.00 \text{ m.}$$

$$h = 3.80 \text{ m.}$$

$$d = 3.80 \text{ m.}$$

$$\frac{d}{b} = 0.95 \quad ; \quad \frac{R_x}{R_z} = 0.39 < 0.50$$

De la figura No. 41 de la referencia 22.

$$q \approx 0.00$$

Por lo tanto, se colocará refuerzo mínimo en el dado.

$$\rho = 0.0047619 \quad ; \quad A_s = 723.81 \text{ cm}^2$$

Area de acero que se cubre con 92 varillas del # 10.

$$A_s = 728.64 \text{ cm}^2$$

(*) REFERENCIA 22.

5.3.4. DISEÑO DEL DADO BAJO LA ACCION DE FUERZA CORTANTE.

$$F_{yu} = 1634.015 \text{ ton}$$

$$F_{xu} = (137.893 \text{ ton})(1.32) = 182.019 \text{ ton}$$

$$F_{zu} = (202.734 \text{ ton})(1.32) = 267.609 \text{ ton}$$

$$P_1 = (0.70)(200 \text{ kg/cm}^2)(400 \text{ cm})(380 \text{ cm}) + 2000(728.64 \text{ cm}^2) = 22\,737\,280 \text{ kg}$$

$$P_1 = 22\,737.28 \text{ ton} > F_{yu} = 1634.015 \text{ ton}$$

Por lo tanto, la fuerza cortante resistente en ambas direcciones, se obtiene de la siguiente manera:

$$\rho = \frac{(46)(7.92 \text{ cm}^2)}{(400 \text{ cm})(380 \text{ cm})} = 0.00239684 < 0.01$$

Por lo que la ecuación a utilizar será la misma que para el caso de columnas:

$$V_{CR} = FR \text{ bd}(0.2 + 30\rho) \sqrt{f^*c} \left[1 + 0.007 \left(\frac{F_{yu}}{\text{bd}} \right) \right]$$

Sentido X.

$$b_x = 4.00 \text{ m.}$$

$$h_x = 3.80 \text{ m.}$$

$$d_x = 3.70 \text{ m.}$$

$$V_{CR} = 490.472 \text{ ton} > F_{xu}$$

Sentido Z.

$$b_z = 3.80 \text{ m.}$$

$$h_z = 4.00 \text{ m.}$$

$$d_z = 3.90 \text{ m.}$$

$$V_{CR} = 491.088 \text{ ton} > F_{zu}$$

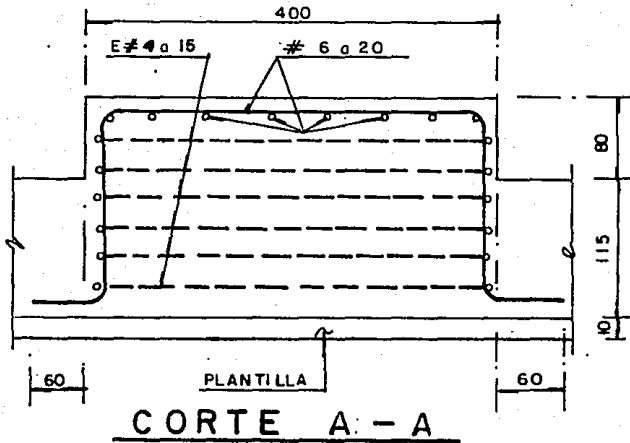
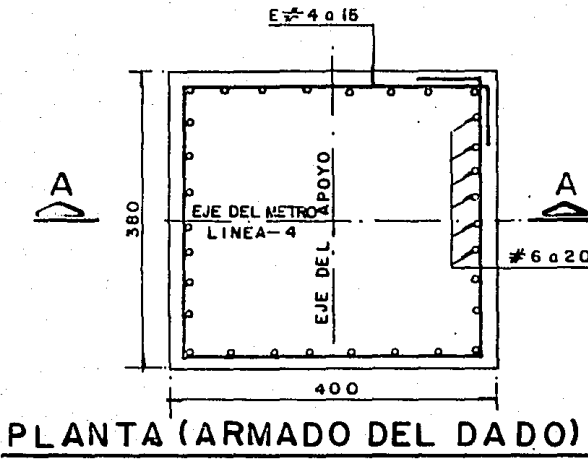
Se comprueba que el concreto es autosuficiente para soportar el esfuerzo cortante. Por lo tanto, colocamos estribos unicamente por especificación. Colocaremos estribos del # 4.

Separación de estribos.

$$S_{\text{máx}} = \frac{(0.8)(1.27)(6)(4200)}{(3.5)(400)} = 18 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se colocarán Estribos del # 4 a cada 15 cm., en -- 6 ramas.

Revisión de restricciones: $S_1 = 42 \text{ cm.}$, $S_2 = 61 \text{ cm.}$, $S_3 = 380 \text{ cm.}$



El refuerzo que se le colocará al dado, mostrado en la figura anterior, es solo por temperatura, pues, debido a que requiere sólo refuerzo mínimo por flexocompresión, las varillas colocadas para fines de refuerzo de la columna se prolongarán de tal forma que cubran las necesidades del dado.

5.4. DISEÑO DE LA ZAPATA DE CONCRETO REFORZADO.

La cimentación está constituida por una zapata de concreto reforzado de 10.00 X 10.00 m. y un peralte total de 1.10 m. , unida a 21 pilotes de 0.50 X 0.50 m., con una longitud de 27.50 m. cada uno y trabajando por fricción con el terreno.

La separación entre pilotes respeta la restricción de $3L$ (L = Lado del pilote), pues el número total de pilotes se distribuyó uniformemente en las cuatro caras de la zapata dejando libre la esquina para alojar en ella, en caso necesario, pilotes de control.

La zapata se diseñó, de tal forma, que resistiera la penetración de la columna. Esto, bajo los efectos de carga axial y momento flexionante en ambas direcciones, evitando, así, la falla por tensión diagonal, como si fuera una viga ancha. Tanto en el caso de penetración, como por tensión diagonal, debió reforzarse la zapata para obtener la resistencia necesaria.

