



**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**  
**FACULTAD DE INGENIERIA**

263  
75

**SELECCION, CALCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA  
PARA EL CRUCE A DESNIVEL ENTRE EL ANILLO  
PERIFERICO Y LA AVENIDA SAN JERONIMO.**

**T E S I S   P R O F E S I O N A L**  
**QUE PARA OBTENER EL TITULO DE:**  
**I N G E N I E R O   C I V I L**  
**P R E S E N T A:**  
**GUILLERMO MARIO GARCIA LICEA**

**MEXICO, D. F.**

**1984**



Universidad Nacional  
Autónoma de México

Dirección General de Bibliotecas de la UNAM

**Biblioteca Central**



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

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

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

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

SELECCION, CALCULO Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA PARA EL CRUCE A  
DESNIVEL ENTRE EL ANILLO PERIFERICO Y LA AVENIDA SAN JERONIMO.

CAPITULO I

a).- Generalidades sobre vías rápidas de circulación en las grandes ciudades.

I.- Las vías de comunicación primitivas.

Las vías de comunicación han sido siempre un elemento indispensable para la realización de las actividades humanas, ya que el desarrollo de lo uno, es base de lo otro, coincidiendo sus períodos de auge o decadencia.

Desde las primeras épocas, el hombre ha tratado de facilitar el acceso a los sitios que más frecuenta, dadas sus actividades. El hombre primitivo procuraba ensanchar los pasajes de sus cavernas, abrir veredas a través de la vegetación, colocar piedras para pasar arroyos y ejecutar muchos otros trabajos según sus necesidades, habilidades y recursos. Esto dió como consecuencia la creación del camino, que en un principio no fué más que una faja de terreno mal acondicionado, para el tránsito de personas o bestias.

Siendo el hombre un ser social, tuvo necesidad de reunirse con otros hombres y al encontrar un sitio adecuado como residencia, fué construyendo sus casas, las que distribuidas en forma arbitraria, fueron dejando espacios libres entre algunas de ellas, los que le permitían ir de una a otra o de un lugar a otro con lo que se dió origen a la calle. Posteriormente hizo su aparición la-

rueda, hecho que transformó totalmente el transporte terrestre; en tonces, el hombre tuvo necesidad de adaptar algunos de sus caminos y calles para el tránsito de vehículos con ruedas, viéndose obligado a hacerlos de superficies más lisas y parejas y de alineamiento más regular.

## II.- Evolución del camino.

En un principio, la construcción de estos caminos resultó una tarea sobrehumana; por lo que, durante mucho tiempo, las vías de comunicación más importantes fueron las marítimas y fluviales, ya que a través de éstas el transporte de personas y mercancías se facilitaba por medio de embarcaciones que flotaban en el agua y que usaban la fuerza del viento como medio de locomoción. En esta forma se propició el que la mayoría de las ciudades antiguas se desarrollasen cerca de las costas o a la orilla de un río o lago. No obstante esto, los caminos y los vehículos de rueda se fueron mejorando poco a poco, con lo cual fueron desempeñando un papel cada día más importante en la vida pública.

Con el florecimiento de la cultura romana, la humanidad alcanza un máximo de civilización, encontrándose entre sus mejores obras, una magnífica red de caminos que comunican la metrópoli con los más alejados sitios por ellos dominados, estos caminos se conservaron en buenas condiciones durante el período del Imperio Romano; pero al derrumbarse éste, fueron destruidos con sus principa-

les obras, con lo cual la humanidad experimentó un retroceso en su civilización.

La edad media se caracterizó por ser una época de indiferencia hacia las vías terrestres, teniendo un auge verdaderamente notable la navegación, ya que el conocimiento de la brújula facilitó este medio de comunicación.

Cuando las carreteras romanas se habían olvidado prácticamente en Europa, se descubre en América una magnífica red de caminos bien conservados y de grandes proporciones, a la altura de la de los romanos; se trataba de los construidos por el Imperio -- Inca; sin embargo, éstos no eran para vehículos de rueda, ya que ellas se conoció hasta que los españoles llegaron a Perú.

El siglo XVIII marca realmente el resurgimiento de los caminos y a principios del siglo XIX su progreso es más evidente, pues ya se cuenta con vehículos de tracción animal más perfeccionados, contándose con mejores recursos para la construcción de los mismos. En los países donde florecen las más grandes civilizaciones, tiene lugar como consecuencia de éello, un aumento inusitado en su población, creándose por esto nuevas villas o pueblos que se encuentran alejados de los ríos o los mares por lo que la construcción de caminos alcanza nuevamente un auge notable, siendo en Europa y en los Estados Unidos principalmente, donde se presentan los ejemplos más claros; hasta que a mediados de siglo surge el más terrible competidor de ellos: El Ferrocarril.

En la segunda mitad del siglo XIX el Ferrocarril se considera como símbolo de progreso, dedicándose primordialmente los recursos económicos de cada una de las naciones al desarrollo y construcción de los mismos, siendo nuevamente los caminos relegados a un segundo término o a servir de auxilio al poderoso.

### III.- Evolución de la calle.

En tanto que los caminos eran olvidados, se incrementó el desarrollo de las calles ya que al ir creciendo las ciudades se fue intensificando el tránsito a través de ellas, debiendo, por lo tanto ser ensanchadas y empedradas con el objeto de facilitar la circulación de los nuevos vehículos.

Durante la edad media, como consecuencia de la inseguridad pública existente, las calles se vuelven angostas y mal trazadas, dando lugar a que las nuevas construcciones queden apiñadas dentro de pequeñas áreas, mismas, que en su perímetro, cuentan con murallas de protección verdaderamente infranqueables.

Es durante el renacimiento, cuando el hombre vuelve a gozar de determinadas libertades que le estaban vedadas en la edad media. Las ciudades van haciéndose cada vez más grandes, y las calles abandonan sus mezquinas dimensiones medievales, cuando por necesidades de carácter militar, aparece la Avenida y al mismo tiempo se inicia la regularización del trazado urbano, dando a las calles alineamientos y anchos uniformes.

Durante el siglo XIX, el tránsito de vehículos de tracción animal en las ciudades alcanza proporciones insospechadas, apareciendo, como una influencia del Ferrocarril, el Tranvía. Esto no produce mayores problemas o cambios ya que sus vías se tienden a lo largo de las calles existentes, no alterando esto apreciablemente su funcionamiento. Es el momento en que tienen lugar los primeros problemas de congestión de tránsito que se resuelven con algunas reformas urbanas, las que aún se adelantan a las necesidades de la circulación de su época, apareciendo por ese entonces los famosos Boulevares de París.

#### IV.- La revolución automotriz.

Junto con el siglo XX nace un nuevo elemento que revoluciona por completo el mecanismo del transporte terrestre: el vehículo de motor; en un principio se trataba de un curioso artefacto-deportivo, un artículo de lujo accesible solamente para personas de un gran nivel económico, pero poco a poco se fué popularizando hasta convertirse en el medio más útil y práctico para el transporte de personas y mercancías. Para ese entonces los caminos se encontraban en pésimas condiciones, por lo que hubo necesidad de ejecutar reparaciones y reconstrucciones a toda prisa. Pero éstas no bastaron, ya que hubo necesidad de hacer nuevas adaptaciones dadas las características de velocidad del nuevo vehículo automotor, debiéndose construir, además, otros nuevos caminos que permitieran el acceso de estos vehículos a más lugares. Es en esa época cuando

los ingenieros y constructores viales tuvieron necesidad de dotar de buenos caminos a las ciudades, quedando la responsabilidad de la seguridad y ordenamiento de tránsito de vehículos en manos de las autoridades policiacas y de los propios usuarios del camino.

Mientras los vehículos no alcanzaron a desarrollar velocidades altas y su número era mínimo, las cosas marcharon adecuadamente; pero al aumentar el número de vehículos y la magnitud de sus velocidades, los conflictos que crearon se incrementaron en muy grandes proporciones, produciéndose numerosos accidentes y congestionando vías que no habían sido proyectadas para ellos. Las autoridades de tránsito encontraron como solución el aplicar numerosas restricciones a la circulación de los vehículos, ya que con ello se ganaba en seguridad a cambio del tiempo perdido por los ocupantes del vehículo.

Este problema se hacia más patente en las grandes ciudades debido a que en ellas la concentración de vehículos era mayor y asimismo el tratar de hacer las modificaciones indispensables a las calles existentes era muy difícil, ya que para ello debían demoler las construcciones que se encontraban a los lados. Por lo que respecta a los caminos, el problema era otro, ya que si bien se podía disponer con mayor facilidad del terreno necesario para las ampliaciones, el trazado de los mismos era inadecuado dadas las altas velocidades alcanzadas por los vehículos. En este caso también las autoridades aplicaron restricciones, las que, dando una



seguridad mayor, impedían aprovechar en un ciento por ciento las características técnicas de los vehículos. En general, puede decirse que las soluciones que se aplicaban en esa época eran dadas sin hacer los estudios necesarios, olvidándose de uno de los principales elementos que intervienen en ellos: El elemento humano.

V.- La ingeniería del tránsito.

Fue en los Estados Unidos donde se hicieron los estudios preliminares necesarios con el objeto de buscar las soluciones adecuadas para los problemas de tránsito, así fué como se llegó a una técnica de la circulación en la que tendrían ingerencia las leyes físicas y los factores humanos. En esta forma se dió origen a la técnica que actualmente se denomina ingeniería de tránsito. En sus inicios, se estudiaban únicamente los accidentes de tránsito y la forma de evitarlos, pero poco a poco su radio de acción se fué ensanchando, enfocando el problema desde diferentes puntos de vista, tomando en consideración diferentes factores, hasta entonces ignorados.

En la actualidad se encuentran perfectamente establecidas las bases de la ingeniería de tránsito, considerándose como un elemento indispensable para lograr solucionar el problema vial de las grandes ciudades. Los cuatro elementos principales que debemos tomar en cuenta en todo estudio sobre el tránsito son: el conductor, el peatón, el vehículo y la vía, así como sus diferentes relaciones.

Como auxiliares a la ingeniería de tránsito se tienen - los denominados estudios de tránsito, mediante los cuales podemos obtener diferentes datos de gran utilidad, tales como el número de vehículos que circulan en una vía en un tiempo determinado, sus velocidades, los lugares más probables de accidentes, los tramos más transitados de las calles o avenidas, así como las horas en que - ésto sucede. Uno de los datos que nos proporciona la ingeniería de tránsito y que son de los más estimados es el del número de vehículos que pueden circular a través de un camino en un determinado periodo de tiempo, o sea su capacidad. Conociendo técnicamente el camino de la circulación de los vehículos y mediante la aplicación - racional de medios restrictivos, se puede mejorar en forma efectiva dicha circulación.

Las restricciones que se aplican para mejora la circulación son disposiciones específicas para casos particulares. La manera de hacer del conocimiento del público las disposiciones y restricciones, es de suma importancia, ya que con ello se logra que - las mismas sean efectivamente aplicadas y obedecidas por los conductores y peatones. Otro método, aparte de los ya señalados, del cual se vale la ingeniería de tránsito para mejorar la circulación es - el constructivo, el que influye directamente sobre la vía. La circulación se mejorará si se ensanchan las calles o avenidas, si se canaliza el tránsito debidamente sobre ellas, construyendo pasos a desnivel, etc., y también si los ingenieros encargados de proyectar

las nuevas avenidas o vías rápidas, lo hacen siguiendo no solamente criterios estructurales, estéticos y económicos, sino también -- tomando en cuenta criterios funcionales. Uno de los principales -- problemas con los que se enfrentan las grandes ciudades es el que representan las grandes y costosas avenidas o vías rápidas, que al poco tiempo de construirlas son insuficientes para el número de vehículos que por ellas circulan. Es debido a los progresos que se -- han tenido en la ingeniería de tránsito como se ha podido proyec-- tar una vía capaz de conducir un gran número de vehículos a altas- velocidades y con la mayor seguridad posible; La vía rápida de circulación continua.

#### VI.- Vías rápidas de circulación continua.

Se trata en esencia de dos vías paralelas, totalmente separadas entre sí, que llevan el tránsito en direcciones opuestas;-- el cruce a las mismas se hace a través de pasos a desnivel y el ingreso o salida de ellas se realiza a través de vías laterales --- (por donde se tiene acceso a las propiedades particulares que quedan frente a dicha vía).

Las primeras vías rápidas de circulación continua se --- construyeron por el año de 1930 en las ciudades de Nueva York y -- Chicago; posteriormente, en Nueva Jersey, Pensylvania, California, etc., aunque fué en Europa en el año de 1924 cuando se construyó la primera autopista; la de Milán-Lagos.

Una de las mayores ventajas que obtenemos al hacer uso --

de una vía rápida de circulación continua, es el ahorro en el consumo de combustible, puesto que mediante pruebas realizadas en la Ciudad de Chicago (EE.UU.) se ha comprobado que con igual consumo de gasolina es posible recorrer a velocidad doble un trayecto superior en 33 % al que puede cubrirse en una carretera normal. Otros datos interesantes al respecto, que se han obtenido en pruebas realizadas en Alemania son los siguientes: Primero; Se obtienen velocidades mayores con menos diferencia entre las velocidades máxima, media y mínima; en las vías rápidas de circulación continua, la velocidad media es de 92 % de la máxima mientras que en carretera normal resulta el 56 %; segundo, que se ahorra un 47 % de tiempo; tercero, que con igual consumo de carburante, en la misma velocidad, se aumenta el recorrido en 57 %.

Todos estos datos nos indican que las autopistas responden en la práctica a todas las predicciones teóricas y justifican su gran difusión hasta el punto de que las naciones que no cuentan con una red de este tipo, se proponen construirla.

## CAPITULO II

b).- Consideraciones geométricas que deben satisfacer --  
las vías rápidas.

I.- Elementos básicos para el proyecto de vías rápidas -  
de circulación continua.

Al proyectar una vía rápida de circulación continua se -  
hace necesario determinar las características del tránsito que va-  
a circular por ellas. Dichas características establecen a la vez -  
los elementos a que debe estar supeditado el proyecto, con el obje-  
to de que al terminarse la obra queden debidamente satisfechas las  
necesidades del tránsito durante un cierto período de tiempo que es  
generalmente de 20 años. Cuando las citadas características no se-  
conocen, o se conocen en una forma parcial, deberán predecirse por  
medio de la comparación con otras vías similares. Los elementos a-  
los que nos referimos son los siguientes:

Velocidad directriz, que es aquella que se selecciona pa-  
ra el proyecto y que relaciona entre sí las características físicas  
de una vía, que influyen en el movimiento de los vehículos. También  
se puede definir como la máxima velocidad constante que pueden man-  
tener los vehículos en un tramo de vía, cuando las características  
físicas de la vía son los únicos factores que gobiernan la seguri-  
dad de sus usuarios.

Promedio de velocidades de marcha, es el promedio de las

velocidades medias de marcha de todos los vehículos que recorren un tramo de vía determinado bajo las condiciones imperantes. Este valor puede determinarse en la práctica con la media aritmética de las velocidades instantáneas de los vehículos que pasan por un punto del tramo de vía, considerado como representativo y bajo las condiciones deseadas. Este valor es el que se usa para proyectar las calzadas auxiliares, donde evidentemente las velocidades serán menores, así como en los ramales de enlace, carriles de cambio de velocidad, etc., el citado valor variará de acuerdo con el volumen del tránsito, por lo que se hace necesario indicar si ocurre a volúmenes de tránsito máximos o menores. En la tabla No. 1 se presentan valores de la velocidad directriz recomendada en los Estados Unidos para distintos tipos de vías y sus respectivos promedios probables de velocidades de marcha.

Se llama velocidad de operación a la máxima velocidad media de marcha a que un conductor puede hacer circular su vehículo por una vía dada con cierto volumen de tránsito. Generalmente su valor es de unos 8 kilómetros por hora mayor, que el promedio de velocidades de marcha para el volumen dado.

#### Volumen directriz.

Es el volumen de tránsito que se emplea para proyectar una vía. En los Estados Unidos se considera que el volumen directriz apropiado, tanto para vías rurales como urbanas, es el trigésimo de la serie de volúmenes de tránsito horarios que circularan-

**TABLA No. 1 VELOCIDADES DIRECTRICES RECOMENDADAS EN LOS ESTADOS UNIDOS PARA DISTINTOS TIPOS DE VIAS.**

**CARRETERAS TRONCALES**

Topografía	Promedio de Velocidades de Marcha km/h		
	Velocidad Directriz km/h	Volumen de tránsito menor que la mitad de la capacidad --- práctica de la vía.	Volumen de tránsito (horas de mayor circulación)
Terreno llano....	95-110	72-80	72-80
Terreno ondulado.	80-95	64-72	64-72
Terreno montañoso	65-80	56-64	56-64

**CARRETERAS SECUNDARIAS Y CAMINOS VECINALES**

	Velocidad Directriz km/h		
	Tránsito promedio diario v/h +		
	Menos de 100 (mínimo)	de 100 a 400	de 400 a 1.000
Terreno llano....	65	70-90	80-95
Terreno ondulado.	50	55-70	65-80
Terreno montañoso	30	40-55	50-65

**VIAS URBANAS**

Tipo de vía	Promedio de Velocidad de Marcha km/h		
	Velocidad Directriz km/h	Volumen de tránsito menor que la mitad de la capacidad --- práctica de la vía.	Volumen de tránsito máximo (horas de mayor circulación)
Autopistas.....	80-95	64-80	50-56
Vías expresas con limitación parcial de accesos.....	65-95	56-72	40-56
Calles colectoras...	50	Generalmente no son críticos	
Calles locales.....	40	no son críticos	

+ El T.P.D. corresponde a volúmenes de tránsito futuros que se suelen estimar para 20 años después de la construcción de la vía.

por la vía considerada en un futuro, ordenados en escala descendiente. En vías de poca circulación el valor del tránsito promedio diario (T.P.D.) puede tomarse como volumen directriz y en caminos de gran movimiento de vehículos en cortos períodos del año, pudiera ser suficiente el volumen correspondiente a la hora 80 a la 100.

Con el objeto de que la vía proyectada continúe prestando un servicio eficiente por un período de tiempo que generalmente se recomienda de 20 años, el volumen directriz deberá considerarse para esos 20 años. Si se emplea el volumen horario trigésimo como volumen directriz, deberá determinarse la relación entre éste y el T.P.D. con datos presentes y calcular el volumen trigésimo futuro aplicando a esa relación el T.P.D. futuro. Se ha encontrado que la relación entre el volumen directriz y el T.P.D., se conserva constante año con año siempre y cuando no cambie la función de la vía considerada.

Para poder predecir el T.P.D. futuro se deberán considerar los siguientes factores: 1).- Tránsito presente en la vía considerada si existe.- 2).- Tránsito existente en otras vías que atraerá la vía proyectada.- 3).- Crecimiento normal del tránsito en el país o región donde se proyecta la vía.- 4).- Tránsito que generará la vía nueva o mejorada y que no existía por no haber una vía adecuada que lo estimulara y 5).- Tránsito que se creará como consecuencia del desarrollo económico que producirá la construcción de una vía o la mejora de una existente.



Con el objeto de que la vía que se construye nos preste un servicio adecuado durante un período de tiempo determinado y -- que a la vez no se hagan inversiones excesivas en su construcción-- que no sean aprovechadas debidamente, se recomienda que la obra se haga por etapas, es decir construiremos una vía que nos permita sa tisfacer las necesidades del tránsito durante un período de 20 años y a la vez deberemos dejar preparada la obra para que si a los 20-años nos es insuficiente, poder llevar a cabo ampliaciones que nos permitan solucionar el problema futuro.

#### Distribución del tránsito por sentidos.

El volumen directriz generalmente se expresa en vehícu-- los por hora circulando por ambos sentidos; sin embargo, general-- mente el tránsito en un sentido es diferente al otro durante las - horas de máximo movimiento, por lo que se deberá trabajar con el - volumen directriz correspondiente a un solo sentido, haciéndose ne cesario conocer el porcentaje del tránsito que circula en el senti do predominante durante las horas de máximo volumen, lo cual puede determinarse efectuando recuentos de tránsito en una vía paralela a la que se proyecta o en ella misma si existe.

#### Composición del tránsito.

En vista de que por una vía podrán circular vehículos de diferentes tamaños y pesos y con distintas características de operación, deberemos conocer los datos sobre la composición del trán- sito con el objeto de determinar debidamente los detalles geométri

cos de la vía. De dichos datos, los que más nos interesan son dos:

1) el porcentaje de camiones y 2) el vehículo tipo para proyectar.

I.- En virtud de que los camiones debido a su tamaño nos reducen la capacidad de las vías, es muy importante que conozcamos su porcentaje, especialmente cuando existen rampas largas; dicho porcentaje deberá obtenerse para los volúmenes de horarios máximos, excluyéndose del mismo a las camionetas y camiones ligeros de cuatro ruedas, cuyas características se acercan más a las del automóvil.

II.- Las características geométricas de las vías deben -- proyectarse de acuerdo con las dimensiones y radio de giro de un -- vehículo tipo, seleccionado de acuerdo con la composición del tránsito. La American Association of State Highway Officials (A.A.S.H.O.), ha determinado cuatro tipos fundamentales de vehículos para -- proyectar, denominados respectivamente "P", "SU", "C43" y "C50" cu -- yas dimensiones y radios de giro se muestran en las figuras 1 y 2. Estos vehículos exceden en tamaño y limitaciones de maniobra a la -- mayoría de la clase que representan y la conveniencia de su empleo ha sido demostrado ampliamente en la práctica. El vehículo tipo -- que deberá usarse en el proyecto, es el mayor de los cuatro que re -- presente un porcentaje significativo del tránsito que circulará -- por la vía en estudio; sin embargo sus intersecciones con otras -- vías, requieren estudios independientes que pueden determinar el -- empleo de distintos vehículos representativos para ellas.

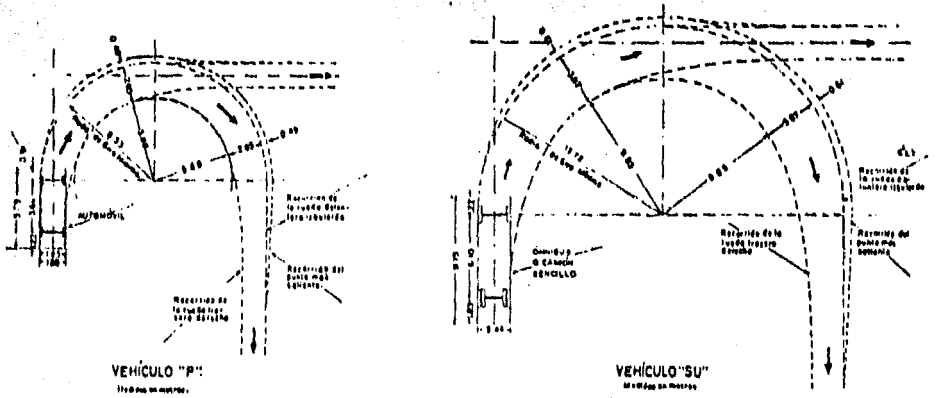


FIG. 1

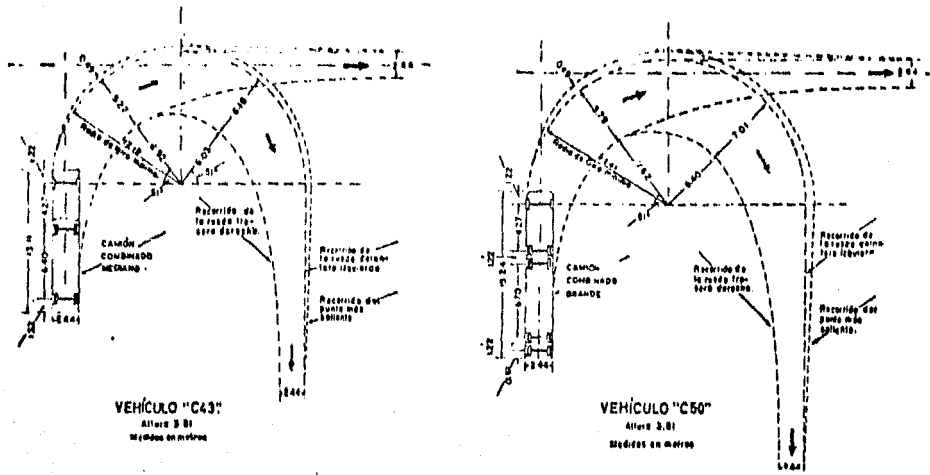


FIG. 2

#### Limitación de acceso.

Los accesos a una vía son indispensables ya sea para ser vicio de los predios con frente a la misma o para las intersecciones con otras vías, dependiendo su número y espaciamiento de las características de la vía que se proyecta. En vías con poco tránsito se permitirá mayor número de accesos y a más corta distancia -- uno de otro, ya que los mismos aumentan el peligro de accidentes, y disminuyen la velocidad de tránsito. En las vías rápidas de circulación continua es donde podremos aplicar en forma más conveniente la limitación de accesos, ya que las mismas están destinadas, primordialmente, a conducir un gran volumen de tránsito a altas velocidades y a distancias relativamente largas. Un problema que se nos presenta como consecuencia de lo anterior y que debemos considerar antes de proyectar una vía es el del trastorno que se va a causar al sistema de comunicación que existe en la zona antes de su construcción.

Otros datos referentes al tránsito que debemos de considerar para el proyecto de vías son: 1).- Volúmenes de peatones y situación de sus cruces; 2).- Volúmenes de tránsito en intersecciones; 3).- Tipo, ubicación y naturaleza de los lugares para estacionar y 4).- Método para regular el tránsito durante la construcción.

#### Ejemplo:

Los elementos básicos relativos al tránsito para proyectar una vía rápida de circulación continua, pueden expresarse de la siguiente manera:

Velocidad directriz.....	80 km/h
Tránsito Promedio Diario.....(1964).	14,500 V/h
Tránsito Promedio Diario.....(1984).	32,300 V/h
Volumen Directriz.....	4,300 V/h
Proporción de Camiones.....	14 %
Tránsito en el Sentido Predominante.	65 %
Vehículo Representativo.....	C43
Limitación de Acceso.....	Completa.

#### DISTANCIAS VISIBLES

Otros de los elementos que deberemos considerar al proyectar una vía rápida, son sus distancias visibles que aunque no dependen directamente del tránsito, ejercen una fuerte influencia sobre éste pues determinan sus velocidad, restringen la capacidad de las vías de dos y tres carriles y constituyen un factor importante en los accidentes de tránsito. Se llama distancia visible a la longitud máxima de vía o camino que puede ver un conductor en tiempo normal y con buenas condiciones de iluminación. Existen tres clases de distancias visibles: De parada, para adelantar y transversal.

##### 1).- Distancia visible de parada.

Es la distancia que necesita un vehículo que se mueve a la velocidad directriz o cerca de ella, para detenerse antes de llegar a un objeto que está en la vía. Es la suma de la distancia que recorre un vehículo durante el tiempo de reacción de su conductor, más la distancia de frenado del vehículo. Esta distancia está dada por la formula.

DVP = Distancia visible de parada en metros

V = Velocidad directriz de la vía en kilómetros por hora.

- t = Tiempo de reacción del conductor en segundos más la demora en aplicar los frenos (que se suelen tomar, en total, como 2.5 segundos en vías rurales y de 0.75 a 1 segundo en vías urbanas).
- f) = Coeficiente de rozamiento longitudinal.
- r) = Rampa de la vía en metro por metro (negativa si es pendiente).

En la tabla No. 2, se presentan los valores mínimos de la distancia visible de parada recomendados por la "AASHO" para vías rurales con pavimento húmedos (Caso crítico) y adaptados al sistema métrico. Estas distancias se miden desde el ojo del conductor que se supone está a 1.37 metros sobre el pavimento hasta un objeto de 10 centímetros de alto que esté en la carretera. Como la tendencia de los automóviles modernos es a ser mas bajos, se cree que deben proporcionarse distancias visibles mayores que las indicadas en la tabla.

En la tabla No. 3, de la "AASHO" se muestra el efecto de las rampas y pendientes sobre las distancias visibles de parada. En todos los puntos de una vía las distancias visibles deben ser siempre superiores a los valores mínimos de las tablas Nos. 3 y 4, si se mantiene la velocidad directriz en todo su largo. En caso contrario habría que establecer limitaciones de velocidades.

2).- Distancia visible para adelantar.

Es la distancia mínima necesaria para efectuar con seguridad la maniobra de adelantamiento en una vía de dos o tres carriles, cuando la velocidad de todos los vehículos está de acuerdo con

TABLA 2.- DISTANCIAS VISIBLES MINIMAS DE PARADAS RECOMENDADAS  
PARA VIAS RURALES (PAVIMENTOS HUMEDOS)

Velocidad Directriz	Velocidad Supuesta- para las- Condiciones	Reacción y Aplica- ción de Frenos		Coeficiente de Rozamiento.	Distancia de Frena- do a Ni-- vel	Distancia Visible de Parada.		
		Tiempo	Distancia Recorrida			Calculada	Redondeada para Pro-- yectar	
km/h	km/h	s	m			m	m	
20	..	..	..	...	..	..	20 +	
30	..	..	..	...	..	..	35 +	
40	..	..	..	...	..	..	50 +	
50	47	2.5	33	0.36	24	57	60 +	
65	59	2.5	41	0.33	41	82	80	
80	70	2.5	49	0.31	62	111	110	
95	82	2.5	57	0.30	98	145	150	
110	92	2.5	64	0.20	115	179	180	

+ Para curvas en ramales de intersecciones.

PROCEDENCIA: "A Policy on Geometric Design of Rural Highway", "American Association  
of State Highway Officials", Washington, D.C., E.U.A.; 1954.

**TABLA 3.- EFECTOS DE LAS RAMPAS Y PENDIENTES EN LAS  
DISTANCIAS VISIBLES DE PARADA  
(Pavimentos Húmedos)**

Velocidad Directriz km/h	Velocidad Supuesta- para las- Condiciones km/h	Corrección para las distancias visibles m.					
		Disminución para rampas (subiendo) de:			Aumento para pendientes (bajando) de:		
		3 %	6 %	9 %	3 %	6 %	9 %
50	47	.	3	6	3	6	9
65	59	3	6	9	3	9	15
80	70	6	9	.	6	15	..
95	82	9	15	.	9	25	..
110	92	12	20	.	15	35	..

PROCEDENCIA: "A Policy on Geometric Design of Rural Highway"  
A.A.S.H.O.

**TABLA 4.- MINIMAS DISTANCIAS VISIBLES PARA ADELANTAR  
CORRESPONDIENTES A CARRETERAS A NIVEL.**

Velocidad Directriz km/h	50	65	80	95	110
Distancia visible mínima para adelantar en m.					
Carreteras de 2 carriles	250	390	520	600	690
Carreteras de 3 carriles	...	...	370	420	480

PROCEDENCIA: "A Policy on Geometric Design of Rural Highway"  
A.A.S.H.O.



la velocidad directriz de la vía. Las distancias mínimas para adelantar recomendadas por la "AASHO" están dadas por la tabla No. 4 y se miden desde el ojo del conductor a 1.37 metros sobre el pavimento, hasta un objeto que tenga una altura de 1.37 metros sobre la superficie de la vía.

3).- Distancia visible lateral.

Es importante proporcionar no solamente una buena visibilidad en el sentido longitudinal de la carretera sino también se deberá proporcionar una buena visibilidad lateral, especialmente cuando se llega a las intersecciones.

En el caso de las vías rápidas de circulación continua no tendremos este problema.

Trazado en planta.

El trazado en planta de las vías está compuesto de alineaciones rectas y curvas, las curvas son generalmente circulares, aun que muchas veces se colocan curvas de transición en los extremos de las mismas para facilitar la circulación del tránsito.

1).- Curvas y peraltes.

Cuando un vehículo recorre una curva a cierta velocidad está sometido a la acción de una fuerza centrífuga cuyo efecto se contrarresta por una inclinación transversal que se le da a la Calzada de la vía, hacia el interior de la curva, denominada peralte (que produce una componente del peso del vehículo contraria a la fuerza centrífuga) y por el rozamiento de sus ruedas contra el pa-

vimiento. La fórmula que liga estos factores es la siguiente:

$$R = \frac{v^2}{127 (e + f)}$$

Donde:

R = radio de la curva de la vía en metros.

V = velocidad del vehículo en kilómetros por hora.

e = peralte en metros por metro.

f = coeficiente de rozamiento transversal.

Si V representa la velocidad directriz de una vía, el peralte necesario en cualquier curva estará dado por la expresión siguiente de la fórmula anterior.

$$e = 0.00787 \frac{v^2}{R} f$$

La "AASHO" recomienda que se usen en los proyectos como valores máximos los siguientes coeficientes de rozamiento transversal.

Velocidad, km/h.....	35	50	65	80	95	110
Coefficiente de rozamiento-transversal.....	0.37	0.16	0.15	0.14	0.13	0.12

El peralte máximo absoluto recomendado para zonas donde no existe el problema de hielo y nieves es de 0.12, donde sí existen este problema el mínimo debe ser 0.08 y como valor general para todos los casos 0.10.

Existe la tendencia generalizada entre muchos ingenieros

competentes a usar como máximo el coeficiente de 0.10 aún en casos en que no haya hielo o nieve, debido al efecto nocivo que causan - las inclinaciones excesivas de los pavimentos en los vehículos lentos. En las regiones libres de hielo y nieve deberá usarse normal- mente peralte máximo de 0.10 que es mejor para la circulación de - los vehículos y reservar el valor de 0.12 para casos extremos.

El radio mínimo de una curva está limitado por el peralte máximo que es posible dar a la calzada. Este radio mínimo se puede determinar aplicando la fórmula:

$$R = \frac{v^2}{127 (e + f)}$$

Y sus valores se presentan en la siguiente tabla:

TABLA 5.- RADIOS MINIMOS EN METROS RECOMENDADOS PARA CURVAS HORIZONTALES

Velocidad directriz en kilómetros por hora.

Peralte Máximo- m/m	35	50	65	80	95	110
0.12	33	70	123	194	284	397
0.10	36	76	133	210	309	433
0.08	39	82	144	230	338	476

En vista de que la mayoría de los conductores recorren - las curvas suaves a mayores velocidades que las fuertes, la "AASHO" recomienda que no se usen los valores máximos de los coeficientes- de rozamiento lateral para calcular peraltes inferiores a los máxi- mos.

Hay la creencia de que en las vías urbanas, no deben tener peralte. Es verdad que en muchas de las mismas a veces es imposible proyectar peraltes apropiados, debido a las frecuentes intersecciones de distintas calzadas; sin embargo, los vehículos que circulan por ellas, aunque generalmente van a menores velocidades, -- también están sometidas a las leyes físicas así como los que recorren las vías rurales. En el caso de las vías rápidas de circulación continua cuando se trata de vías urbanas no se tiene el problema de las intersecciones, por lo que podrán proyectar siguiendo exactamente los métodos descritos.

## 2).- Transiciones.

Como se ha visto, el trazado de los caminos está compuesto de rectas y curvas generalmente circulares. Cuando éstas se conectan directamente con las rectas, hay un cambio brusco en el trazado de la vía: de curvatura nula (recta), a cierta curvatura (curva circular). A este cambio brusco no puede adaptarse la trayectoria de los vehículos, cuyas variaciones de curvatura se realizan en forma gradual. En consecuencia, es necesario intercalar curvas de transición entre ellas.

Como ejemplo de transiciones tenemos la espiral oclotoide, la parábola cúbica, la lemniscata de Bernoulli y curvas circulares compuestas, la longitud necesaria de curva de transición está en relación inversa con el radio de curvatura de la curva circular y en relación directa con la velocidad directriz.

Las curvas de transición son ideales para hacer en ellas también la transición del peralte. En caso de no existir curvas es recomendable que de un 60 % a un 80 % de esa transición se haga en la recta. Únicamente como una guía se presenta en la tabla No. 6 - las longitudes mínimas de espiral recomendadas por la "AASHO".

Actualmente se están usando mucho las curvas circulares-compuestas de diferentes radios en substitución de espirales o lemniscatas, en vista de que son más sencillas de calcular y replantear y que conservan mejor el paralelismo entre diferentes alineaciones en vías de muchos carriles. Pueden calcularse de manera que difieran en más de tres centímetros del espiral correspondiente, lo cual podemos considerar bastante aproximado.

### 3).- Sobreancho de la calzada en las curvas.

Cuando un vehículo recorre una curva ocupa un ancho mayor que en las rectas, en vista de que sus ruedas traseras no siguen exactamente la trayectoria de las delanteras debido a la rigidez de la base del vehículo, y porque sus conductores no pueden guiarlos con tanta exactitud como en las rectas. Como consecuencia de esto, hay que ensanchar la calzada de las vías en curvas y a este ancho adicional se le denomina sobreancho.

Los factores que determinan la necesidad del sobreancho y su magnitud son: el radio de la curvatura, el ancho de la calzada y la velocidad directriz de la vía. En la tabla No. 7, se presentan valores recomendados de sobreancho siguiendo procedimientos se

TABLA 6.- VALORES DE LOS PERALTES Y LONGITUDES MINIMAS DE SUS TRANSICIONES O CURVAS ESPIRALES RECOMENDADA  
PARA PROYECTAR DE ACUERDO CON EL CRITERIO DE LA "A.A.S.H.O." PERALTE MAXIMO 0.10 m/m.

R	a	V = 50		V = 65		V = 80		V = 95		V = 110		
		L		L		L		L		L		
		2 Carr.	4 Carr.	2 Carr.	4 Carr.	2 Carr.	4 Carr.	2 Carr.	4 Carr.	2 Carr.	4 Carr.	
1,000	BN	0	0	BN	0	0	BN	0	0	BN	0	0
1,000	BN	0	0	BN	0	0	BN	0	0	PM	55	55
1,000	BN	0	0	BN	0	0	PM	50	50	PM	55	55
1,000	BN	0	0	PM	40	40	PM	50	50	PM	55	55
1,000	BN	0	0	PM	40	40	0.014	50	50	0.019	55	55
1,500	BN	0	0	0.016	40	40	0.021	50	50	0.029	55	55
1,000	PM	30	30	0.023	40	40	0.031	50	50	0.040	55	55
900	PM	30	30	0.026	40	40	0.035	50	50	0.044	55	60
800	0.018	30	30	0.030	40	40	0.039	50	50	0.050	55	70
700	0.021	30	30	0.034	40	40	0.045	50	50	0.057	55	75
600	0.024	30	30	0.039	40	40	0.052	50	55	0.066	60	85
500	0.028	30	30	0.045	40	45	0.062	50	70	0.078	70	100
150	0.031	30	30	0.048	40	50	0.068	55	75	0.085	75	110
100	0.034	30	30	0.052	40	55	0.076	55	80	0.092	80	115
350	0.039	30	30	0.058	40	60	0.083	60	90	0.097	80	120
300	0.045	30	35	0.066	45	65	0.091	65	100			
250	0.052	30	45	0.076	50	75	0.100	70	110	0.100	80	120
200	0.062	35	50	0.087	60	85						
180	0.067	40	55	0.091	60	90	0.100	75	110			
160	0.073	40	60	0.096	60	90						
150	0.076	40	60	0.098	65	95						
140	0.079	45	65	0.099	65	95						
130	0.082	45	70									
120	0.086	50	70	0.100	65	100						
110	0.090	50	75									
100	0.094	50	75	R min. = 133 m.								
95	0.096	55	80									
90	0.098	55	80									
85	0.099	55	85									
	0.100	55	85									
	R min. = 76 m.											