En el diseño de la zapata por tensión diagonal, la sección crítica se consideró a un peralte efectivo del paño interior de los pilotes. Así, la fuerza cortante que admite el concreto se obtiene tomando esta dimensión como ancho de la sección.

La diferencia de cortantes ($V_u - V_{CR}$) se absorbe con estribos diagonales distribuidos uniformemente en la distancia mencionada en el párrafo anterior.

La falla por penetración se presenta en forma de cono en torno al dado de distribución de carga.

Los elementos mecánicos para valuar el esfuerzo de penetración (carga axial y momento flexionante en ambas direcciones), se consideran actuando en el nivel que corresponde a $h/2$ en la zapata.

5.4.1. PROPIEDADES DE LA ZAPATA.

Dimensiones.

$$B = 10.00 \text{ m.}$$

$$L = 10.00 \text{ m.}$$

$$h = 1.10 \text{ m.}$$

$$b_f = 5.00 \text{ m.}$$

Base utilizada para diseño por flexión.

$$b_v = 3.25 \text{ m.}$$

Base utilizada para diseño por fuerza cortante.

$$d = 1.00 \text{ m.}$$

Peralte efectivo de diseño.

Materiales.

$$f^*c = 250 \text{ kg/cm}^2 ; f^*c = 0.80 f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 ; f'c = 170 \text{ kg/cm}^2$$

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

Parámetros de diseño.

$$FR = 0.90 \quad \text{Para diseño por flexión.}$$

$$FR = 0.80 \quad \text{Para diseño por fuerza cortante.}$$

$$q = \rho \frac{f_y}{f^*c}$$

$$\rho_{\text{máx}} = 0.75 \rho_b = 0.0142857 ; \rho_{\text{mín}} = 0.7 \frac{f'c}{f_y} = 0.00263523$$

$$M_o = FR b_f d^2 f^*c q (1-0.5q) \quad \text{Momento resistente.}$$

$$A_s = \rho b d \quad \text{Area de acero por flexión.}$$

$$V_{CR} = FR b_v d (0.20+30 \rho) \sqrt{f^*c} \quad \text{Si } \rho < 0.01 \text{ Fuerza cortante resistente.}$$

Separación de estribos.

$$S_1 = \frac{FR A_v / S_2 f_y d (\text{sen } \theta + \text{cos } \theta)}{V_u - V_{CR}}$$

Donde:

S_1 - Separación de estribos en sentido perpendicular a S_2 .

A_v - Area de varillas que refuerza al elemento por cortante.

5.4.2. DISEÑO DE LA ZAPATA POR LA ACCION DE MOMENTO FLEXIONANTE Y FUERZA CORTANTE.

DIRECCION Z.

a) Flexión.

PUNTO	CONDICION	Mo (ton-m)	FC	M ₁ (ton-m)	e	As (cm ²)	REFUERZO
A	3	430.255	1.50	645.383	0.00357237	178.62	23' # 10
	9	592.418	1.32	781.992	0.00437384	218.69	28 # 10
B	3	203.810	1.50	305.715	b = 317.23	83.60	11 # 10
	9	275.644	1.32	363.850	b = 377.56	99.50	13 # 10
C	3	150.381	1.50	225.572	b = 234.07	61.68	8 # 10
	9	202.101	1.32	266.773	b = 276.82	72.95	10 # 10

b) Cortante.

PUNTO	COND.	V _o (ton)	FC	V _u (ton)	V _{CR} (ton)	V _u -V _{CR}	S ₁ (cm)	S ₂ (cm)	#Est.
A	3	203.657	1.50	305.485	113.727	191.758	20	25	5
	9	287.546	1.32	379.561	122.463	192.824	20	25	5
B	3	147.456	1.50	221.184	103.833	117.351	25	30	5
	9	204.923	1.32	270.498	103.620	125.159	25	30	5
C	3	157.851	1.50	236.776	103.398	133.378	25	25	5
	9	215.318	1.32	284.220	105.099	134.341	25	25	5

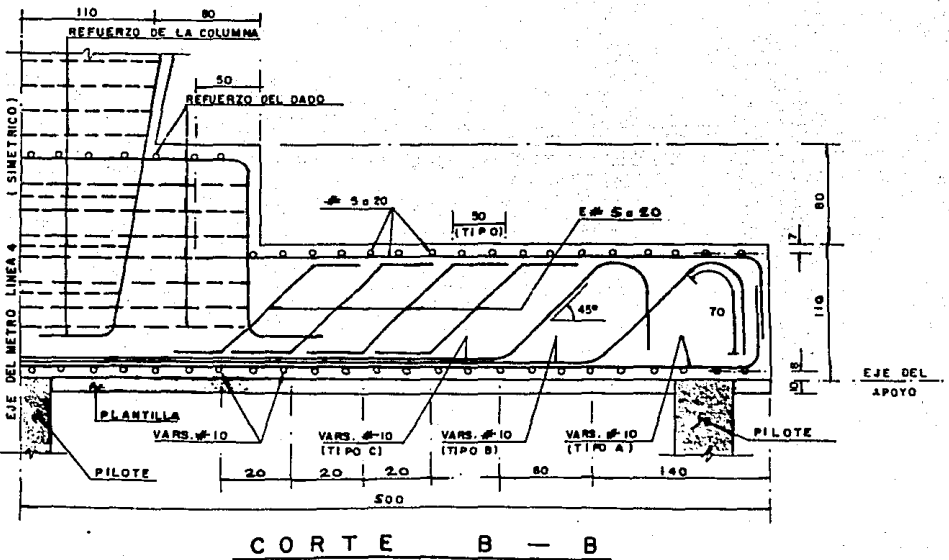
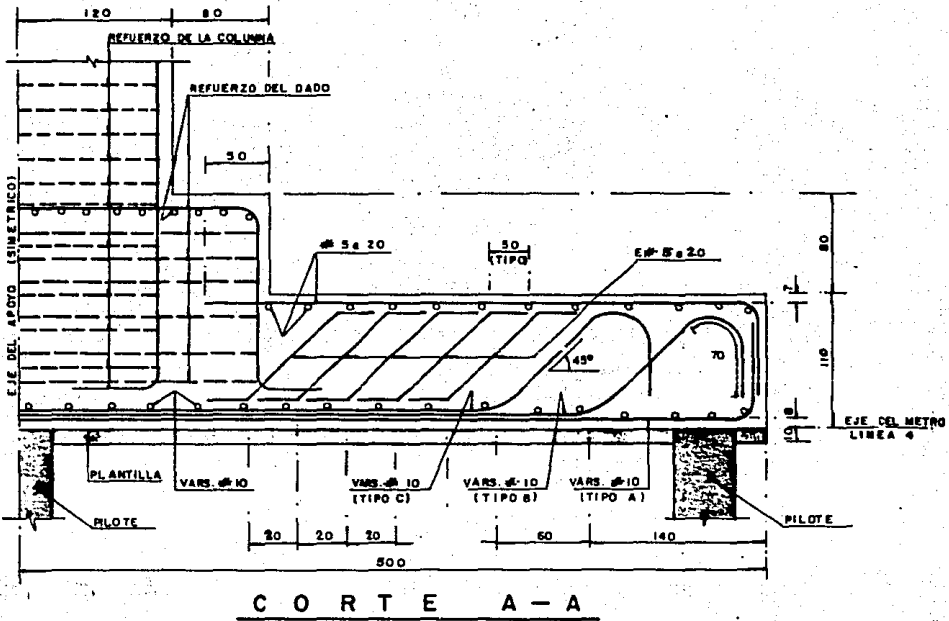
DIRECCION X.

a) Flexión.

PUNTO	CONDICION	Mb (ton-m)	FC	Mu (ton-m)	e	As (cm ²)	REFUERZO
A	3	408.223	1.50	612.334	0.00338107	169.05	22 # 10
	10	579.882	1.32	765.444	0.00427581	213.79	27 # 10
B	3	179.716	1.50	269.574	b = 279.73	73.72	10 # 10
	10	252.072	1.32	332.735	b = 345.27	90.99	12 # 10
C	3	132.862	1.50	199.293	b = 206.80	54.50	7 # 10
	10	184.959	1.32	244.146	b = 253.34	66.76	9 # 10

b) Cortante.

PUNTO	COND.	Vo (ton)	FC	Vu (ton)	V _{CR} (ton)	Vu-V _{CR}	S ₁ (cm)	S ₂ (cm)	#Est.
A	3	191.034	1.50	286.551	111.979	174.572	20	25	5
	10	275.367	1.32	363.484	120.716	182.076	20	25	5
B	3	128.916	1.50	193.374	104.771	88.603	30	30	5
	10	186.801	1.32	246.577	103.903	107.006	30	30	5
C	3	138.821	1.50	208.232	103.111	105.121	30	30	5
	10	196.706	1.32	259.652	104.576	116.307	25	30	5



5.4.3. DISEÑO DE ZAPATA POR PENETRACION.

Parámetros de diseño.

$$\text{Esfuerzo cortante resistente: } V_c = 0,80 \sqrt{f^*c} = 11.31 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante resistente máximo:

$$V_{c_{\text{máx}}} = (1.50)(0.80) \sqrt{f^*c} = 16.97 \text{ kg/cm}^2.$$

Esfuerzo cortante que actúa sobre la zapata:

$$V = \frac{V}{b \cdot d} + \frac{\alpha_z M_x \text{ Caz}}{J_{cz}} + \frac{\alpha_x M_z \text{ Cax}}{J_{cx}} \quad \text{----- (5.15)}$$

COND.	Fy (ton)	Mx (ton-m)	Mz (ton-m)	Fyu (ton)	Mxu (ton-m)	Mzu (ton-m)
1	1537.534	645.388	60.632	2306.301	968.082	90.948
2	1562.814	599.014	139.246	2344.221	898.521	208.869
3	1505.570	879.667	130.375	2258.355	1319.501	195.563
4	1325.702	284.299	512.697	1988.553	426.448	769.045
5	1537.534	1575.069	570.256	2029.545	2079.091	752.738
6	1537.534	1110.229	1079.881	2029.545	1465.502	1425.443
7	1562.814	1477.539	658.241	2062.915	1950.351	868.878
8	1562.814	1038.277	1177.236	2062.915	1370.526	1553.952
9	1505.570	1864.459	633.491	1987.352	2461.086	836.208
10	1505.570	1372.063	1136.608	1987.352	1811.123	1500.323
11	1325.702	1089.730	968.602	1749.927	1438.444	1278.555
12	1325.702	687.015	1424.508	1749.927	906.860	1880.351

TABLA No. 5.10. ELEMENTOS MECANICOS A H/2 DE LA ZAPATA.

$$b = (4.0 + 1.0)(2) + (3.80 + 1.0)(2) = 19.60 \text{ m.}$$

$$d = 1.00 \text{ m.}$$

Sentido X.

$$C_{1x} = 3.80 \text{ m.}$$

Dimensión del dado en el sentido X.

$C_{2x} = 4.00 \text{ m.}$ Dimensión perpendicular a C_{1x} en el dado.

$$C_{ax} = (C_{1x} + d)(1/2) = 2.40 \text{ m.}$$

Contribución del momento a la acción de la fuerza cortante.

$$\alpha_x = 1 - \frac{1}{1 + 0.67 \frac{C_{1x} + d}{C_{2x} + d}} = 0.3963041$$

Momento polar de inercia.

$$J_{cx} = \frac{d(C_{1x} + d)^3}{6} + \frac{(C_{1x} + d)d^3}{6} + \frac{d(C_{2x} + d)(C_{1x} + d)^2}{2} = 76.832 \text{ m}^4.$$

Sentido Z.

$$C_{1z} = 4.00 \text{ m.} \quad ; \quad C_{2z} = 3.80 \text{ m.} \quad ; \quad C_{az} = 2.50 \text{ m.}$$

$$\alpha_z = 0.4061108$$

$$J_{cz} = 81.666 \text{ m}^4.$$

Sustituyendo valores en la ecuación no.(5.15) ,obtenemos los siguientes resultados.

$$V_u = 14.23 \text{ kg/cm}^2 > V_c$$

pero; $V_u < V_{c_{\text{máx}}}$

Por lo tanto, reforzaremos la zapata para que no exista el fenómeno de penetración.