R = Radio de la curva circular en m  
V = Velocidad directriz de la vía en km/h  
a = Peralte recomendado en m/m.  
L = Longitud de la Transición del peralte o de curva espiral en m.  
BN = Bombeo normal (sin alterar)  
PM = Peralte mínimo que resulta de inclinar toda la calzada con una pendiente transversal igual al bombeo normal.

OBSERVACIONES: Los valores de la Tabla 6, se han calculado de acuerdo con un peralte máximo de 0.10 m/m que se recomienda en general en regiones donde no hay problemas apreciables de hielo y nieve. En casos muy extremos y en igual clima pudiera emplearse un peralte máximo de 0.12 y usar los radios mínimos indicados en la Tabla 5.

mi empíricos establecidos por la "AASHO", de acuerdo con los tres factores mencionados.

Estos sobreanchos se localizan generalmente en el lado interior de la curva y de preferencia a lo largo de la transición del peralte, siguiendo una curva suave.

TRAZADO EN PERFIL

Al igual que el trazado en planta, el trazado en perfil de las guías se compone de rectas y curvas pero estas últimas son generalmente parábolas. El perfil de una vía ejerce una gran influencia sobre el tránsito que circula sobre ella y es un factor que limita la capacidad de la propia vía.

TABLA 7.- SOBREENCHOS EN METROS PARA CALZADAS DE DOS CARRILES DE CIRCULACION EN EL MISMO SENTIDO O EN SENTIDOS CONTRARIOS.

Radio de Curva en Metros	Ancho de la Calzada									
	6.00 Metros					6.60 Metros			7.20 M.	
	Velocidad Directriz km/h					Vel. Dirc. en km/h			Vel.Dir.	
	50	65	80	95	110	50	65	80	50	km/h
500	0	0	0	0.50	0.60	0	0	0		0
400	0	0	0.50	0.60	0.70	0	0	0		0
350	0	0.50	0.60	0.70		0	0	0		0
300	0	0.50	0.70	0.70		0	0	0		0
250	0.50	0.60	0.70			0	0	0		0
200	0.60	0.70	0.80			0	0	0.50		0
150	0.70	0.80				0	0.50			0
125	0.80	0.90				0.50	0.70			0
100	1.00					0.70				0
80	1.10					0.80				0.50
70	1.20					1.00				0.70

**OBSERVACIONES:** Los sobreesanchos no han calculado con los procedimientos recomendados por la "AASHO", en su publicación "A Policy on Geometric Design on Rural Highways". - El sobreesancho práctico mínimo se considera que es de 0.50 m y para radios mayores de 500 metros no se aconseja usar sobreesanchos. El vehículo usado para hacer los cálculos fue el representativo "SU" de la entidad mencionada que es el apropiado para la inmensa mayoría de los casos. En calzadas de más de dos carriles el ensanche debe hacerse proporcionalmente al número de carriles.

1).- Rampas y pendientes.

Las rampas (subiendo) y pendientes (bajando) de las calzadas se suelen expresar por la relación entre la diferencia de nivel entre dos puntos de su eje y su distancia horizontal; o bien, por el porcentaje que es ese desnivel de la distancia horizontal correspondiente. Las rampas y pendientes máximas que se recomiendan para las vías están gobernadas por su influencia en la velocidad de los camiones. A continuación se presentan las rampas y pendientes máximas recomendadas por la "AASHO" para carreteras troncales.

Velocidad directriz, km/h....	50	65	80	95	110
Rampa o pendiente máxima, por elemento.....	6-8	5-7	4-6	3-6	3-5



Los valores mayores de las rampas y pendientes para cada velocidad directriz están más indicados para terrenos montañosos y para ramales de enlace en intersecciones. En vías urbanas las rampas y pendientes máximas deben de ser comparables a las de la tabla No. 8. Aunque los factores que gobiernan las rampas y pendientes son más rígidos en las vías urbanas, éstas pueden llegar al 12 % especialmente en calles locales.

2).- Longitud crítica de las rampas.

La marcha de los vehículos no sólo se ve afectada por la inclinación de las rampas sino también por su largo. Estas empiezan a hacer que se reduzcan la velocidad de los camiones cargados en forma indeseable cuando su longitud alcanza valores críticos. La "AASHO" considera que la longitud crítica de una rampa es la que causa una reducción de 24 kilómetros por hora en la velocidad de un camión seleccionado que va al promedio de velocidades de tránsito y que circula por la vía antes de llegar a la rampa. De acuerdo con este criterio, las longitudes críticas de las rampas, cuando sus tramos continuos de vías son a nivel o casi horizontales, son las siguientes:

Rampa en por ciento.....	3	4	5	6	7	8
Longitud crítica de rampa en metros.....	490	330	240	200	170	150

Cuando es imposible evitar las longitudes críticas de rampas en vías de dos carriles, es necesario añadir un carril más-

en el tramo crítico para que los camiones puedan subir la rampa sin entorpecer la marcha de los vehículos más rápidos. A estos carriles se les llama carriles de subida.

En la tabla No. 8 se presentan las condiciones mínimas sugeridas por la "AASHO" para justificar el empleo de los carriles de subida.

TABLA 8.- CONDICIONES MINIMAS QUE JUSTIFICAN EL EMPLEO DE CARRILES DE SUBIDA EN CARRETERAS DE DOS CARRILES CUANDO LA LONGITUD DE LAS RAMPAS ES SUPERIOR A LA CRITICA

Porcentaje de Camiones en el Volumen Directriz.	Volumen Horario Directriz Mínimo que Requiere Carriles de Subida.	
	Carreteras Principales	Otras Carreteras
5	450	500
10	300	400
20	200	300
30	150	200

3).- Curvas verticales.

Los tramos rectos de las rasantes de las vías se unen entre sí por medio de curvas verticales. En los EE.UU. estas curvas son tramos de parábolas que se identifican por su longitud y varían también con la diferencia algebraica de las rampas o pendientes de las alineaciones que conectan. La longitud mínima de la curva vertical puede calcularse con la siguiente fórmula:

$$L = KA$$

Donde:

L = Longitud de la curva vertical en metros.

KA = Una constante que depende de las distancias visuales.

bles y de las características geométricas de la curva parabólica.

A = La diferencia algebraica de las rampas y pendientes. Las rampas se consideran positivas y las pendientes negativas.

La longitud mínima de las curvas verticales (excepto cuando los cambios son muy bruscos) dependen generalmente de las distancias visibles de parada o para adelantar en el caso de las curvas convexas y de las distancias iluminadas con los faros de los vehículos en el caso de curvas cóncavas.

Los valores de KA de la fórmula anterior aparecen en la tabla No. 9 de acuerdo con tres factores. Cuando los cambios de rasante son pequeños y las distancias visibles no están limitadas por el trazado en perfil, la longitud mínima de las curvas verticales en metros debe ser igual a la mitad de la velocidad directriz de la vía en km/h.

TABLA 9.- VALORES RECOMENDADOS DE LA CONSTANTE K PARA CALCULAR CURVAS VERTICALES

Velocidad Directriz de la Vía km/h	Valores de K para proporcionar Distancia Visibles de Parada Adecuadas (Curvas Convexas)	Valores de K para proporcionar Distancias Visibles para adelantar (Curvas Convexas)		Valores de K para proporcionar Distancias Seguras Iluminadas por los faros de los Vehículos (Curvas Cóncavas)
		2 Carriles	3 Carriles	
25	1.8	...	...	...
30	2.6	...	...	...
40	5.1	...	...	...
50	9.0	61	...	11.0
65	16.0	146	...	16.0
80	25.5	241	120	21.5
95	45.5	326	159	31.0
110	72.0	427	206	40.5

## ELEMENTOS BASICOS DE LA SECCION TRANSVERSAL DE LAS VIAS

Uno de los problemas que requiere más atención de la ingeniería vial es sin duda el proyecto de la sección transversal de las vías, ya que de ésta depende en gran parte la capacidad de una carretera o calle; pero al mismo tiempo las proporciones de la sección transversal repercuten poderosamente en el costo de la vía. Sin embargo, dada la dificultad que hay para modificar las dimensiones de la sección transversal de una vía, después de contruida, especialmente en zonas urbanas, éstas se deben proyectar con ampliación del porvenir, a veces es posible construir en el momento lo estrictamente necesario y hacer posible para los futuros ensanches fáciles y económicos.

### 1).- Carriles y Bermas.

Llamamos carriles a las fajas de la calzada que pueden acomodar una sola fila de vehículos de cuatro o más ruedas, Bermas; son las porciones contiguas a las calzadas para estacionar vehículos, transitar en casos de necesidad urgente y servir de soporte lateral a las zonas de circulación.

El ancho necesario de los carriles para la circulación de los vehículos depende de tres factores fundamentales:

- 1).- Ancho máximo de los vehículos que es generalmente de 2.00 metros para automóviles y 2.50 metros para camiones.

2).- Espacio lateral que dejan los vehículos entre sí o a obstáculos fijos por razones de seguridad. Este espacio suele estar comprendido entre 0.75 metros y aumenta con la velocidad de los vehículos y con las irregularidades de la vía. También es mayor con respecto a un vehículo en movimiento que a un vehículo parado u obstáculo fijo y mucho mayor entre vehículos que van en sentido contrario.

3).- Volumen de tránsito en la vía. En las vías de poca circulación los carriles estrechos no causan grandes inconvenientes, pues en los raros casos en que se encuentran dos vehículos anchos, éstos pueden reducir su velocidad momentáneamente para pasar con mayor seguridad y en casos extremos uno de ellos puede detenerse y hasta salirse un poco de la calzada. Estas operaciones son inaceptables en vías de volúmenes apreciables.

Se recomienda usar carriles no menores de 3.30 metros de ancho, siendo preferibles de 3.60 metros en carreteras de alta velocidad y caminos de baja velocidad con un alto porcentaje de camiones. En vías urbanas no expresas, los carriles de 3.30 metros y aún de 3.00 metros se consideran satisfactorias.

Tan inaceptables resultan los carriles angostos como los carriles demasiado anchos, ya que en aquellos se provoca una gran tensión nerviosa en el conductor, causando accidentes y disminuyen

do la capacidad de las vías y en estos últimos se permite demasiada libertad en el movimiento de los vehículos e induce a los conductores a tratar de pasar su vehículo entre dos carriles.

Actualmente se recomienda que todos los caminos con volumen directriz superior a 100 V/h tengan bermas utilizables por los vehículos. En carreteras importantes, es conveniente que los vehículos que sufran desperfectos mecánicos puedan estacionarse en la berma sin estorbar en absoluto el tránsito que circula por la calzada.

En la tabla No. 10, se muestran los anchos mínimos de carriles y bermas recomendables.

TABLA 10.- ANCHOS MINIMOS EN METROS DE CARRILES Y BERMAS PARA DISTINTOS TIPOS DE VIAS.

VIAS RURALES						
Número de carriles.....	2		2		2 o más	
Categoría de la vía....	Baja		Intermedia		Alta	
Carriles de circulación	2.75		3.00-3.30		3.60	
Bermas utilizables.....	1.20-1.80		2.50		3.00	
VIAS URBANAS						
	Calles Colectoras			Calles Locales		
	Vías Expre- sas.	Arte rias	Resi- den- cias Unf.	Otras.	Resi- den- cias Unf.	Otras.
Carriles de circulación..	3.60	3.30	3.00	3.30	3.00	3.30
Carriles de estacionamien- to o bermas utilizables..	3.00	3.00	3.00	3.00	2.50++	3.00

+ La parte utilizable de las bermas no incluye su borde redondeado.

++ El estacionamiento puede limitarse a un lado cuando los volúmenes de tránsito son pequeños.

Es necesario mantener las bermas en buen estado de conservación y limpieza, pues cuando esto no sucede los conductores no se atreven a acercarse a sus vehículos al borde de la calzada, reduciéndose con ello, el ancho efectivo de la misma y por ende su capacidad. En la tabla No. 11, se presentan los espacios libres mínimos que debe haber a ambos lados de las calzadas.

TABLA 11.- ESPACIOS MINIMOS RECOMENDADOS A AMBOS LADOS DE LAS CALZADAS DE LAS VIAS

Obstáculo	Distancia en m desde el Borde de la calzada.	
	Mínima	Deseable
Bordillo Barrera continuo +..	0.30	0.60
Bordillo Barrera intermitente	0.60	0.90
Bordillo Barrera alto.....	0.75	1.80
Defensa lateral.....	0.90	1.80
Pretil o baranda.....	1.05	1.80
Estribo o pila.....	1.20	1.80
Arboles, postas, etc.....	4.50	...

## II.- Bordillos.

Se les da tal denominación a las piezas de piedra u hormigón verticales o inclinadas que se colocan a ambos lados de las calzadas de las vías. De acuerdo con su función, se puede clasificar los bordillos, en tres tipos:

1).- Bordillos traspasables.- Son los que tienen como fin dificultar algo la salida de los vehículos de la calzada, pero pueden ser traspasados fácilmente por los mismos en caso de necesidad urgente. Su talud suele ser de 1 a 1 ó de 2 a 1. Reducen el ancho efectivo de la calzada (por alejarse los vehículos de ellos) -

en unos 20 centímetros de vía, pero la reducción por la noche es nula.

2).- Bordillos Barrera normales.- Son los que se proyectan para evitar que los vehículos que vayan a bajas velocidades -- puedan subir fácilmente a las aceras y atropellar peatones o invadir zonas dedicadas a césped. Tienen de 15 centímetros en adelante, pero no deben pasar de 20 centímetros a fin de que no dañen a los automóviles que se estacionen contra ellos. Por lo tanto los vehículos pueden traspasarlos en caso de necesidad muy urgente, aunque dando fuertes golpes, si no reducen considerablemente su velocidad. Reducen el ancho de las calzadas de 30 a 90 centímetros.

3).- Bordillos Barrera Altos.- Estos son los de más de 20 centímetros de altura y su misión es impedir a toda costa que los vehículos se salgan de la calzada en sitios peligrosos tales como puentes, viaductos o junto a precipicios.

### III.- Aceras y Césped.

Las aceras o banquetas son zonas de las vías o calles reservadas exclusivamente al servicio de peatones y están en general a ambos lados de la calzada. En calles residenciales se suele colocar entre la acera y la calzada una franja de césped a fin de evitar que los peatones se acerquen a la zona de circulación de los vehículos y por razones de estética.

En el caso de las vías rápidas de circulación continua las banquetas se construirán exclusivamente en las calles laterales



#### IV.- Fajas Divisorias y Separadores.

Las porciones de terreno que separan las calzadas de una vía, de más de una calzada, se denominan fajas divisorias. Las que se encuentran entre dos calzadas, con circulación en sentidos opuestos, se llaman fajas divisorias centrales.

El fin principal de una faja divisoria central es separar corrientes de tránsito que circulan en sentidos contrarios. Para ello deben ser perfectamente visibles de día y de noche y tan anchas como sea posible. Se considera que su ancho mínimo absoluto debe ser de 1.20 metros, pero el mínimo apetecible es de 12.00 metros o más.

En carreteras deberán construirse las fajas centrales de más de 4 m. sin bordillos, pero en fajas más angostas es necesario colocar bordillos. En vías urbanas, los bordillos están indicados casi siempre. Si se desea impedir los giros en "U" deben limitarse estas fajas con bordillos barrera (debiendo dar a la calzada el ancho adicional), en caso contrario son suficientes los bordillos -- traspasables.

En vías rápidas de circulación continua deberá haber fajas divisorias centrales de más de 15 m. de ancho, para evitar en forma efectiva los choques de frente. Cuando no se pueda proporcionar este ancho es recomendable la instalación de barreras físicas en la faja, tales como defensas metálicas, cercas, arbustos resistentes, etc., buscando detener un vehículo con un objeto firme, pero elástico, que no cause demasiados daños al vehículo y sus ocupan

tes, ni lo lance de nuevo a la calzada. Dichas barreras aún se encuentran en proceso de experimentación.

Las fajas divisorias también se usan para separar calzadas destinadas al tránsito rápido de otras dedicadas al tránsito local. Estas zonas se denominan fajas divisorias laterales.

En las calles existentes o donde no hay espacio suficiente para construir calzadas independientes separadas por fajas divisorias, se divide longitudinalmente una calzada con un obstáculo estrecho llamado separador a fin de evitar conflictos entre las corrientes vehiculares que van en sentido contrario.

Los carriles contiguos a dichos separadores deberán tener un ancho adicional mínimo de 30 a 75 centímetros.

### CAPITULO III

c).- Tipos de cruces. Selección del cruce para el presente caso.

El cruce en cualquier vía de circulación representa siempre un factor de perturbación de primer orden, tal como lo demuestran las estadísticas de accidentes de tránsito, ya que la mitad de éstos ocurren en los cruces. La magnitud del problema que presenta un cruce depende directamente del número de ramales que coinciden en él, del volumen del tránsito y de la composición del tránsito, incluyendo también a los peatones. Se ha visto que en muchos casos, no obstante que una vía tenga la capacidad y altura adecuadas, la circulación de vehículos a través de ella resulta demasiado lenta por tener un número excesivo de cruces o porque alguno de ellos está mal proyectado. En muchas ocasiones resulta más eficaz el obligar a los vehículos a seguir determinada ruta, desviarse en cierto sentido o describir determinada curva, que el efectuar costosas demoliciones para ensanchar o crear grandes calles.

Los cruces se pueden clasificar, en principio, en dos grupos: cruces simples y cruces en estrella. Es simple, cuando está formado con tres o cuatro ramales únicamente; es decir, una vía con un ramal de entronque o dos vías que se cruzan Fig. # 1; en estrella, cuando se trate de más de cuatro ramales Fig. # 2. Los cruces simples, a su vez, se subdividen en rectos y oblicuos según se forman ángulos rectos o agudos. De acuerdo con el número de inter-

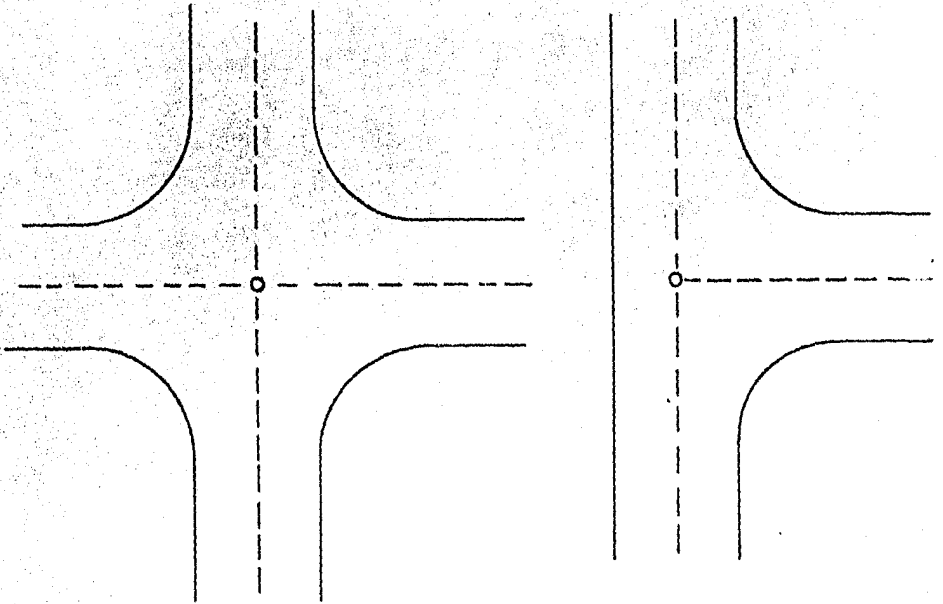


FIG. 1 CRUCES SIMPLS.