Refuerzo de la zapata por penetración.

Ancho de la viga.

$$b_x = 400 + 100 = 500 \text{ cm.}$$

$$b_z = 380 + 100 = 480 \text{ cm.}$$

$$h = 110 \text{ cm.}$$

$$d = 100 \text{ cm.}$$

Fuerza cortante última.

$$V_{ux} = (14.23 \text{ kg/cm}^2)(500 \text{ cm.})(100 \text{ cm.}) = 711\ 500 \text{ kg.}$$

$$V_{uz} = (14.23 \text{ kg/cm}^2)(480 \text{ cm.})(100 \text{ cm.}) = 683\ 040 \text{ kg.}$$

Fuerza cortante resistente.

$$V_{CRX} = (0.5)(0.8)(500 \text{ cm.})(100 \text{ cm.}) \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 282\ 843 \text{ kg.}$$

$$V_{CRZ} = (0.5)(0.8)(480 \text{ cm.})(100 \text{ cm.}) \sqrt{200 \text{ kg/cm}^2} = 271\ 529 \text{ kg.}$$

Separación de estribos.

Utilizando estribos del número 8, en cuatro ramas, tenemos.

$$S = \frac{FR A_s f_y d}{V_u - V_{CR}} < S_{\text{máx}} = \frac{FR A_s f_y}{3.5 b}$$

Separación en el sentido X.

$$S_x = 15 \text{ cm.} < S_{\text{máx}} = 39 \text{ cm.}$$

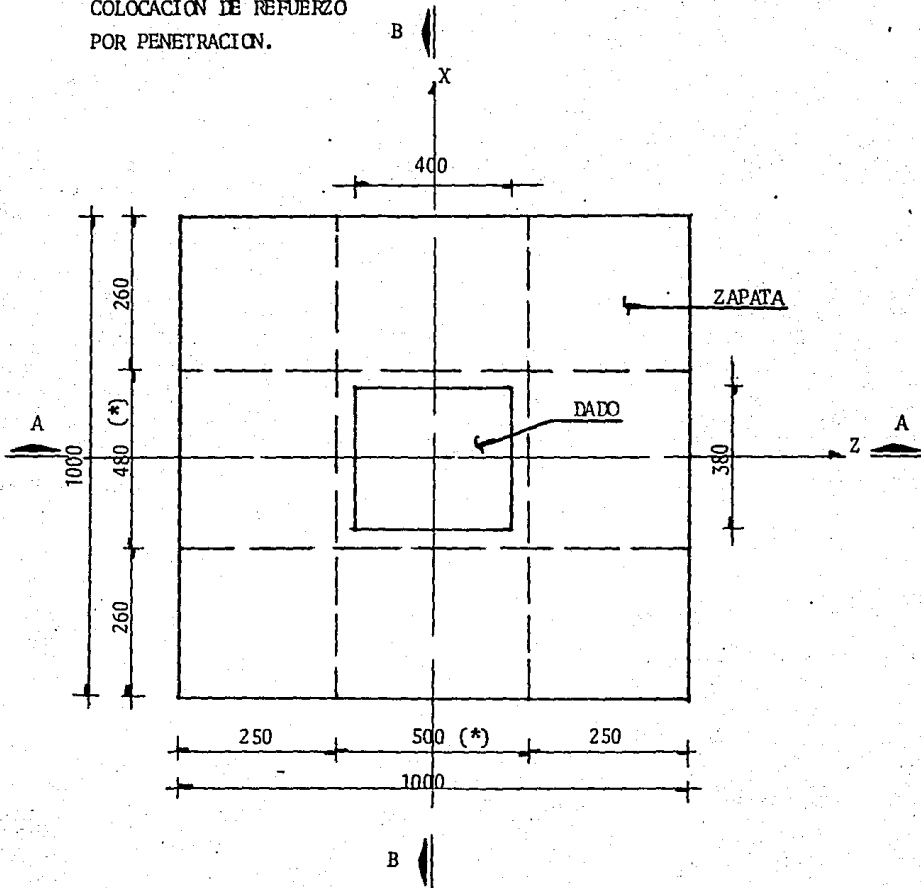
Separación en el sentido Z.

$$S_z = 16 \text{ cm.} < S_{\text{máx}} = 40 \text{ cm.}$$

Por lo tanto, se colocarán estribos verticales cerrados con varillas del No. 8 y a cada 15 cm, en ambas direcciones.

El ancho de la base en la dirección X será de 500 cm., y en la dirección Z, será de 480 cm., el refuerzo por penetración se colocará hasta el borde de la zapata en ambas direcciones.

COLOCACION DE REFUERZO
POR PENETRACION.



(*) Ancho de colocación de refuerzo por penetración. Para dirección X $b = 500$ cm., para dirección Z, $b = 480$ cm. Consta de estribos verticales cerrados con varillas del No. 8 a cada 15 cm. El refuerzo se colocará hasta el borde de la zapata en ambas direcciones.

5.5 DISEÑO DE PILOTES TIPO FRICCION.

5.5.1. PROPIEDADES DEL PILOTE.

$$b = 0.50 \text{ cm.}$$

$$h = 0.50 \text{ cm.}$$

$$L = 27.50 \text{ m.}$$

$$f'c = 200 \text{ kg/cm}^2 ; f^*c = 160 \text{ kg/cm}^2 ; f'c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$FR = 0.75$$

$$e_{\text{máx}} = 0.080 ; e_{\text{mín}} = 0.0047619$$

5.5.2. DISEÑO DE PILOTES DEBIDO A EFECTOS DE FLEXOCOMPRESION BIAxIAL.

a. Diseño como columna corta. Flexocompresión biaxial.

Los efectos de esbeltéz son nulos ya que el suelo confina al pilote en toda su área de contacto. Por esto, la falla por pandeo del elemento nunca se presentará.

Elementos mecánicos del pilote crítico.

$$Pu = (92.910 \text{ ton})(1.32) = 122.641 \text{ ton.}$$

$$Mxu = [(12.020 \text{ ton-m}) + (0.05)(0.50 \text{ m.})(92.910 \text{ ton})] (1.32) = 18.932 \text{ ton.}$$

$$Mzu = [(4.19 \text{ ton-m}) + (0.05)(0.50 \text{ m.})(92.910 \text{ ton})] (1.32) = 8.597 \text{ ton.}$$

Parámetros de diseño.

$$K = \frac{Pu}{FR bh f'c} = 0.4809451$$

$$Rz = \frac{Muz}{FR b^2 h f'c} = 0.0674274$$

$$Rx = \frac{Mux}{FR b h^2 f'c} = 0.1484862$$

$$\frac{Rz}{Rx} = 0.45 \leq 0.50$$

Interpolando.

De la figura No. 10 del RCDDF.

Para $Rz/Rx = 0.0$, y $d/h = 0.90$; $q = 0.100$.

De la figura No. 42 del RCDDF.

Para $Rz/Rx = 0.50$. y $d/b = 0.90$, $q = 0.235$.

Por lo tanto, para $Rz/Rx = 0.45$, $q = 0.2215$.

Cuyo porcentaje es: $e = 0.00717238 > e_{\min}$

Por lo que el área de acero será:

$$As = e bh = 17.93 \text{ cm}^2.$$

cantidad que se absorbe con 8 varillas del no. 6.

b. Revisión por flexocompresión con la ecuación de Bresler en una sola dirección.

Propiedades.

$$As = 22.80 \text{ cm}^2. \quad (8 \# 6)$$

$$e = 0.00912$$

$$q = 0.281647$$

Deberá cumplirse que:

$$K_R = \frac{1}{\frac{1}{K_{RX}} + \frac{1}{K_{RZ}} + \frac{1}{K_{RO}}} > K$$

De la figura no. 10 del RCDDF.

Dirección X.

$$\frac{e_x}{h} = \frac{Muz}{Pu h} = \frac{7.00}{50.0} = 0.14 ; \text{ entonces, } K_{RX} = 0.930.$$

Dirección Z.

$$\frac{e_z}{h} = \frac{M_{ux}}{P_u h} = \frac{15.44}{50.00} = 0.309, \text{ entonces; } K_{PZ} = 0.610$$

Para compresión pura, $M = 0$, entonces; $K_{R0} = 1.270$

Por lo tanto; $K_R = 0.5188844 > K = 0.4809451$

c. Revisión del elemento por efectos de flexotensión -compresión mínima-

A la carga vertical mínima que soporta el pilote a la compresión, le restaremos la carga de preconsolidación del terreno.

Carga de preconsolidación:

$$\frac{W_{exc}}{\text{No. de pil.}} = \frac{336.00 \text{ ton}}{21 \text{ pil.}} = 16 \text{ ton/pil.}$$

Por lo que: $P = 63.049 \text{ ton} - 16.0 \text{ ton} = 47.049 \text{ ton.}$

Por lo tanto: $P_u = (47.049 \text{ ton})(1.32) = 62.105 \text{ ton.}$

$M_{xu} = [(12.020 \text{ ton-m}) + (0.05)(0.50 \text{ m.})(47.049 \text{ ton.})](1.32) = 17.419 \text{ ton-m.}$

$M_{zu} = [(4.19 \text{ ton-m}) + (0.05)(0.50 \text{ m.})(47.049 \text{ ton.})](1.32) = 7.083 \text{ ton-m.}$

Parámetros de diseño.

$FR = 0.85$ Elemento a flexotensión. (*)

$K_c = 0.2148961 < K_R$

$R_{ZC} = 0.0490173 < R_{Za}$

$R_{CX} = 0.1205467 < R_{Xa}$

$$\frac{R_Z}{R_X} = 0.41 < 0.50$$

Por lo tanto, podemos afirmar que el caso de flexotensión está cubierto con el diseño del pilote bajo los efectos de flexocompresión.

Así, el refuerzo longitudinal de éste consistirá de:

8 varillas del # 6.

(*) REFERENCIA 22.

5.5.3. DISEÑO DEL PILOTE POR LA ACCIÓN DE FUERZA CORTANTE.

Parámetros de diseño.

$P_u = 122\ 641\ \text{kg}$ -máximo-.

$$P_1 = (0.7)(160\ \text{kg/cm}^2)(50\ \text{cm.})(45\ \text{cm}) + (2000)(22.80\ \text{cm}^2) = 297\ 600\ \text{kg.}$$

$$P_u < P_1$$

Por lo tanto, la fuerza cortante que soporta el concreto en ambas direcciones, será:

$$V_{CRX,z} = FR\ bd(0.2 + 30Q) \sqrt{f \cdot c} \left[1 + 0.007 \frac{P_u}{bd} \right] = 10\ 594\ \text{kg.}$$

Porcentaje a utilizar:

$$e = \frac{A_s}{b\ h} = \frac{11.40\ \text{cm}^2}{(50)(50\ \text{cm})} = 0.00456$$

$$FR = 0.80$$

Sentido X.

$$V_{ux} = (6.566\ \text{ton})(1.32) = 8.667\ \text{ton} < V_{CRX} = 10.594\ \text{ton.}$$

$$V_{CRX} = \frac{(10594)(6566)}{(6566 + 9654)} = 4288\ \text{kg.}$$

$$V_{ux} - V_{CRX} = 4\ 379\ \text{kg.}$$

Si colocamos estribos del # 2.5, tenemos la siguiente separación:

$$S = \frac{(0.8)(0.49 \times 2)(4200)(45)}{4379} = 34\ \text{cm.}$$

$$S_{\text{máx}} = \frac{(0.8)(0.49 \times 2)(4200)}{3.5(5.0)} = 19\ \text{cm.}$$

Por lo tanto, para el sentido X se requieren:

Estribos del # 2.5 a cada 15 cm.