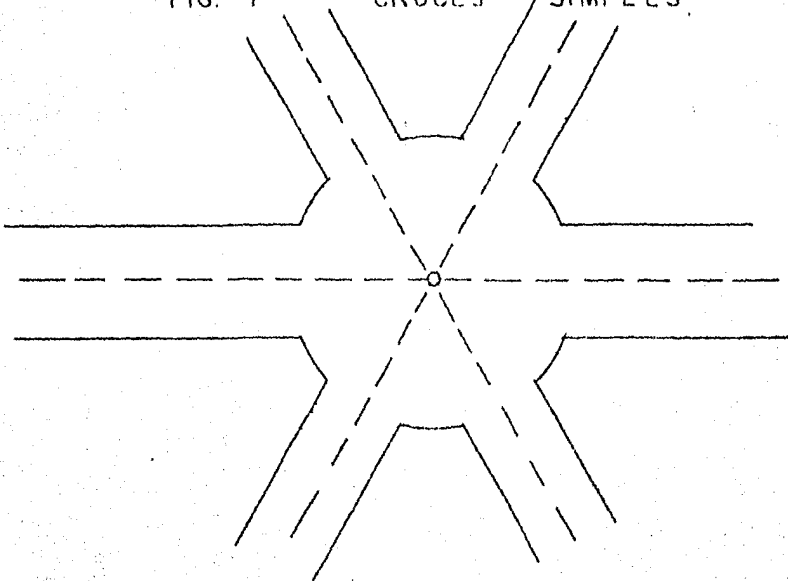


FIG. 2 CRUCES EN ESTRELLA.

secciones que tengan los ejes de los ramales que se cruzan se clasificarán en cruces de uno o varios focos. .

Una forma que nos permite hacer menos peligrosos los cruces consiste en la construcción de chaflanes de varias formas, que puedan llegar hasta la formación de verdaderos ensanches y plazas. Estos no son indispensables en todos los cruces, puesto que, en algunos casos, resultan antieconómicos y la circulación confusa y -- desordenada, por el cambio demasiado frecuente de sección de la vía pública. Por eso se considera conveniente que este tipo de soluciones se aplique en los casos más indispensables. En los cruces oblicuos el chaflanado de las aristas agudas se hace necesario en beneficio de la circulación a fin de evitar curvas demasiado cerradas y también para que las superficies edificadas sean mejor aprovechadas y puedan tener uno o varios focos de convergencia, con las consideraciones ya señaladas para los cruces rectos.

Se denomina bifurcación al cruce de tres vías que forman un ángulo muy agudo siempre y cuando las calles o carreteras tengan igual importancia; confluencia si una de ellas es netamente inferior.

En los cruces en estrella se necesita de mucho espacio para desarrollar un sistema de circulación giratoria, sin que los edificios avancen demasiado hacia el centro formando esquinas de aristas muy agudas que limitarían las visuales libres y harían difícil el intenso tránsito, concentrado en un polo único; la forma de suprimir este inconveniente consiste en fraccionar el cruce es-

telar en varios cruces simples y a recoger el tránsito que llega por las distintas vías en focos apartados del centro.

Las calles afluentes pueden reunirse en polos secundarios distribuidos en torno al cruce central; como soluciones de carácter unitario, simétricas o no; o bien cada tramo de vía tiene su cruce particular y la sucesión de éstos puede obtenerse introduciendo la circulación giratoria y alrededor de un islote o refugio central, total o parcialmente, es decir, manteniendo el doble sentido de marcha, sólo a lo largo de la arteria principal recta.

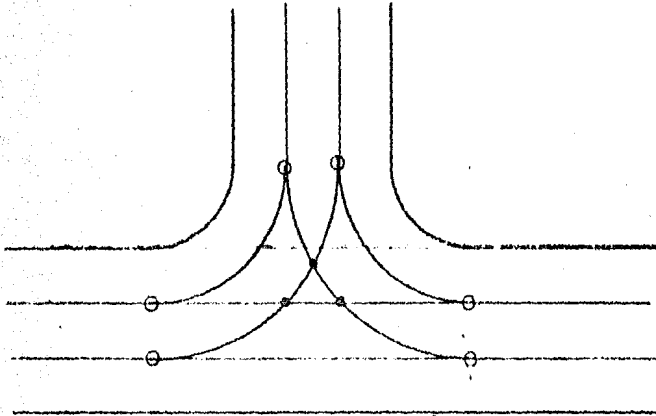
La solución para un cruce cualquiera no puede estudiarse en términos técnicos, si no se procede a individualizar las trayectorias posibles de los vehículos que puedan pasar por él.

Tomemos, por ejemplo, el caso más sencillo de un cruce recto de tres vías y como sentido de circulación tomemos la mano derecha, (Fig. 3) prescrita en nuestro país. Algunos vehículos continuarán su marcha en los dos sentidos, paralelos de la calle continua y otros girarán en ángulo recto, para entrar en la calle perpendicular; o si proceden de ésta, para entrar a la continua. Las trayectorias, naturalmente diversas, definen fajas o bandas que para simplificar podemos agrupar en sus líneas baricéntricas.

En ellas distinguimos tres series de puntos singulares que se definen así:

a).- Puntos de salida de fila, que pueden compararse a las agujas ferroviarias, cuando siguiendo cada vía su dirección estas se apartan una de otra a partir de su punto de confluencia.

FIG. 3 TRAYECTORIAS EN LOS CRUCES RECTOS DE 3 VIAS.



- PUNTOS DE CONFLICTO.
- PUNTOS DE INCORPORACION O SALIDA.

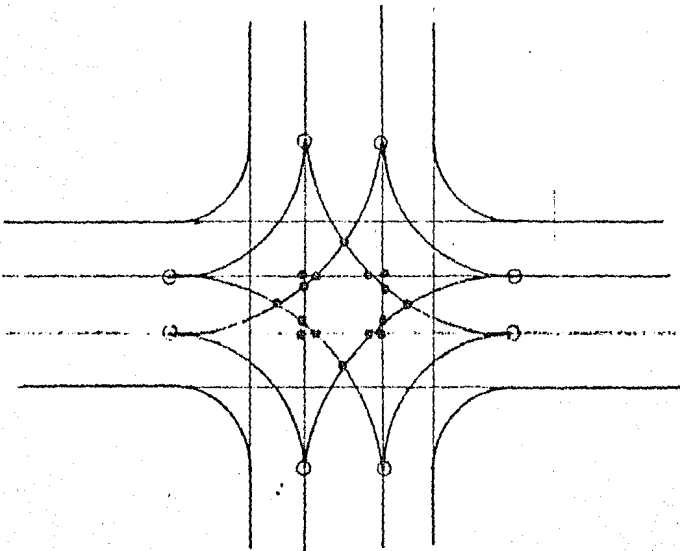


FIG. 4. TRAYECTORIAS EN LOS CRUCES RECTOS DE 4 VIAS.

b).- Punto de entrada en fila; comparable a las agujas ferroviarias, cuando siguiendo cada una su dirección convergen hasta unirse en su confluencia.

c).- Puntos de conflicto; semejantes a las llamadas tijeras de los ferrocarriles.

En la circulación normal de vehículos no serán peligrosos los puntos de salida de fila porque hay obligación de señalarlos con flecha, y el vehículo al girar sale de la columna dejando un sitio libre y a lo sumo obligando al siguiente a acortar la marcha o a desviarse un poco. Igualmente, los puntos de entrada en fila tampoco ofrecen gran peligro, pues el vehículo que ha descrito la curva se incorpora tangencialmente a los que avanzan por la calle a velocidad análoga, y dispone para maniobrar de tiempo suficiente hasta encontrar y ocupar el puesto en que ha de agregarse a la corriente del tránsito.

Los puntos más peligrosos son los de conflicto, en los que convergen las diversas trayectorias con ángulos próximos al recto y en direcciones contrarias. En realidad los conductores de vehículos no son prevenidos en modo alguno en lo que se refiere a estos puntos y pueden encontrar la calle cerrada, de pronto, por otro vehículo procedente de la derecha, de la izquierda y de otras direcciones oblicuas. Además, dada la oposición de las direcciones de marcha, no bastarán pequeñas rectificaciones de velocidad, capaces de superar los puntos críticos antes considerados, sino que hay que recurrir a maniobras bruscas, peligrosas también, para los coches que preceden o siguen.



Pero hay algo más; los puntos de salida y entrada en fila son tantos como los tramos de vía que se unen en el cruce, en tanto que los de conflicto aumentan en razón muy superior; tres, en el cruce de tres vías; dieciseis, en el de cuatro (Fig. 4); cincuenta en el de cinco; ciento veinte en el de seis. Por eso es un cruce de cinco a seis tramos es imposible anticipar por donde puede ser abordado un coche que entre en la zona peligrosa.

De aquí surge la necesidad de estudiar con mucho cuidado los cruces, en especial los múltiples, a fin de evitar o reducir al mínimo los puntos que constituyen un peligro permanente para la circulación. Aparte que no debe olvidarse que en la práctica, las trayectorias lineales ya consideradas deben sustituirse por un haz de trayectorias paralelas, más o menos grande, según el espacio de que se disponga en el cruce y los puntos de conflicto, los cuales alcanzan a veces una zona bastante amplia, de la cual dichos puntos son el centro de gravedad.

Con el objeto de reducir o eliminar los puntos de conflictos, se han estudiado soluciones: unas planimétricas y otras dependientes de reglas de policía de circulación callejera.

Entre estos últimos, que son más eficaces, económicos y menos engorrosos, está el de impedir a los vehículos la vuelta a la izquierda, ya que ésta es la maniobra que origina más puntos de conflicto. (Fig. 5)

Otra solución, es la de adoptar la denominada dirección única de marcha en la calle secundaria que cruza. Con esto se disminuye mucho el número de los puntos de conflicto, aunque no los elimina totalmente (Fig. 6). Una tercera solución se deriva de la

FIG. 5

TRAYECTORIA EN LOS CRUCES RECTOS DE 4 VIAS, SIN VUELTAS A LA IZQUIERDA.

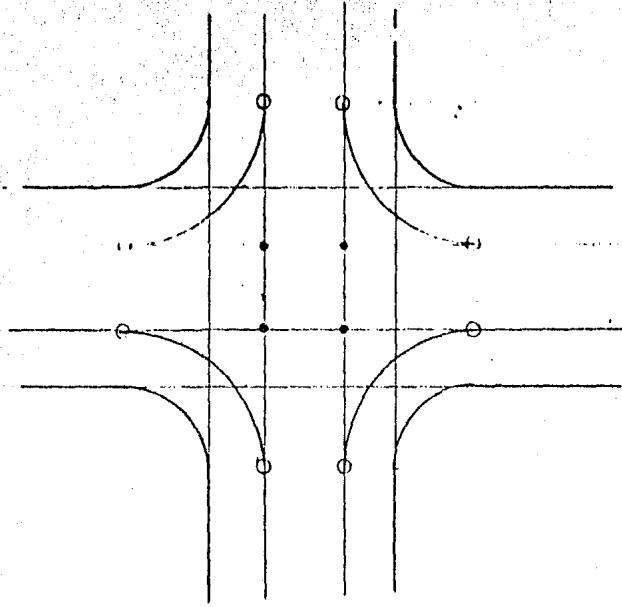
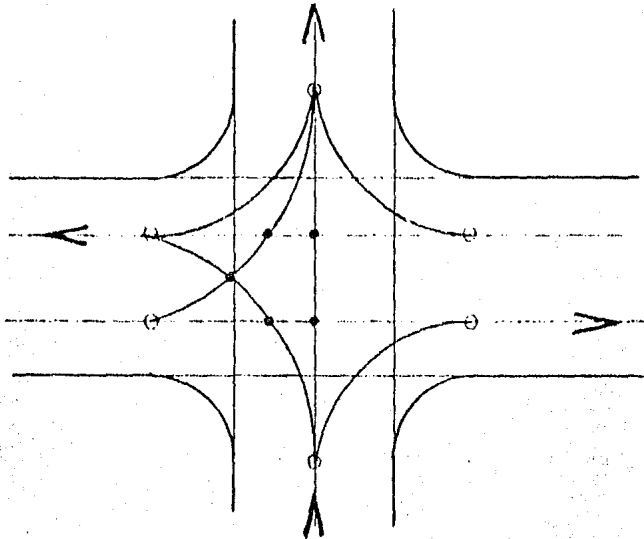


FIG. 6

DIRECCION UNICA DE MARCHA EN LA CALLE SECUNDARIA.



regulación del cruce y se efectúa con mandos manuales y automáticamente, mediante sistemas de señales ópticas llamadas semáforos y consiste en dar paso libre alternativamente al tránsito que se cruza en uno y otro sentido. Los puntos de conflicto quedan reducidos a dos, pero pueden suprimirse por completo, mediante recursos especiales.

Un sistema que elimina, cuando menos en teoría y en un caso especial, todos los puntos de conflicto, es el consistente en la circulación giratoria alrededor de una plataforma central que encierra el espacio en que se contiene los citados puntos. Pero para ello se necesita espacio, ya que la instalación de una plataforma de diámetro suficiente, resta al tránsito buena parte de la superficie de cruce que, en consecuencia, ha de ampliarse en la proporción necesaria.

En este sistema, los vehículos que desembocan en el cruce deberán desviarse a la derecha e incorporarse tangencialmente a la columna que gira en sentido único y luego desviarse, siempre a la derecha, para desligarse del tránsito tangencialmente, para después continuar con el nuevo trecho de calle. Así únicamente hay -- puntos de entrada en fila y salida de ella. (Fig. 7)

El inconveniente de éste sistema es que origina un alargamiento de los recorridos, a veces bastante grande; pero que se compensa por la mayor velocidad y facilidad de la corriente circulatoria. Lo que más se resiente por el mayor recorrido, es el tránsito de peatones, sobre todo, en las plazas estelares donde son muchos los cruces de calzadas.

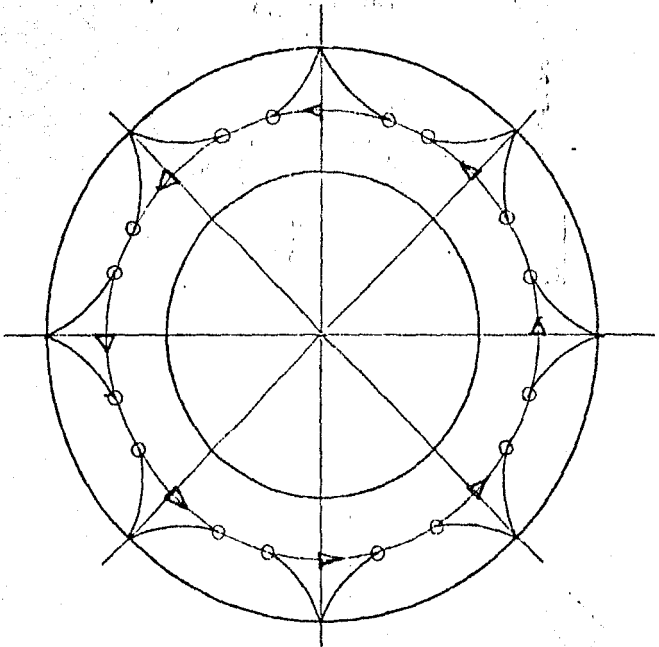


FIG. 7.

GLORIETA.

Las ventajas y desventajas que presentan las glorietas son las siguientes:

Ventajas.

- 1).- Cuando están bien proyectadas y se aplican a los pasos donde estén indicadas, hacen que el tránsito circule en forma ordenada y continua, con pocas demoras y gran seguridad.
- 2).- Al substituirse los cruces, por entrecruzamientos, los conflictos no son tan agudos y los accidentes, que puedan ocurrir, no son tan severos.
- 3).- Los giros a la izquierda se hacen fácilmente, mediante maniobras de confluencia y separación, aunque las distancias a recorrer sean mayores.
- 4).- Se adaptan bien a intersecciones con cinco o más ramas.
- 5).- Cuestan menos que las intersecciones con pasos a desnivel, que realicen funciones equivalentes.

Desventajas.

- 1).- No tienen mayor capacidad que las intersecciones de nivel directas bien proyectadas y reguladas.
- 2).- Necesitan más espacio y son generalmente más costosas que las intersecciones a nivel directas, con función equivalente.
- 3).- No son apropiadas cuando el volumen de peatones es-

apreciable, pues el tránsito de ellas debe circular sin interrupciones, lo que no es posible si hay peatones cruzando las calles.

- 4).- Se requieren islas centrales demasiado grandes, o velocidades de operación sumamente bajas, cuando el volumen de tránsito pasa de los 1500 vehículos por hora.
- 5).- Aumentan las distancias recorridas por los vehículos aunque pueden disminuir sus tiempos de recorrido.
- 6).- No se pueden ampliar con facilidad y por lo tanto no se adaptan a planes de construcción por etapas.

El único sistema que resuelve satisfactoriamente los diversos problemas derivados de la circulación en los cruces consiste en dar diferente altura a las vías que se intersectan, creando así los cruces a distinto nivel.

La superficie del cruce ya no es común a dos o más caminos, sino que en los diferentes planos pueden seguir aquellos sin interferencias, y entre los puntos considerados al estudiar los cruces a desnivel, se han eliminado los de conflicto, dejándolos menos o nada peligrosos de salida de fila o entrada en ella, donde enlazan tangencialmente las trayectorias de los diversos vehículos.

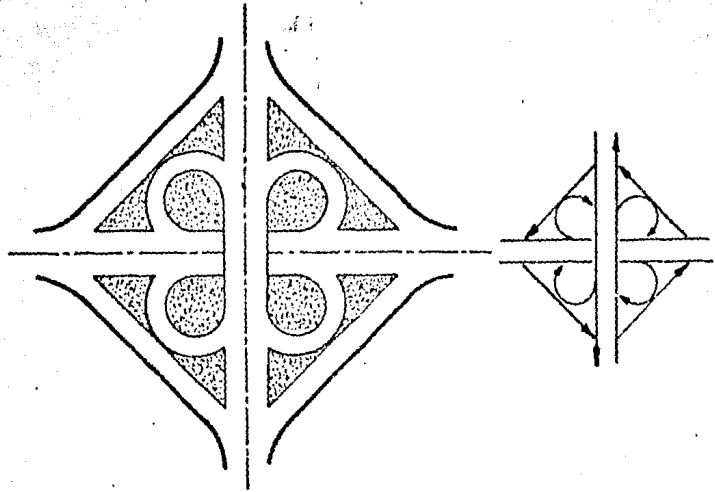
Como es natural, estos cruces exigen ciertas obras para habilitar pasos superiores o inferiores, rampas de acceso y enlace más o menos prolongadas, según las máximas pendientes que se admitan, terraplanes y trincheras y todo ello requiere una superficie-

considerable y no pequeño trabajo; por lo que estos cruces se adoptan sólo cuando son absolutamente necesarios, para la seguridad y rapidez de la circulación.