Sentido Z.

$$V_{uz} = (9.654 \text{ ton})(1.32) = 12.743 \text{ ton.}$$

$$V_{CRZ} = \frac{(10594)(9654)}{(6566 + 9654)} = 6305 \text{ kg.}$$

$$V_{uz} - V_{CRZ} = 6438 \text{ kg.}$$

Si colocamos estribos del # 2.5, tenemos la siguiente separación:

$$S = 23 \text{ cm.} > S_{\text{máx}} = 19 \text{ cm.}$$

Por lo que, para el sentido Z se requieren:

Estribos del # 2.5 a cada 15 cm!

DISTRIBUCION DEL REFUERZO POR FUERZA CORTANTE EN LOS PILOTES.

Consideramos que la fuerza cortante en un suelo elástico-contínuo, se distribuye, en función de la profundidad, conforme a la siguiente ecuación:

$$V = V_0 e^{-\beta y} (\cos \beta y - \text{sen } \beta y) + 2 M_0 \beta e^{-\beta y} \text{sen } \beta y \dots (5.16)$$

Para una separación de estribos igual a 20 cm., se absorbe la siguiente fuerza cortante:

$$V_u - V_{CR} = \frac{(0.8)(0.49 \times 2)(4200)(45)}{20} = 7409 \text{ kg.}$$

De donde: $V_u = 13714 \text{ kg.}$; entonces, $V_0 = 10389 \text{ kg.}$

Para una separación de estribos igual a 30 cm., se absorbe la siguiente fuerza cortante:

$$V_u - V_{CR} = 4939 \text{ kg.}$$

De donde: $V_u = 11244 \text{ kg.}$; entonces, $V_o = 8518 \text{ kg.}$

Aplicando los siguientes valores a la ecuación No.(5.16)

$$V_o = 9654 \text{ kg.}$$

$$M_o = 1202000 \text{ kg-cm}$$

$$\beta = 0.00312645 \text{ cm}^{-1}$$

Obtenemos la siguiente ecuación:

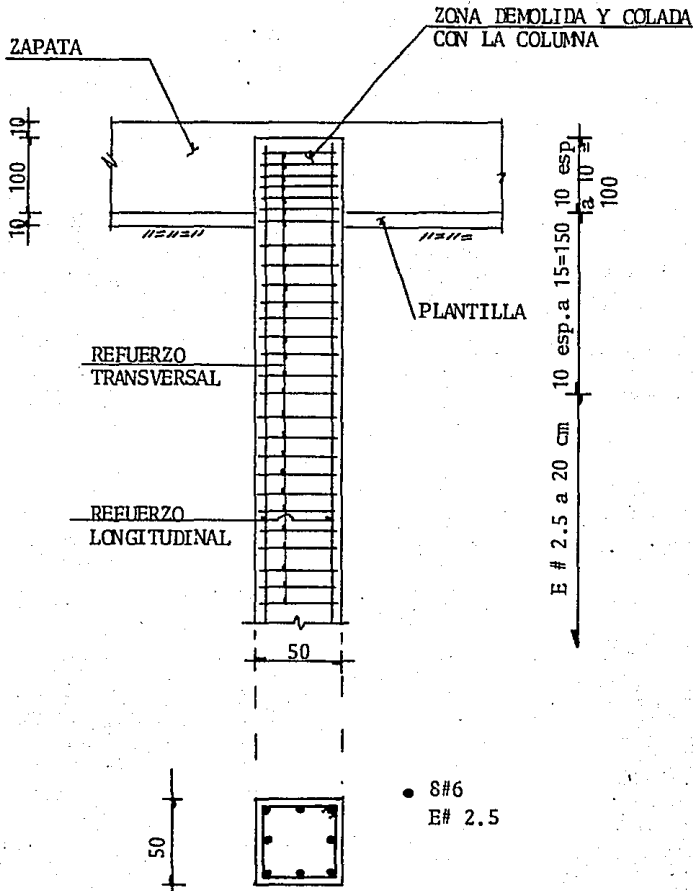
$$V = e^{-\beta y} [9654(\cos \beta y - \text{sen } \beta y) + 7516 \text{ sen } \beta y]$$

Profundidad de distribución de estribos:

βy	V (ton)
0.0	9.654
0.1	8.732
0.2	7.898
0.3	7.143
0.4	6.461
0.5	5.844
0.6	5.286
0.7	4.781
0.8	4.324
0.9	3.911
1.0	3.537
2.0	1.296
3.0	0.474

Como se aprecia en la tabla anterior, la fuerza cortante que soportan los estribos con una separación de 20 cm., no queda incluida en dicha tabla. Así, para una separación igual a 30 cm., la fuerza cortante que soportan los estribos está muy cercana a $\beta y = 0.10$. Esto da como resultado una profundidad $y = 32 \text{ cm.}$

Por lo tanto, la distribución de estribos será la siguiente:



5.5.4. DISEÑO DE PILOTES POR EFECTOS DEL VIENTO.

Parámetros de diseño.

$$M_u = 7.52382 \text{ ton-m}$$

Momento resistente con el refuerzo propuesto para flexocompresión biaxial.

$A_s = 22.80 \text{ cm}^2$	8 varillas # 6	Area de acero total.
$A_{sf} = 8.55 \text{ cm}^2$	3 varillas # 6	Area de acero que resiste la flexión.

$$b = 50 \text{ cm.}$$

$$h = 50 \text{ cm.}$$

$$d = 45 \text{ cm.}$$

$$f'_c = 200 \text{ kg/cm}^2 ; f''_c = 136 \text{ kg/cm}^2$$

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

$$e = \frac{A_{sf}}{b d} = 0.0038 ; q = 0.1173529$$

$$M_R = 0.9 b d^2 f'_c q(1-0.5q) = 1\ 369\ 019 \text{ kg-cm}$$

$$M_R = 13.69019 \text{ ton-m} > M_u.$$

Como el momento que resiste el pilote es mayor que el último que se presenta, la sección y el refuerzo son aceptables.

SIMBOLOGIA.

- A- Area de concreto de la sección transversal.
 Ap- Area de acero de presfuerzo.
 As- Area de acero de refuerzo.
 Ec₁- Módulo de elasticidad inmediato del concreto.
 Ec₂- Módulo de elasticidad a largo plazo del concreto.
 Es- Módulo de elasticidad del acero de refuerzo.
 Esp- Módulo de elasticidad del acero de presfuerzo.
 Ixo- Momento de inercia de la sección respecto al eje Xo.
 Iyo- Momento de inercia de la sección respecto al eje Yo.
 K- Coeficiente de longitud (por metro lineal).
 L- Longitud hasta puntos de análisis.
 P- Fuerza de tensado de cables.
 Ss,i- Módulo de sección en el extremo superior e inferior.
 T₁- Tensión en el centro del claro al tensar y al anclar los cables.
 Tm- Tensión máxima al anclar.
 Tn- Tensión máxima en la transición de tramo parabólico a tramo recto.
 To- Tensión aplicada a los cables al tensar. To = 0.80 Tu.
 Tu- Tensión que los cables soportan a la falla. Tensión última.
 Yi- Distancia inferior del eje neutro de la sección respecto al eje X.
 Ys- Distancia superior del eje neutro de la sección respecto al eje X.
 e - Base de los logaritmos Neperianos.
 e- Excentricidad de los cables con respecto al eje neutro de la sección.
 f'c- Resistencia nominal de ruptura del concreto a los 28 días de colado.
 f'ci- Resistencia del concreto en la primera etapa de tensado.
 fpe- Esfuerzo bajo cargas de servicio, después de las pérdidas del presfzo.
 fpu- Esfuerzo de ruptura del acero de presfuerzo. Resistencia última.
 fpy- Esfuerzo especificado de fluencia del acero de presfuerzo.
 fs,i- Esfuerzo que el elemento soporta en el extremo superior o inferior.
 f_{ts,i}- Resistencia del concreto a tensión en los extremos superior e inf.
 fy- Esfuerzo especificado de fluencia del acero de refuerzo.
 e - Porcentaje de acero de refuerzo.
 e_p- Porcentaje de acero de presfuerzo.
 Ø - Angulo de salida del cable de presfuerzo.
 θ - Variación angular a lo largo de la curva. Radianes.
 M - Coeficiente de fricción. Por radián de curvatura.

CONCLUSIONES

Analizando cada uno de los puntos mencionados a lo largo de este trabajo, y siguiendo el orden establecido, llegamos a las siguientes conclusiones:

* Los estudios previos al proyecto y construcción del Sistema de Transporte Colectivo -metro-, son además de importantes, necesarios. Pues este tipo de obras de beneficio masivo reflejan el avance de un país, de hecho, al asignarles un presupuesto, sobre todo en época de crisis como la actual.

* Los Ingenieros Civiles mexicanos debemos estar capacitados tanto técnica como humanísticamente para resolver todos los problemas que se nos presenten en la teoría y en la práctica, pues el desarrollo del país así lo requiere. Un ejemplo cotidiano al respecto es la necesidad de construir el STC a través de todas sus modalidades -elevada, superficial y subterránea-. Poder proyectar y construir obras de esta magnitud, es todo un reto a nuestra profesión.

* En cuanto al análisis de la trabe y para considerar el efecto móvil de las cargas vivas, debemos auxiliarnos de las líneas de influencia por eje. Asimismo, la utilización del manual AASHTO para el análisis de vialidades elevadas como esta, es necesaria.

* El efecto de cargas accidentales más crítico, para la estructura del metro elevado, es el debido a sismos, ya que todo el sistema está apoyado sobre una columna que contiene más del 50% de la masa en la parte superior, y basta la formación de una articulación plástica para producir el colapso.

* El efecto de interacción dinámica suelo-estructura debe incluirse en el análisis de la estructura elevada del metropolitano, dada la importancia de ésta y por los siguientes puntos:

- La estructura es rígida y se desplanta sobre un suelo que es altamente compresible.

- El parámetro de onda σ arroja valores menores que 20. De acuerdo a la referencia 25.

- Debido al fenómeno de interacción, los períodos naturales de vibración se alargan, pues es una estructura rígida desplantada en suelo blando. Esto trae como consecuencia que se obtenga una mayor ordenada de aceleraciones y por consiguiente, elementos mecánicos mayores en columnas, zapatas y pilotes.

- Las deformaciones en el extremo superior de la columna son aproximadamente 10 veces mayores con el fenómeno de interacción dinámica que con los otros modelos analizados.

- Los elementos mecánicos -momentos flexionantes y fuerzas cortantes- que actúan en dirección transversal y longitudinal en la columna, son mayores en el modelo de interacción dinámica suelo-estructura que en los otros modelos de análisis dinámico modal. Sin tomar en cuenta el método estático debido a que es un método simplificado.

* Debido a las propiedades de la columna, rigidez a la rotación y a la traslación, consecuencias de su masa e inercia mismas, el período de la estructura sólo se aproximó a $T_1 = 0.80$ seg. (Tablas No. 4.3.6 y 4.3.7) razón por la que la columna soportó el sismo del 19 de septiembre de 1985. Esto es, el sistema no tuvo períodos tan prolongados y soportó los desplazamientos máximos que sucedieron.

* Al analizar estructuras de esta naturaleza, es necesario emplear modelos que incluyan los efectos de la inercia rotacional y la interacción dinámica suelo-cimentación, ya que con esto, nos aproximamos más a la realidad al desplantarlas sobre un suelo elástico y deformable como lo es el de la Ciudad de México.