Asimismo, las soluciones de este tipo obligan a afrontar el problema por entero y a resolverlo totalmente. Un cruce a distinto nivel sólo resultará útil, cuando eliminados totalmente los puntos peligrosos nos ofrezca la misma seguridad que obtenemos a lo largo de la carretera. Si no es posible lo anterior, es preferible desistir de su construcción, buscando la solución en un cruce de nivel, al que se le apliquen las restricciones adecuadas.

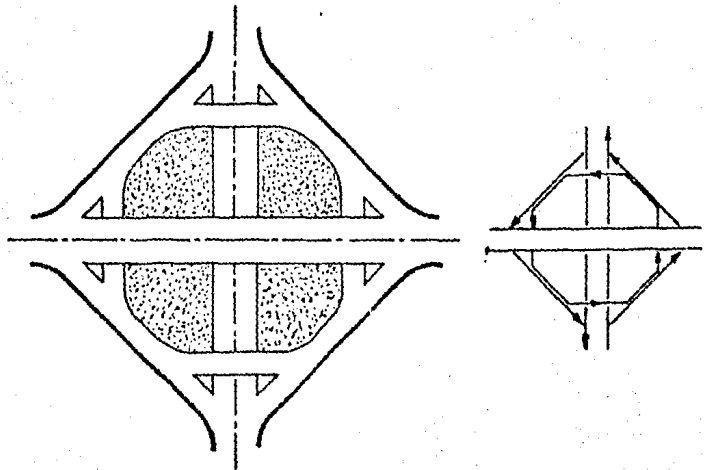
Los diferentes tipos de cruces a desnivel son el cruce en cuadrifolio, o trebol de cuatro hojas, (Fig. 8), que es la solución clásica para el cruce de dos vías rápidas, pues permiten desviar en cualquier sentido, e invertir la marcha, sin atravesar en ningún momento el plano vial. El egreso e ingreso a las columnas de circulación en cualquiera de las dos vías se hace por el lado derecho, en el que se encuentra localizado el carril de baja velocidad. Este tipo de cruce a desnivel, requiere, para su construcción de un terreno circular con un diámetro aproximado de 650 metros, o como mínimo de 400 metros. Las rampas de enlace deberán tener un radio de 50 a 25 metros con pendiente de 3 a 6 %.

El inconveniente principal en este cruce consiste en que, para tomar el camino de la izquierda, debe el automovilista girar 270° con recorrido mayor.



TREBOL DE 4 HOJAS

FIG. 8



CRUCE CON ANILLO DISTRIBUIDOR

FIG. 9



Un ejemplo de éste tipo de cruce lo tenemos en nuestra ciudad, en la intersección del Viaducto Miguel Alemán con la vía rápida a Tlalpan.

El cruce con anillo distribuidor (Fig. 9), también permite desviarnos e invertir la marcha sin atravesar la calzada y recorriendo trechos en dirección única. El principio, tiene como base la solución de los cruces en glorieta, teniendo como ventaja, sobre el trebol de cuatro hojas, que ocupando la misma superficie nos permite curvas de enlace más amplias (de 100 m. a 50 m.), y como inconveniente el de tener que construir cinco estructuras.

Ejemplo de éste tipo de cruce lo tenemos en la intersección de la vía rápida de Tlalpan la Avenida Popocatepetl y Calzada Ermita Ixtapalapa.

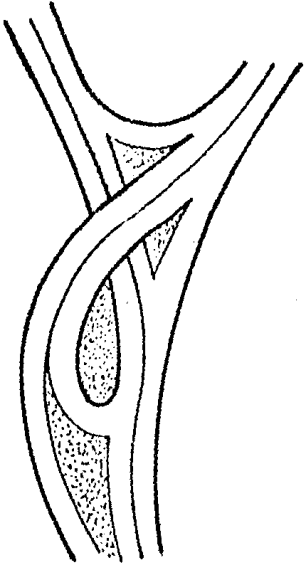
Otra solución sería el cruce en doble lazo, adecuado para la circulación a la izquierda y en el que, como las rampas de enlace, quedan entre las dos autopistas de dirección única con circulación a la derecha, el vehículo que se desvía tiene necesidad de atravesar toda la calzada para pegarse a la cuneta izquierda, ocasionando cierta complicación en el tránsito y haciendo necesario el uso de señales. Únicamente se requieren para esta solución dos estructuras, con movimiento de tierra limitada y con la ventaja -- además de exigir menos superficie, con un espacio largo y estrecho, que puede adaptarse bien en el interior de la ciudad a lo largo de las principales directrices del tránsito. En el cruce doble con anillo distribuidor, se recogen y desvían las diversas afluencias-

de carácter mixto, en tanto que la autopista sigue un doble viaducto y tiene enlaces de desviación hacia adentro (adaptado también para la circulación a la izquierda); con el anillo distribuidor se ocupa una superficie casi igual a la de un trébol de cuatro hojas, el radio mínimo de los enlaces es de 50 metros y también permite invertir la marcha, además de cualquier desviación. El problema que nos presenta el cruce de tres vías, de circulación uniforme para vehículos de gran velocidad, tiene varias soluciones, que son un poco más complicadas que el cruce de cuatro vías.

Este caso se nos presenta cuando una vía rápida se bifurca, o cuando, especialmente cerca de las más grandes ciudades, se reúnen dos en una sola vía de entrada a la urbe misma. La solución más simple consiste en el cruce llamado en trompeta (Fig. 10), en la que sólo se construye una estructura, ocupando poca superficie, limitada a una faja larga y estrecha, pero tiene el inconveniente de presentar un enlace de radio mínimo que obliga a disminuir notablemente la velocidad. Otro inconveniente es el de no permitir invertir la marcha en una misma dirección.

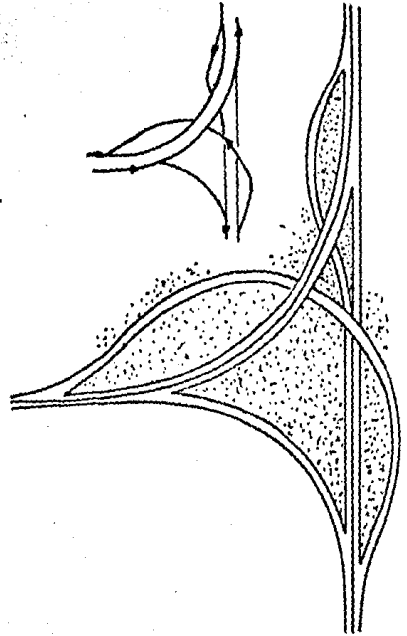
Una solución adecuada, aunque más costosa, es la del cruce en triángulo (Fig. 11), cruce que por tener curvas, con un radio aproximado de 300 m., permite circular, en cualquier tramo del cruce, a una gran velocidad; pero a cambio de esto se deberán construir tres estructuras y muchos terraplenes, ocupando una superficie de 10 a 15 hectáreas.

La más funcional de las soluciones en este tipo de cruce la proporciona el trébol de tres hojas. (Fig. 12).



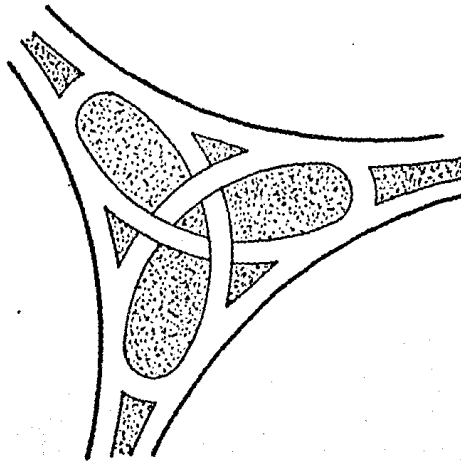
CRUCE EN TROMPETA

FIG. 10



CRUCE EN TRIANGULO

FIG. 11



TREBOL DE 3 HOJAS

FIG. 12

La pequeña superficie que ocupa, la simetría de la disposición planimétrica y la compacidad del trazado, hacen que esta solución sea especialmente útil en las proximidades de una ciudad, - siendo la única solución que nos permite invertir la marcha en cualquier sentido. Tiene dos desventajas; la primera, consiste en la gran diferencia entre sus radios de enlace, pues éstos varían de 500 metros en los externos a 50 metros en los internos, lo que provoca una gran diferencia entre las velocidades permitidas, en los diversos trayectos contiguos, perturbando la circulación; la segunda, consiste en que los enlaces se disponen por dentro de las calzadas de dirección única, las cuales resultan ensanchadas, dando - esto una ventaja, cuando la circulación sigue a la izquierda; pero origina un problema para la circulación a la derecha, pues los vehículos se ven obligados a atravesar toda la calzada para desviarse.

Una obra complementaria en cualquier cruce a desnivel, - que requiere más atención, dado que de su correcto funcionamiento, depende la seguridad de los vehículos que circulan a través de las vías rápidas, es la consistente en el adecuado proyecto geométrico y construcción de los accesos y enlaces, ya que con un buen proyecto de éstos se puede disminuir la posibilidad de hacer uso incorrecto de ellos, donde el volumen de tránsito en la calzada de salida no exceda la capacidad de proyecto de un solo carril. La posibilidad de hacer un uso incorrecto de la salida es menor que si tuviera que emplearse dos carriles. En el último caso se debe conside

rar la modificación de la circulación del tránsito en la calle, en la vecindad de la conexión de salida, para entrar en la autopista de frente al tránsito de llegada. Se reconoce que algunas de las maniobras incorrectas, quizá en pequeño número, son consecuencia del uso de los sistemas de calles en un solo sentido; pero resulta mucho más conveniente mantener estos errores de los conductores en las zonas de tránsito lento, que permitir que ocurran en lugares de conflicto con el tránsito de alta velocidad de la vía rápida. Un caso especialmente peligroso es el que se produce en la conexión de salida cuando está canalizada en su unión con un sistema de calles. Hay que tener mucho cuidado en evitar que las canalizaciones den la impresión al conductor de un acceso de dos calzadas a la vía rápida. Otro punto que se debe considerar en el análisis de los finales de las salidas, es que en esos puntos, el tránsito se debe adaptar al uso normal de las calles. Tiene una desventaja la adopción de normas exigentes en la curvatura, de anchuras mayores que las necesarias en los carriles para tener el espacio que ocupan los vehículos grandes y los detalles semejantes.

El proyecto debe ser de tal forma que produzca reducción en las velocidades, cambie la actitud de los conductores y sea compatible con la operación del tránsito de la calle.

A continuación daremos algunas de las principales ventajas y desventajas que se obtienen con los pasos a desnivel:

Las ventajas de estas intersecciones son las siguientes:

- 1).- Su capacidad para el tránsito directo puede aproximarse o hacerse igual a la de las vías fuera de la intersección.
- 2).- Son más seguras que otras intersecciones.
- 3).- No necesitan que la velocidad relativa de las corrientes de vehículos que se cruzan sea baja y se adaptan a casi todos los ángulos de intersección de las vías.
- 4).- Evitan detenciones de los vehículos y grandes cambios en sus velocidades.
- 5).- Se adaptan a la construcción por etapas.
- 6).- Son esenciales en las vías de acceso limitado.

Entre sus desventajas pueden citarse:

- 1).- Las intersecciones con pasos a desnivel, y especialmente los intercambios son muy costosos.
- 2).- Los pasos a desnivel pueden causar la introducción de cambios indeseables en el perfil de las vías.
- 3).- Las estructuras de separación pueden resultar molestas y antiestéticas, especialmente en vías urbanas.
- 4).- Un intercambio sencillo no se adapta fácilmente a una intersección de muchas ramas.

No es fácil establecer las condiciones que justifiquen las construcciones de un paso a desnivel pero deben considerarse las siguientes:

- 1).- Autopistas.- Una vía con limitación total de acceso necesita pasos a desnivel o intercambios en su intersección con otras vías de cierta importancia.
- 2).- Congestionaciones.- La falta de capacidad de una intersección a nivel puede justificar la construcción de pasos a desnivel.
- 3).- Accidentes.- Cuando no es posible evitar por otros medios más económicos, accidentes frecuentes, entonces están indicados los pasos a desnivel.
- 4).- Topografía.- A veces los pasos a desnivel resultan más económicos que las intersecciones a nivel debido a la topografía.
- 5).- Volumen de Tránsito.- No se han determinado aún los volúmenes de tránsito que justifiquen las intersecciones con pasos a desnivel. En los Estados Unidos se ha tratado de establecer la siguiente condición:

"Se justifican los pasos a desnivel en las intersecciones de carreteras donde el volumen total del tránsito, en ambos sentidos, sea mayor de 2000 vehículos por hora, durante la hora trigésima del año en curso y que por cada carretera circulen más de 500 vehículos por hora durante la misma hora". Sin embargo esa condición no se ha aceptado plenamente.

- 6).- Beneficio de los usuarios de las vías. El costo adicional de este tipo de intersecciones (como cual---

quier otra mejora) está justificado, si es menor -- que los beneficios que produce a los usuarios de las vías.

En general, podemos establecer una secuela de proyectos a seguir en el estudio de cruces a desnivel. Primeramente, debemos determinar el volumen de vehículos que circulan originalmente en el cruce por resolver. Esto se logra mediante una forma, la que también nos da a conocer las direcciones y volumen de cada movimiento (a fin de favorecer los movimientos más importantes) así como los totales resultantes, de acuerdo con los valores horarios obtenidos en cada día de la semana, adoptando el criterio de hacer concurrir simultáneamente los gastos máximos. Con estos valores se determina el número de carriles necesarios para dar paso a cada uno de los movimientos que incurren en esta intersección, considerando, desde luego, un gasto específico por carril, dependiente de las facilidades que en materia de fluidez se proporcione.

La velocidad del diseño en los caminos directos debe -- adaptarse a los viaductos que se acercan, pero la velocidad sobre la rampa y conexiones puede considerarse más baja. Los detalles -- del diseño comprenden desde estudios de la capacidad, distancia de visión, nivel, curvatura, sobre elevación y canalización. La provisión de distancias de visión adecuada ofrece problemas particulares y demanda una atención especial.

Algunos medios de los que se vale uno para incrementar la distancia de visión consiste en la colocación de barandales de tipo



abierto que no bloquean la visual, entre los caminos y rampas adyacentes, y también usando columnas en lugar de muros continuos, como apoyo para los niveles exteriores de las estructuras de separación de niveles. La secuencia y sugerencias anteriores se han tratado de aplicar aunque en forma parcial, al principio en la construcción de las vías rápidas de circulación continua con que cuenta la ciudad de México (Anillo Periférico, Viaducto Tlalpan).

El proyecto general del Anillo Periférico, consiste en una vía rápida de circulación continua, que rodeará prácticamente la zona urbana del D.F., completamentándose con el sistema de grandes avenidas (existentes unas y otras en proyecto) que la atraviesan, lo cual constituirá un gran paso en la solución del problema de la circulación del tránsito que tiene la ciudad de México, problema que además es propio de las grandes ciudades.

Durante el proyecto y construcción de los dos primeros tramos de esta vía rápida se encontraron una serie de problemas -- que impidieron el poder aplicar las soluciones más adecuadas, ya que éstas se vieron influidas por limitaciones de tipo económico, -- dado el alto costo del terreno en la zona que atraviesa y de las construcciones existentes en la misma.

#### Tipo de Geometría de la estructura.

Forma parte del Anillo Periférico el cruce a desnivel -- formado en la intersección de éste y la Avenida San Jerónimo, punto en el que se inicia el tercer tramo del mismo.

La solución consistió en un cruce de paso inferior en el que se necesitó una sola estructura. El diagrama del mismo se muestra en la figura 13.

Como vemos se trata de un puente con longitud aproximada de 100 metros, cuenta con una gasa mediante la cual los vehículos que circulan de Poniente a Oriente, salen del Anillo Periférico para tomar la Avenida San Jerónimo Poniente, la Avenida Contreras o el mismo Anillo Periférico en sentido opuesto. Los demás movimientos se deberán realizar saliendo de la vía rápida mediante las calles laterales y secundarias.

Uno de los principales problemas a los que hubo que enfrentarse, consistió en los edificios que se encuentran al norte de la glorieta monumental, que se localiza en el término del segundo tramo de dicha vía, los citados edificios forman parte de la Unidad Independencia construida por el I.M.S.S.; además se tuvo el problema en la citada glorieta, en la que se encuentra construida una fuente desde que se terminó el segundo tramo del Anillo Periférico, por existir la condición previa, de que el paso a desnivel que se proyectaría debería respetarla.

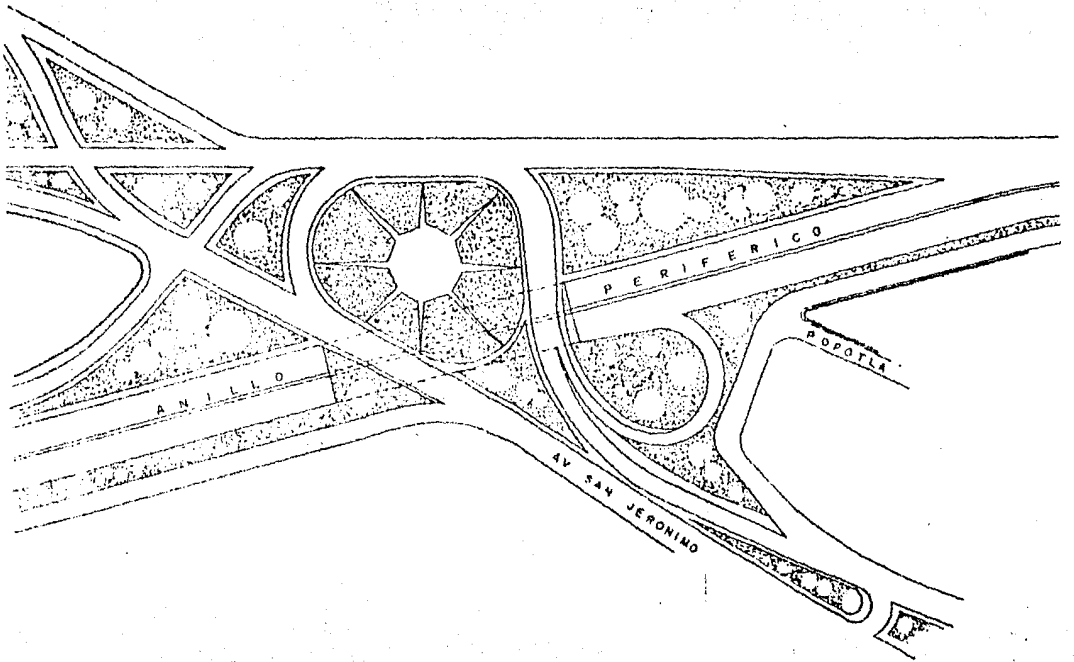
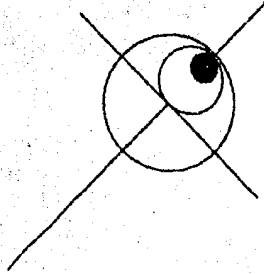


FIG. 13

Escala : 1 : 2 000

CAPITULO IV

d).- Cálculo y diseño de la estructura seleccionada.

Debido a la alta resistencia del terreno en la zona del cruce, no fue necesario desplantar zapatas de grandes dimensiones que casi exigieran una losa corrida para la cimentación, por lo cual la estructura quedó formada por un marco de secciones variables con articulaciones en los extremos, apoyado en zapatas a lo largo de los muros.