* El análisis de la zapata debe incluir los efectos mencionados en el párrafo anterior, pues con los pilotes tipo fricción trabajando en conjunto, la zapata trabajará como viga apoyada sobre columnas, debido a los hundimientos que se generan en la zona.

* En el análisis de pilotes, debemos tomar en cuenta las propiedades de elasticidad y deformación del suelo para transformar los elementos mecánicos actuantes en la base de la zapata y adecuarlos a las cabezas de éstos.

* El diseño de la trabe presforzada debe incluir la verificación de las deformaciones que esta estructura tendrá a través de las diferentes etapas de construcción y funcionamiento. Es necesario analizar el comportamiento de la misma en el proceso de tensado y retensado de los cables, y hacer posible un retensado posterior en caso de que la estructura así lo requiera a lo largo de su vida útil. O, en su defecto, dejar preparaciones para la colocación de otros cables de tensado en el futuro.

* La utilización del RCDF, fué suficiente para diseñar la columna, el dado, la zapata y los pilotes con la teoría denominada plástica. Esto se realizó tomando en cuenta la condición más crítica de combinaciones de CV + CM que se nos presenta en la etapa de trabajo de la estructura y que generalmente es la condición No. 9 que incluye la suma de los efectos de $CM + CVIII + (SZ + 0.50SX)$.

* Es necesario establecer que los problemas de vialidad y transporte urbano en la Ciudad de México, se han visto disminuídos considerablemente con la construcción del Sistema de Transporte Colectivo -metro-. La funcionalidad y estética del metropolitano elevado es una constancia

mas de la habilidad de la ingeniería mexicana para resolver problemas tanto diversos como complejos.

No nos imaginamos al D.F. actual sin un sistema de transporte masivo de esta naturaleza, por algo el metro es "la solución de nuestro tiempo...".

* A medida que avanzaba en la elaboración de éste trabajo, los términos teóricos utilizados eran cada vez mas difíciles de comprender, sin embargo, al ir investigando poco a poco sobre su concepción, el problema fué disminuyendo.

Si bien es cierto que no quedaron totalmente claros algunos conceptos, también es cierto que sentaron las bases para una futura investigación de las mismos en cursos posteriores. Por lo tanto, el hecho de haber concluido este proyecto tan difícil y tardado, me llena de satisfacción y empeño para seguir adelante después de tanto tiempo de elaboración del mismo.

REFERENCIAS

1. REVISTA INGENIERIAFacultad de Ingeniería.
UNAM. 1982.
2. COVITUR. MEMORIASD.D.F. 1977-1982.
3. REVISTA INGENIERIA CIVILCICM. No. 214.
julio-agosto 1980.
4. ANALISIS ESTRUCTURALLUIHE Rodolfo.
Representaciones y Servi-
cios de Ingeniería. S.A.
1981.
5. DISEÑO DE ESTRUCTURAS DE CONCRETO
PRESFORZADOLIN T.Y.
C.E.C.S.A.
6. FOUNDATIONS ANALYSIS AND DESIGNBOWLES Joseph E.
MC GRAW HILL.
3rd. Edition. 1982.
7. ANALISIS ELEMENTAL DE ESTRUCTURAS.NORRIS Charles H.
WILBUR John B.
MC GRAW HILL.
1960.
8. RESISTENCIA DE MATERIALESSINGER Ferdinand L.
HARLA. 1962.

9. CALCULO DIFERENCIAL E INTEGRALGRANVILLE William A.
LIMUSA. 1982.
10. MODERN PRESTRESSED CONCRETELIBBY James R.
VAN NOSTRAND REINHOLD
COMPANY.
2nd. Edition.
San Diego, California.
11. RECOMMENDATIONS FOR ESTIMATING
PRESTRESS LOSSESPrestressed Concrete
Institute. PCI.
Vol. 20. No. 4.
Chicago, USA.
12. NORMAS TECNICAS COMPLEMENTARIAS
DEL REGLAMENTO DE CONSTRUCCIONES
PARA EL DISTRITO FEDERAL.Instituto de Ingeniería.
UNAM. No. 401.
13. REQUISITOS DE SEGURIDAD Y SERVICIO
PARA LAS ESTRUCTURASInstituto de Ingeniería.
UNAM. No. 400.
14. MANUAL DE DISEÑO POR VIENTOInstituto de Ingeniería.
UNAM. No. 407.
15. MANUAL DE DISEÑO SISMICO DE EDIFICIOSInstituto de Ingeniería.
UNAM. No. D-18.
16. ANALISIS SISMICO DE LA LINEA ELEVADA
DEL METROPOLITANO DE LA CIUDAD DE MEXICO ...PEREZ Ruíz Ricardo
CARCAMO Velázquez Fausto
TESIS PROFESIONAL.
UNAM. Facultad de Inge-
nería. 1981.
17. CIMENTACIONESMAGDALENO Carlos
IPN. ESIA. 1980.
19. MEMORIAS DE CALCULOISTME S.A.
Estructuras.
1978.

20. III CONGRESO DE INGENIERIA ESTRUCTURALSMIE. Memorias.
Morelia, Michoacán.
Marzo 1980.
21. STANDARD SPECIFICATIONS FOR
HIGHWAY BRIDGESAASHTO.
12th. Edition.
1977.
22. GRAFICAS PARA DISEÑAR COLUMNAS
DE CONCRETO REFORZADOInstituto de Ingeniería.
UNAM.
23. ESPECIFICACIONES PARA EL PROYECTO
Y CONSTRUCCION DE LAS LINEAS DEL METRO
DE LA CIUDAD DE MEXICOCOVITUR. Comisión de via
lidad y transporte urbano.
Vol. 2. Libro 3.
septiembre, 1986.
24. FOUNDATION DESIGNTENG W. C.
PRENTICE-HALL, INC.
1962.
25. EARTHQUAKE ENGINEERING AND
STRUCTURAL DYNAMICSVELETSOS A.S. y
MEEK J.W.
Vol. 3.
1974.