Los elementos de la estructura se hicieron acartelados con variación parabólica en la losa superior y lineal en los muros extremos pues con ello se disminuye el momento positivo en el centro de la losa, aumentando la capacidad para resistir los momentos negativos y fuerzas cortantes en los nudos, reduciéndose el peso propio y como consecuencia los elementos mecánicos producidos por el mismo.

Determinaremos las escuadrías de las piezas acarteladas de acuerdo con las expresiones recomendadas por Hayden y Barrón en su libro "The Rigid Frame Bridge", para el diseño de estructuras que deban soportar la carga H-20-S-16.

Para estructuras de dos claros tenemos:

$$H_r = 4 + \frac{S}{17} \quad \text{y} \quad H_c = 4 + \frac{S}{55}$$

en donde:

$H_r$  = peralte en la rodilla en pulgada

$H_c$  = peralte en la clave en pulgada

S = claro en pulgada

En nuestro caso

$$S = 12.05 \text{ m.} \times 40 = 476 \text{ pulgadas}$$

$$H_r = 4 + \frac{476}{17} = 4 + 28 = 32" = 82 \text{ cm.}$$

$$H_c = 4 + \frac{476}{55} = 4 + 8.67 = 12.67" = 32.2 \text{ cm.}$$

por lo que para el análisis

$$H_r = 90 \text{ cm. y } H_c = 35 \text{ cm.}$$

Análisis de la Estructura.

Tiene por objeto valuar los elementos mecánicos M. N y T producidos por las cargas que actúan y así, proporcionar el acero y la calidad del concreto necesarios para que el puente resista -- las diferentes sollicitaciones a que estará sujeto, con los coeficientes de seguridad requeridos.

A continuación presentaremos una lista de las sollicitaciones a que estará sujeta la estructura:

- 1.- Carga muerta
- 2.- Peso propio
- 3.- Empuje de tierras
- 4.- Efectos de temperatura
- 5.- Carga viva
- 6.- Impacto
- 7.- Sismo
- 8.- Asentamientos diferenciales de los apoyos.

Analicemos cada una de ellas.

1.- Carga muerta: es aquella que sin ser parte de la estructura gravita sobre ella, es constante y está representada generalmente por el relleno sobre la losa.

Su valor será, tratándose de tierra compactada  
 $\approx 1600 \text{ kg/m}^3$ .

2.- Peso propio: como su nombre lo indica es que peso de la estructura.

Consideraremos para el concreto armado un valor  
 $\approx 2400 \text{ kg/m}^3$

3.- Empuje de tierras: se trata de una carga permanente, cuyo valor se obtendrá de acuerdo con las normas AASHO (apartado 2.19) por medio de la teoría de Rankine para empuje activo.

4.- Efectos de temperatura: la dilatación debida a los cambios en la temperatura ambiente producida en los miembros de una estructura continua, ocasiona esfuerzos que pueden llegar a ser importantes. Las normas AASHO consideran (apartado 2.15) que la variación para estructuras de concreto en clima moderado es:

Aumento de temperatura  $17^\circ\text{C}$

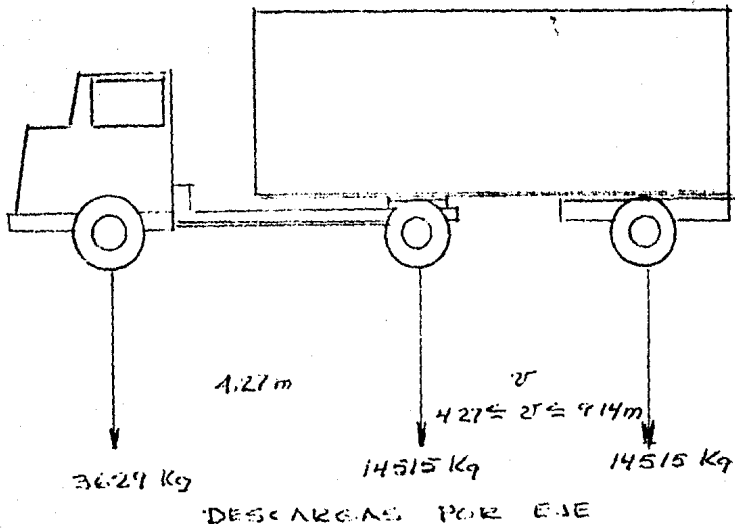
Decremento de temperaturas  $22^\circ\text{C}$

En la Ciudad de México dado su clima es aconsejable tomar un incremento de  $\pm 20^\circ\text{C}$

5.- Carga viva: para este caso y en vista de que sobre la estructura circularán automóviles y camiones de diversos tipos, la carga viva para el proyecto será la de un camión H-20, S-16 o la correspondiente carga de línea y se tomará para el diseño la --

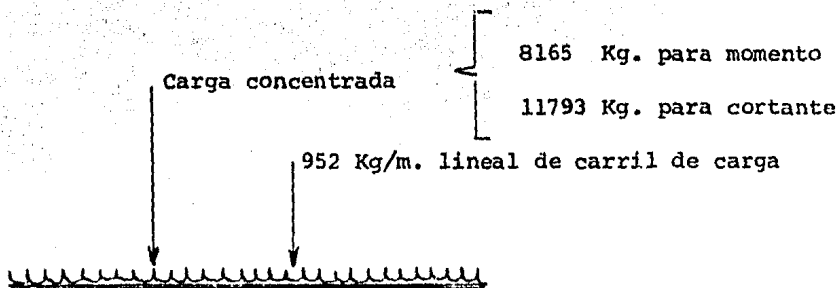
que provoque en la estructura los máximos elementos mecánicos.

De acuerdo con las normas AASHO, el camión H-20, S-16 --  
tiene las siguientes características:



La distancia entre ejes "v" varía dentro de los límites-  
anotados, debiendo tomarse la que produzca las máximas sollicitacio-  
nes.

La carga de línea H-20, S-16 es, según las mismas especi-  
ficaciones:



Estas cargas se colocarán en la estructura de tal manera que produzcan los elementos mecánicos máximos, a la que se le dará el valor correspondiente según se trate de valuar el momento flexionante o el cortante. El carril de carga se considerará de 3.05-m. de ancho.

6.- Impacto.- Los esfuerzos producidos por las cargas H- o H-S, serán aumentados por efectos dinámicos, vibratorios y de im pacto.

El impacto se aplicará a la superestructura incluyendo - columnas de acero, columnas de marcos rígidos, etc., y se valuará de acuerdo con la siguiente fórmula:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.10} \quad \text{en la que}$$

I = Impacto en %. (máximo 30 %)

L = Longitud en m. de la porción del claro que debe ser cargado para producir el máximo esfuerzo en el miembro (AASHO apartado 2.12).



7.- Sismo: debido a que la estructura está impedida de moverse libremente por el terreno que la circunda, al sobrevenir un sismo, tomará las deformaciones del propio terreno como si fuera parte de él, es decir, tendrá un movimiento de translación si vibrar, que no ocasionará esfuerzos. Por lo anterior, no es necesario hacer una análisis sísmico.

8.- Hundimientos diferenciales de los apoyos: de acuerdo con el estudio preliminar de mecánica de suelos, vemos que como el terreno en que se cimienta la estructura es muy consistente, el pensar en asentamientos diferenciales de los apoyos parece una cosa ilógica que nos encarecería sin provecho de la estructura. Consecuentemente no analizaremos esta posibilidad.

Teniendo definidas las cargas a que estará sujeto el puente, entraremos al análisis propiamente dicho, esto es, a valuar los elementos mecánicos que las citadas cargas ocasionan.

Al cargar la estructura arbitrariamente y de acuerdo con las condiciones de apoyo antes establecidas, aparecerán seis reacciones (2 en cada apoyo) que serán nuestras incógnitas. En vista de que el número de ecuaciones que podemos plantear es de tres

$F_x = 0, \quad F_y = 0, \quad M = 0$ , el problema es hiperestático de tercer grado.

Por ser el más conveniente al caso que nos ocupa, utilizaremos el método de Cross

En este método se hace necesario antes de entrar de lleno al cálculo, definir, algunos conceptos que son fundamentales tanto en su desarrollo teórico como en su aplicación práctica.

Esto son:

1.- Rigidez angular natural.-  $\gamma_{i-k}$ , en el extremo "i" de una pieza "i-k" es la relación entre el momento aplicado en i,  $M_i$  y el correspondiente giro de la sección,  $\varphi_i$  cuando el extremo "k" esta empotrado y la pieza descargada.

Esto es:

$$\gamma_{i-k} = \frac{M_i}{\varphi_i}$$

2.- Factor de transporte natural.- De i a k,  $t_{i-k}$ , es la relación entre el momento que aparece en k,  $M_k$ , cuando se aplica un momento  $M_i$  en "i", entre el valor de este último, estando el extremo "k" empotrado.

$$t_{i-k} = \frac{M_k}{M_i}$$

3.- Rigidez de nudo.- Es la suma de las rigideces de las piezas que concurren a él.

4.- Factor de distribución.- Es la relación entre la rigidez de una pieza que concurre al nudo y la rigidez del nudo.

Tratándose de piezas de sección constante los valores de sus rigideces y factores de transporte se obtienen facilmente.

Veamos el caso de un miembro recto de momento de inercia I y longitud L sin cargas externas y sin desplazamientos relativos de sus apoyos, podemos escribir de acuerdo con la ecuación del -- Slope Deflección:

$$M_i = \frac{2EI}{L} \left( 2\varphi_i - \varphi_k - \frac{3\Delta}{L} \right)$$

Para obtener la rigidez angular natural en i, el extremo k debe estar empotrado ( $\varphi_k = 0$ ) y puesto que  $\Delta = 0$  tendremos

$$M_i = \frac{4EI}{L} \varphi_i \quad \therefore \gamma_{ik} = \frac{M_i}{\varphi_i} = \frac{4EI}{L}$$

El correspondiente valor del momento en k es:

$$M_k = \frac{2EI}{L} \varphi_i$$

$$t_{i-k} = \frac{M_k}{M_i} = \frac{\frac{2EI}{L} \varphi_i}{\frac{4EI}{L} \varphi_i} = \frac{1}{2}$$

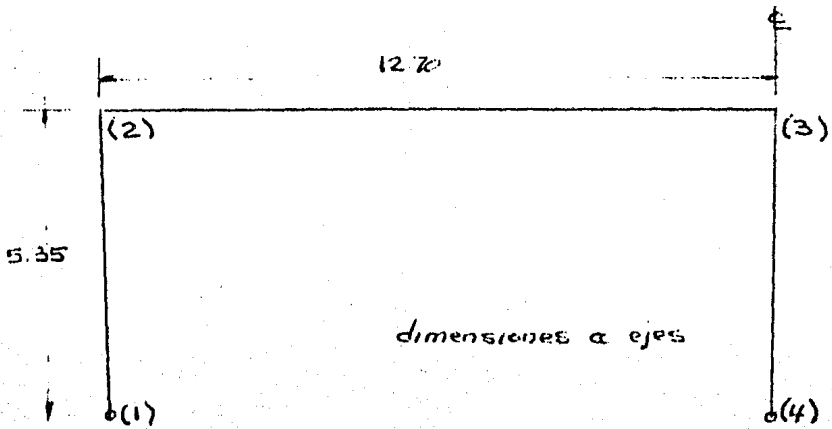
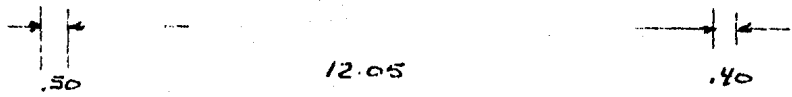
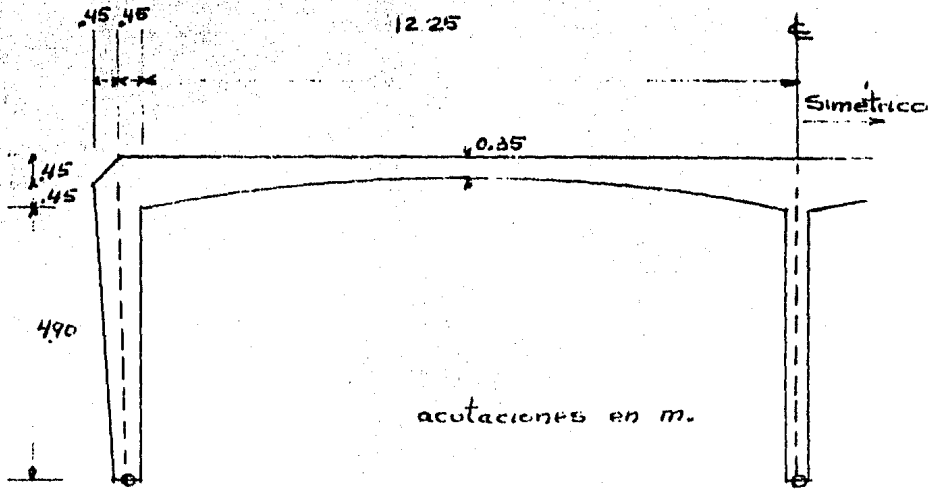
Para el caso de miembros con momentos de inercia variable, las rigideces y factores de transporte tendrán que obtenerse integrando directamente la ecuación de barra o usando otro método análogo.

Para ahorrar tiempo y trabajo estos datos los obtenemos directamente de tablas o gráficas que se encuentran en tratados de Estructuras Indeterminadas como por ejemplo el "Analysis of Statically Indeterminate Structures" de Parcell y Moorman (pags. 278 y siguientes).

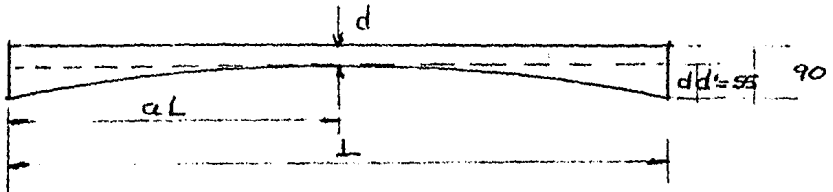
#### CALCULOS DE RIGIDECES, FACTORES DE TRANSPORTE Y

#### FACTORES DE DISTRIBUCION

Como los elementos mecánicos los valuaremos para 1.00 m. de ancho de puente, las constantes deben corresponder a ese ancho.



Rigidez natural y factores de transporte de la losa superior, pieza (2) (3) (Parcel y Moorman).



Parábola de 2º grado

$$dd' = 55 \therefore d' = \frac{55}{35} = 1.57$$

$$R_{2-3} = c \frac{I_c}{L} = R_{3-2}; \quad t_{2-3} = t_{3-2}$$

De la tabla No. 5 (Parcel y Moorman).

$$R_{2-3} = 17.13 \times \frac{I_c}{L}; \quad t_{2-3} = 0.747 = 0.75$$

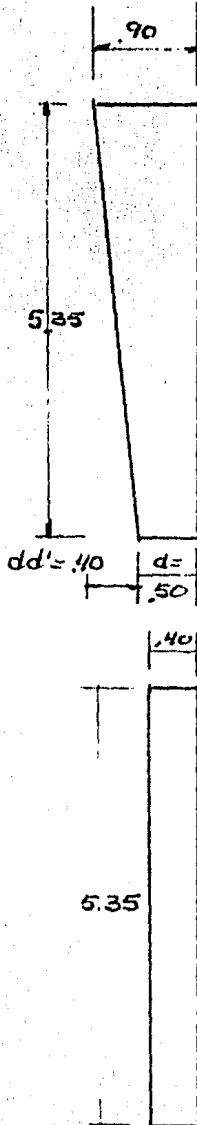
$$I_c = \frac{0.35 \times 1.00^3}{12} = 0.00357$$

$$L = 12.70 \text{ m.} \therefore \frac{I_c}{L} = \frac{0.00357}{12.70} = 0.000281$$

y finalmente:

$$R_{2-3} = 17.13 \times 0.000281 = 0.00481 = R_{3-2}$$

Muros extremos: ( tabla No. 4 Parcel y Moorman).



$$dd' = 40$$

$$\therefore d' = \frac{40}{50} = 0.80$$

$$t_{1-2} = 0.79 ; t_{2-1} = 0.33$$

$$R_{1-2} = 6.2 \frac{Id}{L} ; R_{2-1} = 15.0 \frac{Id}{L}$$

$$Id = \frac{3}{12} \times 0.50 \times 1.00 = 0.0104 ; = 5.35$$

$$\frac{Id}{L} = \frac{0.0104}{5.35} = 0.00194$$

$$\therefore R_{1-2} = 6.2 \times 0.00194 = 0.012$$

$$R_{2-1} = 15.0 \times 0.00194 = 0.0291$$

Muro central (sección constante)

$$I = \frac{3}{12} \times 0.40 \times 1.00 = 0.00534$$

$$R'_{3-4} = \frac{3EI}{L} = \frac{3 \times 0.00534}{5.35} = 0.00299$$

(Rigidez modificada).

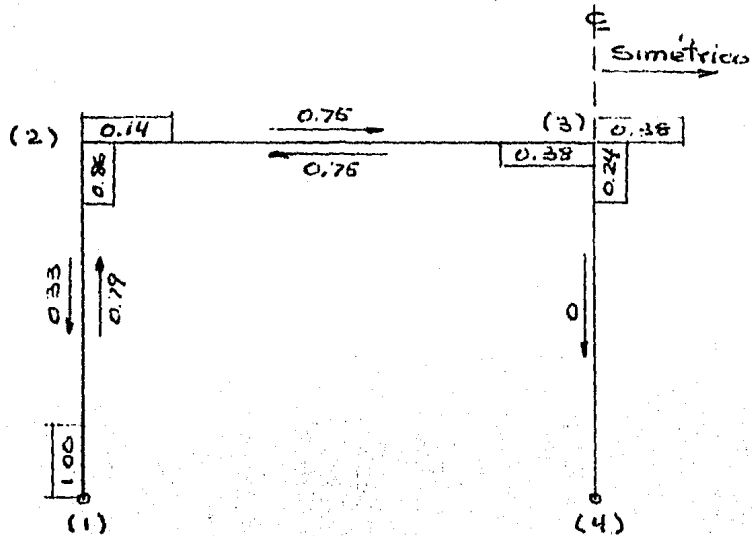
$$R_{4-3} = \frac{4EI}{L} = \frac{4 \times 0.00534}{5.35} = 0.004$$

$$t'_{3-4} = 0$$

$$t_{4-3} = \frac{1}{2}$$

Factores de Distribución.

Nudo	Pieza	Rigidez	F.D.
2	2 - 1	0.02910	0.86
	2 - 3	<u>0.00481</u>	0.14
	Rigidez nudo = 0.03391		
3	3 - 2	0.00481	0.38
	3 - 2'	0.00481	0.38
	3 - 4	<u>0.00299</u>	0.24
	Rigidez nudo = 0.01261		



1.- CARGA MUERTA.

Tendremos de relleno un colchón de:

- Sub-base..... 30.0 cm.
- Base..... 10.0 cm.
- carpeta..... 7.5 cm.
- TOTAL..... 47.5 cm.  $\approx$  50 cm.

que nos da una carga del C.M. =  $0.50 \times 1,600 \text{ kg/m}^3$ .

C.M. =  $800 \text{ kg/m}^2 = 0.8 \text{ Ton/m}^2$ .

Momentos de empotramiento en (2) y (3) (tabla No. 5 Parcel y Moorman).

$M_2 = M_3 = 0.107 \times w l^2 = 0.107 \times 0.8 \times 12.7^2$

$M_2 = M_3 = 13.9 \text{ Ton. - m.}$

Misost. =  $\frac{w l^2}{8} = \frac{0.8 \times 12.7^2}{8} = 16.2 \text{ Ton. - m.}$

Cómo la estructura es simétrica y la carga de relleno -- también lo es, solo es necesario analizar la mitad, pues el nudo (3) no gira.

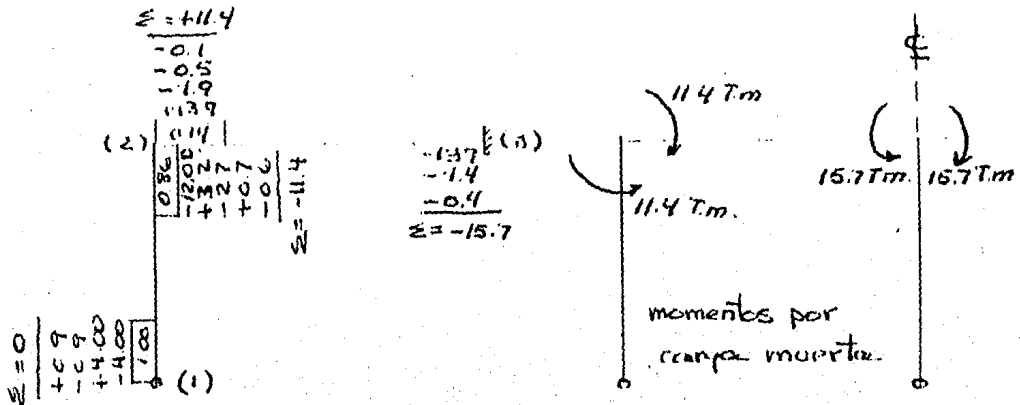
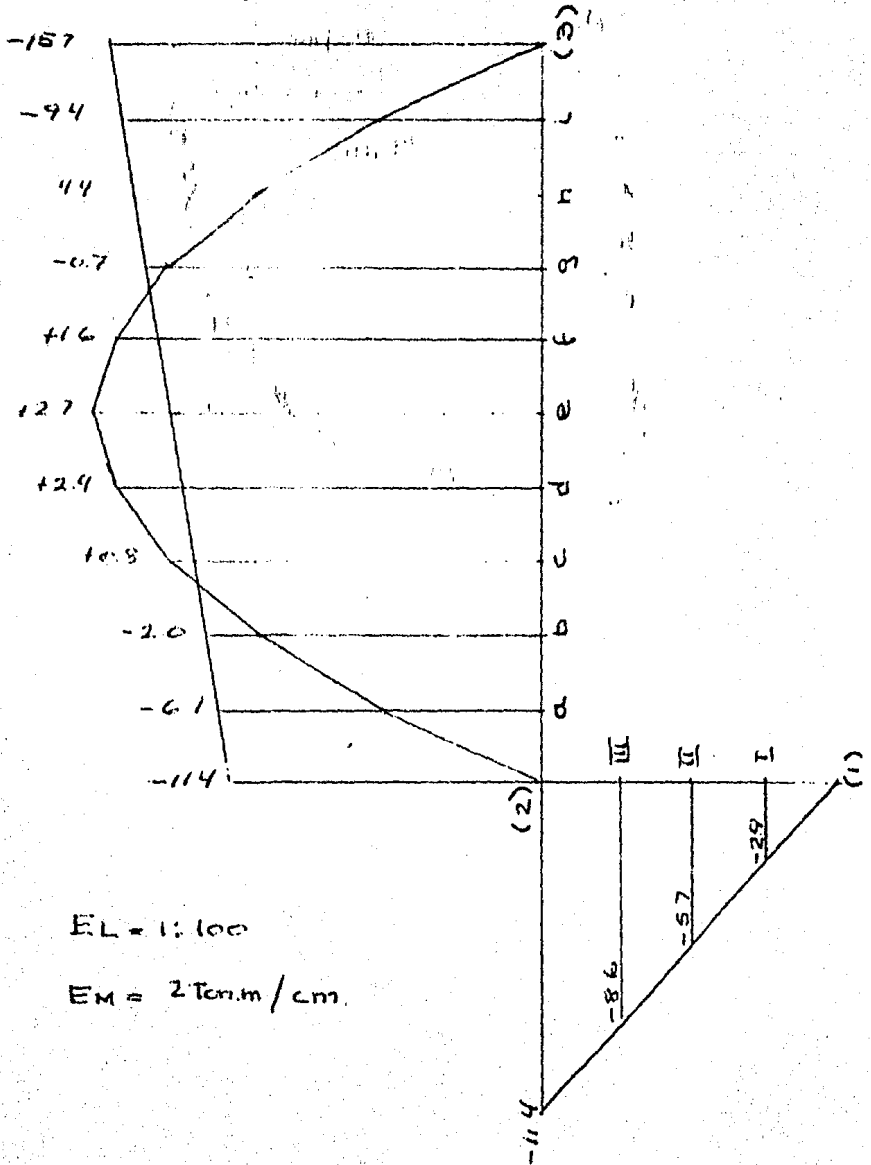
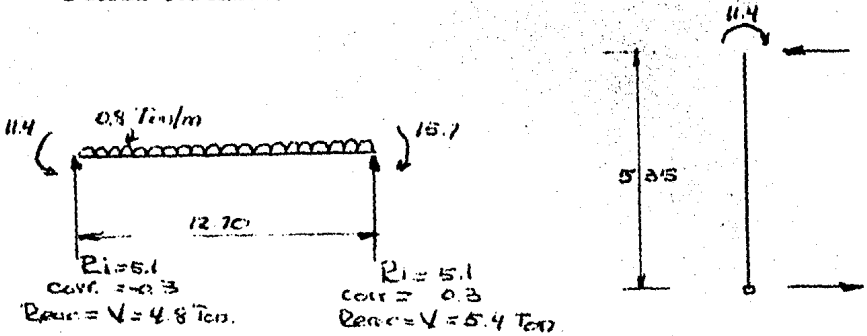




Diagrama de momentos flexionantes por carga muerta



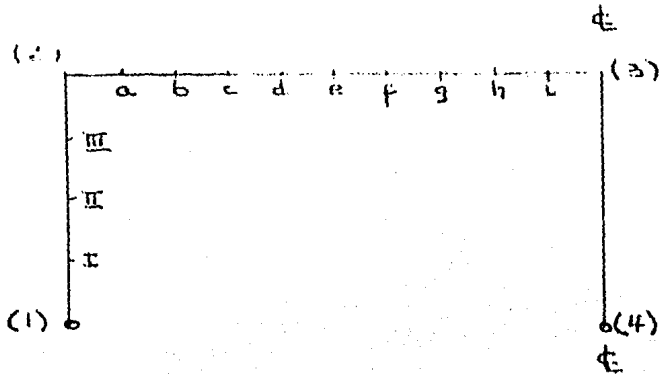
Fuerza cortante:



Fuerzas Normales:

- En la losa superior = 2.1 Ton. (compresión).
- En los muros extremos = 4.8 Ton. (compresión).
- En el muro central = 5.4 Ton. (compresión por cada losa).

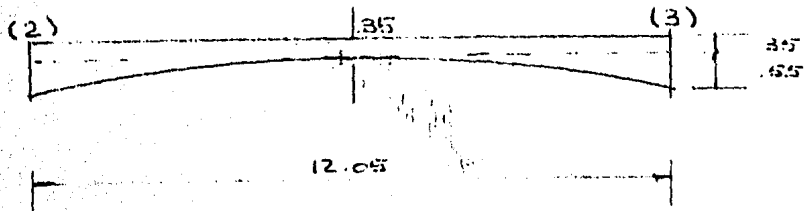
Calcularemos los elementos mecánicos en los siguientes puntos de la estructura. (véase adelante el análisis por carga viva).



En la losa superior 10 espacios a cada 1.27 m. en los muros extremos 4 espacios a cada 1.34 m.

Podemos formar la siguiente tabla: (ver tabla No. 1.)

2.- Peso Propio.- (tabla No. 5 Parcell y Moorman).



Los momentos de empotramiento perfecto debido a la forma de la losa los obtendremos en dos pasos:

a) Carga Uniforme =  $0.35 \times 2.4 = 0.84 \text{ Ton/m}$ .

$$M_{2-3} = M_{3-2} = 0.107 \times 0.84 \times \frac{12.70^2}{2} = 14.5 \text{ Ton.-m.}$$

b) Carga Parabólica máxima en los apoyos:

$$(w = 0.55 \times 2.4 = 1.32 \text{ Ton/m}).$$


y nula en la clave.


$$M_{2-3} = M_{3-2} = 0.0196 \times 1.32 \times 12.70^2 = 4.2 \text{ T.m.}$$

y sumando

$$M_{2-3} = M_{3-2} = 14.5 + 4.2 = 18.7 \text{ Ton. - m.}$$

Peso total de la losa superior.

  $W_I = 0.84 \times 12.70 = 10.7 \text{ Ton.}$

  $W_I = \frac{12.05 \times 1.32}{3} = 5.3$

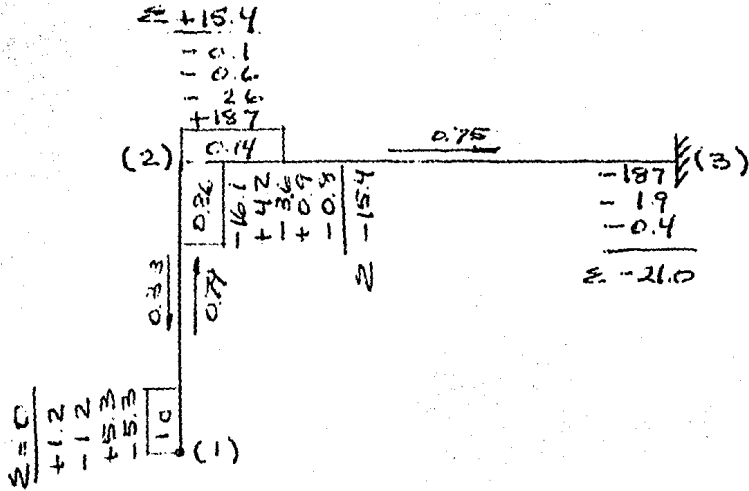
$$WT = 16.0 \text{ Ton.}$$

TABLA NUM. 1

ELEMENTOS MECANICOS POR CARGA MUERTA (rellenos)

Sección	Momento- (Ton.-M)		Normal (Ton.)		Cortante (Ton.)	
	+	-	Comp.	ten.	+	-
1		0	4.8			2.1
I		2.9	4.8			2.1
II		5.7	4.8			2.1
III		8.6	4.8			2.1
2		11.4	4.8 2.1		4.8	2.1
a		6.1	2.1		3.8	
b		2.0	2.1		2.8	
c	0.8		2.1		1.7	
d	2.4		2.1		0.7	
e	2.7		2.1			0.3
f	1.6		2.1			1.3
g		0.7	2.1			2.3
h		4.4	2.1			3.3
i		9.4	2.1			4.4
3		15.7	2.1 10.8			5.4

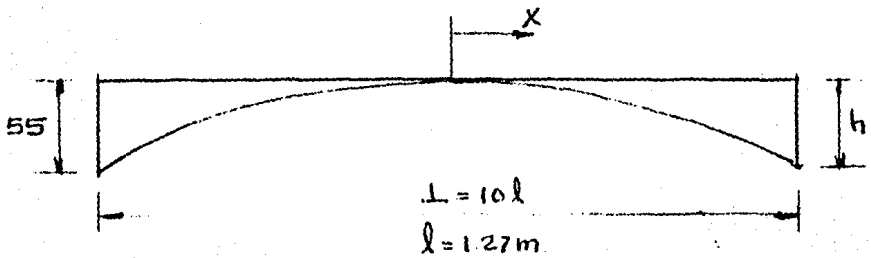
Como la estructura y las cargas son simétricas, el punto no gira.



Momento isostático.-

Carga uniforme;  $M_{\text{is}} = \frac{0.84 \times 12.7^2}{8} = 17.0 \text{ Ton.- m.}$

Carga parabólica:



$M_i = \frac{wh}{48} (L^2 - \frac{16x^4}{L^2})$ ;  $x = k \ell$ , en que  $k = 0, 1, 2, 3$ , etc. para obtener los puntos e, f, g, h, i y los simétricos.

∴ Substituyendo y reduciendo:

$$M_i = \frac{wh \ell^2}{0.48} (1 - \frac{16 k^4}{10^4})$$

en la que:

$$\frac{wh \ell^2}{0.48} = \frac{2.4 \times 0.55 \times 1.27^2}{0.48} = 4.44 \text{ Ton.-m.}$$

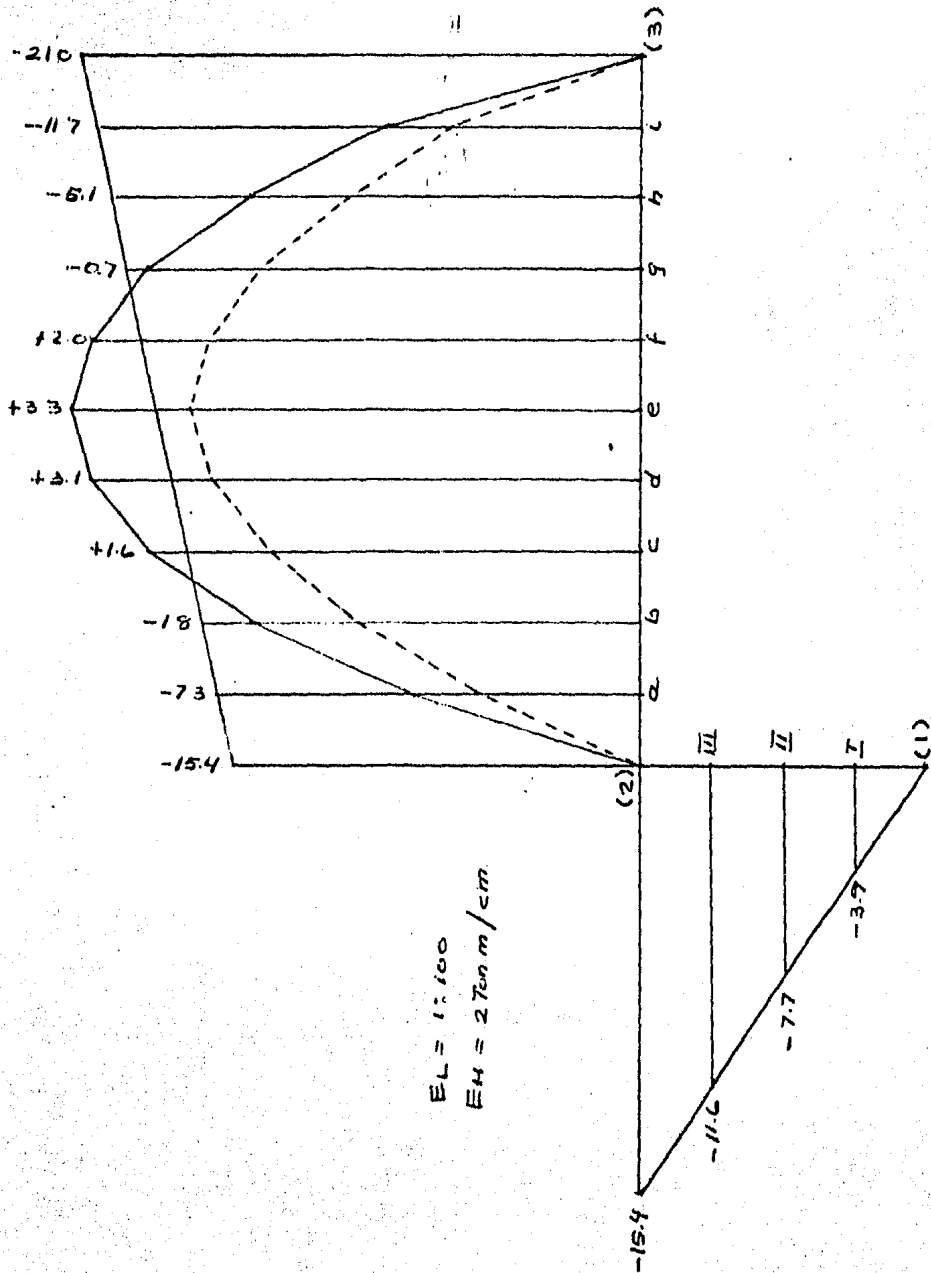
De manera que el momento isostático en las secciones en que se ha dividido la losa superior serán:

TABLA NUM. 2

PUNTO	$16 \frac{k^4}{10^4}$	$1 - \frac{16 k^4}{10^4}$	Mi (t-m)
e	0	1	4.4
f-d	$\frac{16 \times 1^4}{10^4} = 0.0016$	1	4.4
g-c	$\frac{16 \times 2^4}{10^4} = 0.0260$	0.974	4.3
h-b	$\frac{16 \times 3^4}{10^4} = 0.1300$	0.870	3.9
i-a	$\frac{16 \times 4^4}{10^4} = 0.4100$	0.590	2.6

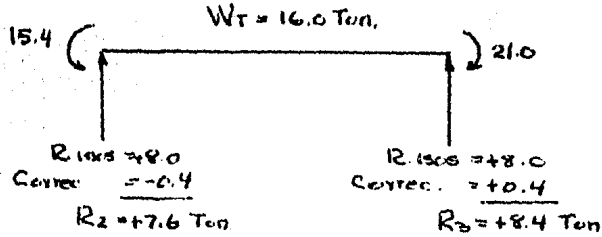
y el diagrama de momentos flexionantes será:

Diagrama de momentos flexionantes por peso propio

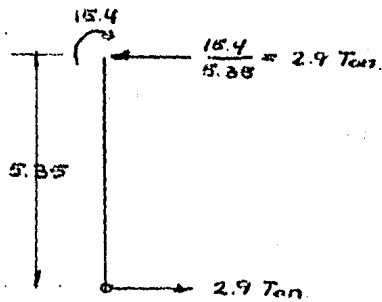


Fuerza Cortante

Losa:

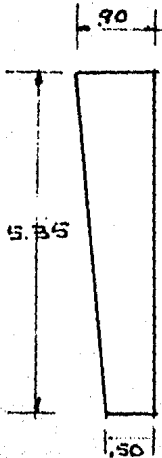


Muro extremo



Fuerza Normal.

Losa: compresión = 2.9 ton. (constante)



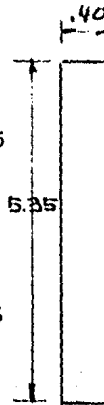
Muros extremos:

Peso del muro  
 $p.p. = \frac{0.90 + 0.50}{2} \times 2.4 \times 5.35$   
 $= 9.0 \text{ ton.}$

Descarga de la losa = 7.6 ton.

$N(\text{compresión}) = 9.0 + 7.6 = 16.6$

se tomará constante



Muro Central:

Peso del muro

$pp = 0.40 \times 5.35 \times 2.4 =$   
 $= 5.1 \text{ ton.}$

Descarga de la losa

= 8.4 ton.

$N(\text{compresión}) =$

$5.1 + 8.4 = 13.5 \text{ ton.}$

se tomará constante.



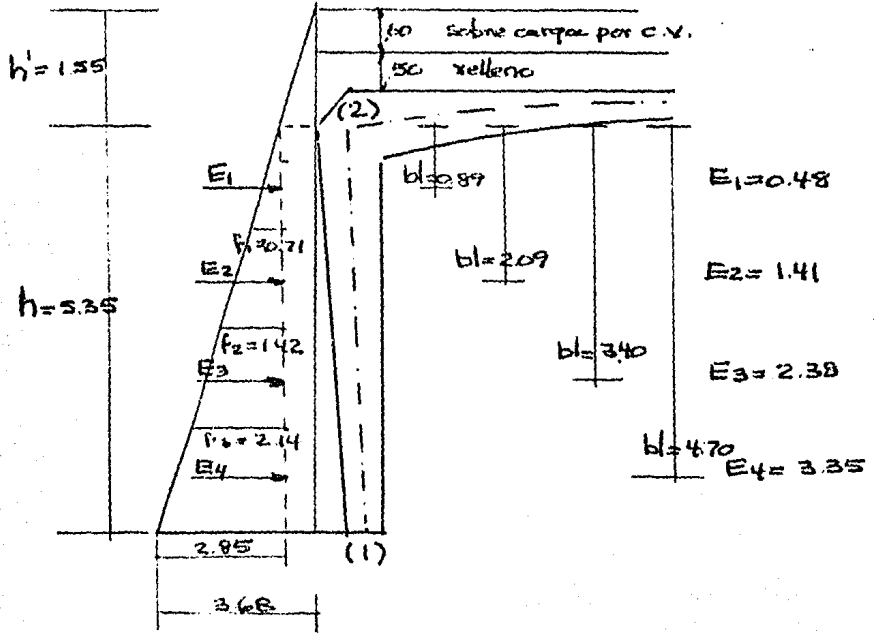
TABLA NUM. 3

ELEMENTOS MECANICOS POR PESO PROPIO

Sección	Momento (ton.-M)		Normal (ton.)		Cortante (ton.)	
	+	-	Comp.	ten.	+	-
1		0	16.6			2.9
I		3.9	16.6			2.9
II		7.7	16.6			2.9
III		11.6	16.6			2.9
2		15.4	16.6		7.6	2.9
a		7.3	2.9		5.2	
b		1.8	2.9		3.4	
c	1.6		2.9		1.9	
d	3.1		2.9		0.7	
e	3.3		2.9			0.4
f	2.0		2.9			1.5
g		0.7	2.9			2.7
h		5.1	2.9			4.2
i		11.7	2.9			6.0
3		21.0	2.9 21.9			8.4

3.- EMPUJE DE TIERRAS.

Para el empuje de tierras debe tomarse en cuenta la carga viva, la que para facilitar los cálculos, se traduce a una sobre altura de terraplén de 60 cm. (AASHO 2.19).



Por la fórmula de Rankine:

$$f_s = wh \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} ; f_i = wh \frac{1 - \text{sen } \varphi}{1 + \text{sen } \varphi} (h + h')$$

$f$  = empuje unitario a la profundidad  $x$

$w$  = peso volumétrico del material =  $1600 \text{ kg/m}^3$ .

$x$  = profundidad en la que se mide el empuje.

$\varphi$  = ángulo de fricción interna del material =  $30^\circ$

Si:

$$K = \frac{1 - \text{Sen } \varphi}{1 + \text{Sen } \varphi} = 0.333$$

$$wk = 1.6 \times 0.333 = 0.534 \text{ Ton/m.} \quad \therefore f = 0.534 \text{ h}$$

$$f_1 = 0.534 \times 1.55 = 0.83 \text{ Ton/m}^2.$$

$$f_2 = 0.534 \times 6.90 = 3.68 \text{ Ton/m}^2.$$

Calcularemos el momento producido por el empuje (que es una carga trapezoidal) descompuesto en un empuje uniforme y una serie de empujes parciales como se muestra en la figura anterior.

El cálculo del valor de cada una de las fuerzas parciales así como la posición de su punto de aplicación, se obtiene fácilmente y no vale la pena indicarlo aquí; sus valores y sus posiciones aparecen en la figura.

Del Parcell y Moorman (tabla No. 4), obtenemos los valores de los momentos de empotramiento;

Carga uniforme:

$$W = 0.83 \text{ ton/m.}$$

$$M_2 = 0.117 \times 0.83 \times \frac{5.35^2}{2} = 2.78 \text{ Ton. - m.}$$

$$M_1 = 0.057 \times 0.83 \times \frac{5.35^2}{2} = 1.35 \text{ Ton. - m.}$$

Cargas Concentradas:

Para  $E_1$ :

$$b_1 = 0.89 \quad \therefore b = \frac{0.89}{5.35} = 0.17$$

$$M_2 = 0.13 \times 0.48 \times 5.35 = 0.33 \text{ Ton. - m.}$$

$$M_1 = 0.013 \times 0.48 \times 5.35 = 0.03 \text{ Ton. - m.}$$

Para  $E_2$ :

$$b_1 = 2.09 \quad \therefore b = \frac{2.09}{5.35} = 0.39$$

$$M_2 = 0.196 \times 1.41 \times 5.35 = 1.48 \text{ Ton. - m.}$$

$$M_1 = 0.05 \times 1.41 \times 5.35 = 0.38 \text{ Ton. - m.}$$

Para E<sub>3</sub>:

$$b_1 = 3.4 \quad \therefore \quad b = \frac{3.4}{5.35} = 0.63$$

$$M_2 = 0.145 \times 2.38 \times 5.35 = 1.85 \text{ Ton. - m.}$$

$$M_1 = 0.100 \times 2.38 \times 5.35 = 1.27 \text{ Ton. - m.}$$

Para E<sub>4</sub>:

$$b_1 = 4.7 \quad \therefore \quad b = \frac{4.7}{5.35} = 0.88$$

$$M_2 = 0.024 \times 3.35 \times 5.35 = 0.43 \text{ Ton. - m.}$$

$$M_1 = 0.08 \times 3.35 \times 5.35 = 1.43 \text{ Ton. - m.}$$

Sumando para obtener los momentos totales de empotramien

to:

$$M_2 = 2.78 + 0.33 + 1.48 + 1.85 + 0.43 = 6.87 \doteq 6.9 \text{ Ton. - m.}$$

$$M_1 = 1.35 + 0.03 + 0.38 + 1.27 + 1.43 = 4.46 \doteq 4.5 \text{ Ton. - m.}$$

Nuevamente las cargas son simétricas y el nudo (3) no gira, por --

lo que:



$$W = \frac{FL}{2} = \frac{2.85 \times 5.35}{2} = 7.62 \text{ Ton.}$$

$$W_{II} = \frac{W X^2}{L^2} \quad R(2) = \frac{W}{3}$$

$$M = \frac{W}{3} X - W_{II} \frac{X}{3} = \frac{WX}{3} - W \frac{X}{3} \frac{X^2}{L^2} = \frac{WX}{3} \left( 1 - \frac{X^2}{L^2} \right)$$

como  $X = k l$  y  $L = 4 l$

$$M = \frac{W k l}{3} \left( l - \frac{k^2 l^2}{16 l^2} \right) = \frac{W l}{3} \left( k - \frac{k^3}{16} \right)$$

$k = 1, 2, 3$  y  $4$ .

$$\frac{W l}{3} = \frac{7.62 \times 1.34}{3} = 3.4$$

Sección	R	$\frac{R^3}{16}$	$R \frac{R^3}{16}$	MA (T-m)	Mo (T-m)	M (T-m)	Mt (T-m)
III	1	0.06	0.94	3.2	2.2	5.4	4.2
II	2	0.50	1.50	5.1	3.0	8.1	7.3
I	3	1.70	1.30	4.4	2.2	6.6	6.2

Fuerza Cortante.-

Muro extremo: (diagrama del cuerpo libre).

$E_1$  = Resultante del empuje

uniformemente distribuido.

$E_2$  = Resultante del empuje triangular.

$$E_1 = 0.83 \times 5.35 = 4.44 \text{ Ton.}$$

$$E_2 = 2.85 \times \frac{5.35}{2} = 7.62 \text{ Ton.}$$

$$V_1 = 4.44 \times 0.5 + \frac{2}{3} 7.62 - \frac{1.7}{5.35} = 7.0 \text{ Ton.}$$

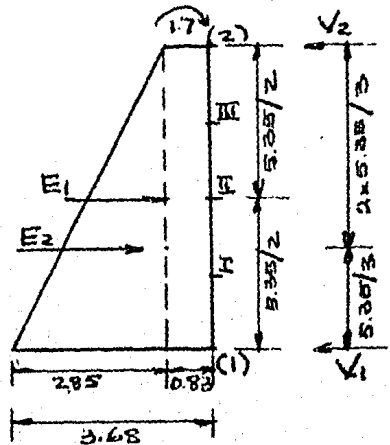
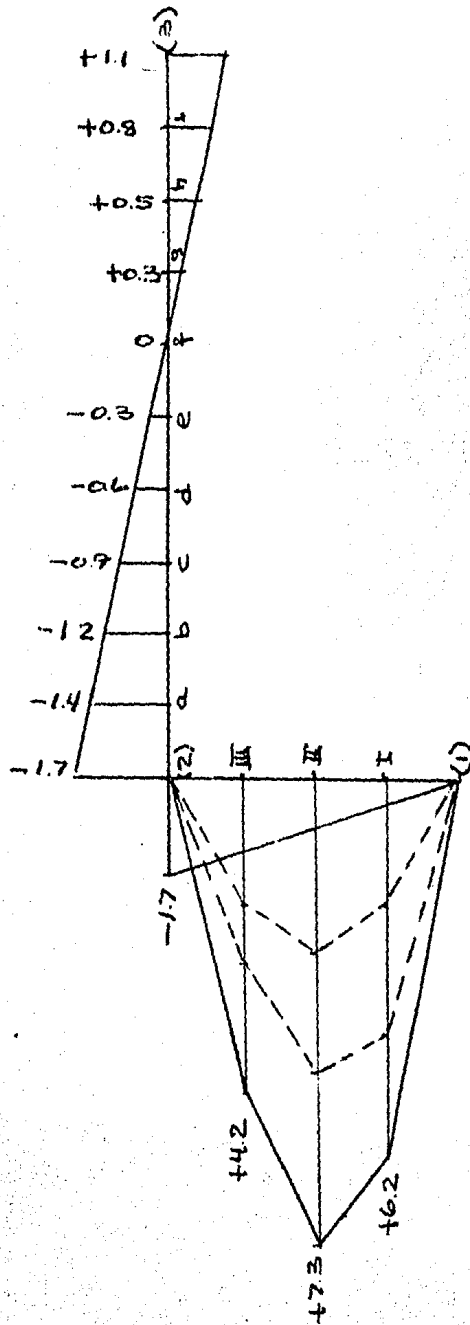


Diagrama de momentos Flexionantes por Empuje de Tierras.



#L = 12100  
#A = 1 Ton.m = 1 cm.

$$V_2 = 4.44 \times 0.5 + \frac{1}{3} 7.62 + \frac{1.7}{5.35} = 5.1 \text{ Ton.}$$

$$V = V_2 - Wx - E_2 \frac{x^2}{16} = 5.1 - (w \text{ l k} + \frac{E_2}{16} k^2)$$

$$V = 5.1 - (1.11k + 0.447 k^2)$$

$$V_{III} = 5.1 - (1.11 + 0.477) = 3.5 \text{ Ton.}$$

$$V_{II} = 5.1 - (2.22 + 1.91) = 1.0 \text{ Ton.}$$

$$V_I = 5.1 - (3.33 + 4.29) = 2.5 \text{ Ton.}$$

Losa superior.

Despreciables.

Fuerzas Normales.

Muros Extremos:

Despreciables.

Losa superior:

$N = 5.1 \text{ Ton. (compresión constante).}$

Elementos Mecánicos por Empuje de tierras.



TABLA NUM. 4

Sección	Momento (ton.-m)		Normal (ton.)		Cortante (ton.)	
	+	-	Comp.	Tensión	+	-
1	0		0.2		7.0	
I	6.2		0.2		2.5	
II	7.3		0.2			1.0
III	4.2		0.2			3.5
2		1.7	0.2		0.2	5.1
a		1.4	5.1		0.2	
b		1.2	5.1		0.2	
c		0.9	5.1		0.2	
d		0.6	5.1		0.2	
e		0.3	5.1		0.2	
f		0	5.1		0.2	
g	0.3		5.1		0.2	
h	0.5		5.1		0.2	
i	0.8		5.1		0.2	
3	1.1		5.1	0.4	0.2	

4.- EFECTOS DE TEMPERATURA

El coeficiente de dilatación por temperatura para el concreto es:

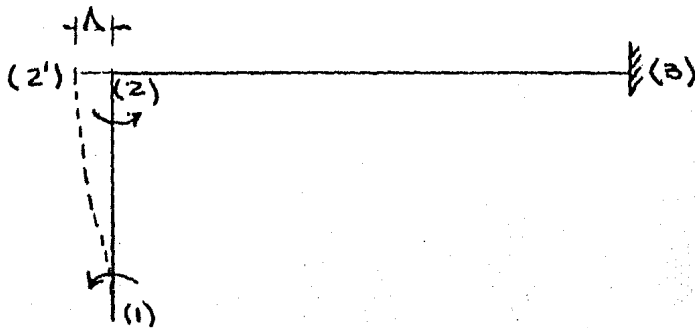
$$k = 0.000012 \text{ cm/}^\circ\text{C.}$$

y  $\Delta$  :

$$\Delta = \text{Aumento en } ^\circ\text{C.} \times k \times \text{longitud de la pieza}$$

Consideraremos solamente el caso en que la losa superior, por estar mas expuesta a los cambios ambientales, se expande o se contrae, entonces:

$$\Delta = 20^\circ \text{ C} \times 0.000012 \times 1270 = 0.305 \text{ cm.}$$



La rigidez lineal de la pieza es:

$$r_{1_2} = r_{2-1} \frac{1 + t_{2-1}}{5.35} \quad E = 0.0291 \frac{1 + 0.33}{5.35} \quad E = 0.00724 E$$

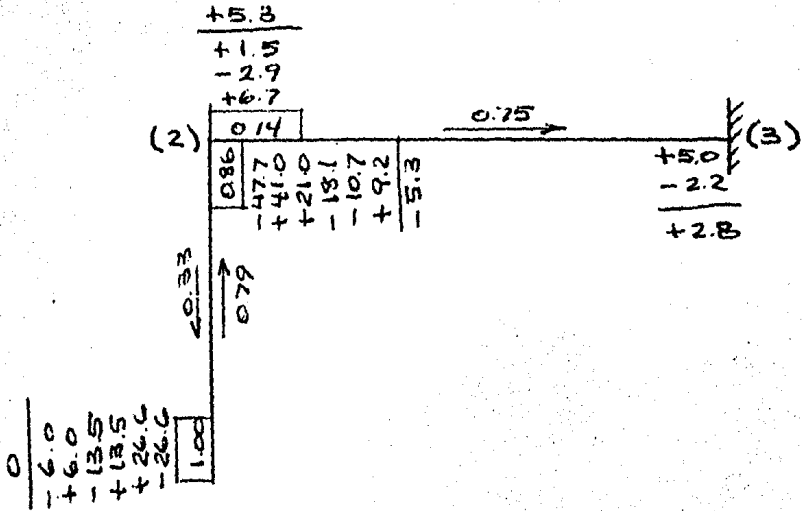
$$t_{1_2} = \frac{r_{1-2} (1 + t_{1-2})}{r_{2-1} (1 + t_{2-1})} = \frac{0.012 (1 + 0.79)}{0.0291 (1 + 0.33)} = 0.556$$

$$E = 15,000 \sqrt{f'c} \quad (\text{consideraremos un concreto con una } f_c = 210 \text{ kg/cm}^2)$$

$$15,000 \sqrt{210} = 2,200,000 \text{ Ton/m}^2$$

$$M_2 = 0.00724 \times 2,200,000 \times 0.0030 = 47.7 \text{ Ton. m.}$$

$$M_1 = 0.556 \times 47.7 = 26.6 \text{ Ton. - m.}$$



Fuerzas Cortantes:

Despreciables.

Fuerzas Normales.

Despreciables.

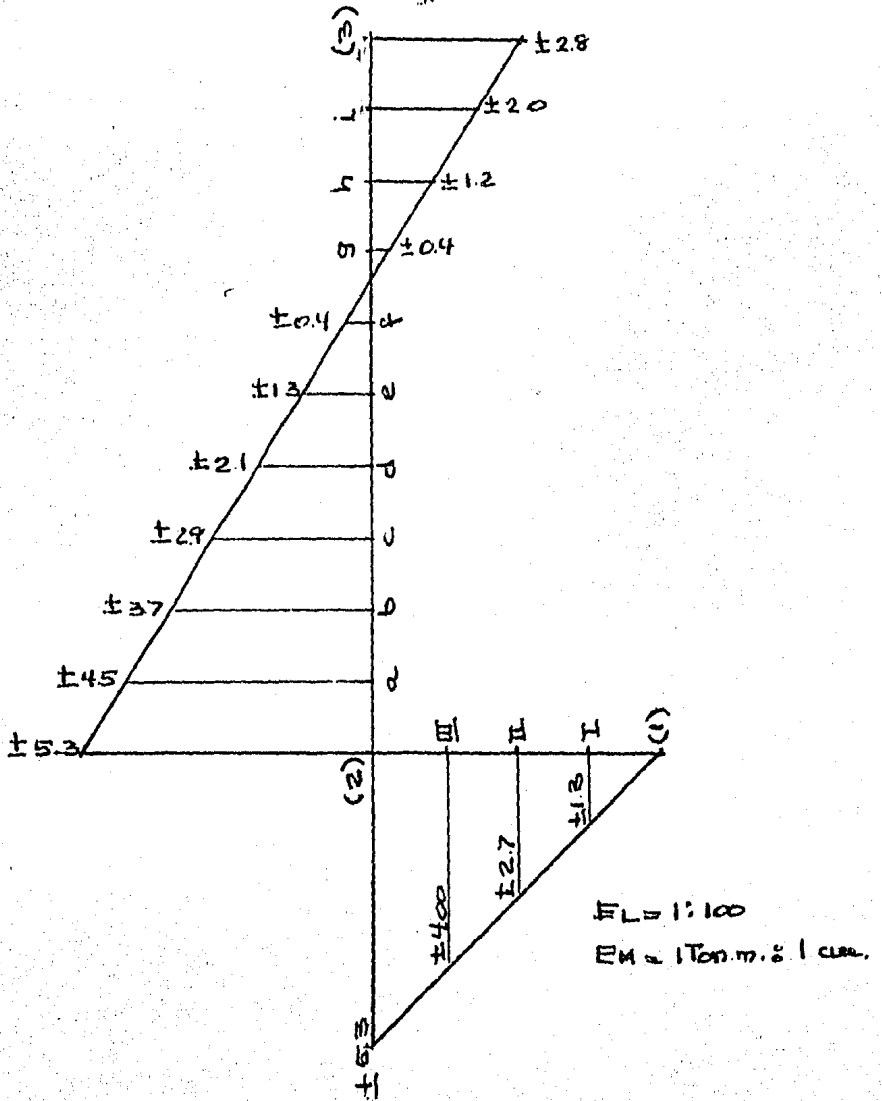
Elementos Mecánicos por variación de + 20 C. en la temperatura.

TABLA NUM. 5

Sección	Momento (Ton-m)		Normal (ton.)		Cortante (ton.)	
	+	-	+	-	+	-
1	0.00		0.6		1.0	
I	1.3		0.6		1.0	
II	2.7		0.6		1.0	
III	4.0		0.6		1.0	
2	5.3		0.6 1.0		1.0 0.6	
a	4.5		1.0		0.6	
b	3.7		1.0		0.6	
c	2.9		1.0		0.6	
d	2.1		1.0		0.6	
e	1.3		1.0		0.6	
f	0.4		1.0		0.6	
g	0.4		1.0		0.6	
h	1.2		1.0		0.6	
i	2.0		1.0		0.6	
3	2.8		1.0 1.2		0.6	

Diagrama de momentos flexionantes por variación de temperatura

ra.



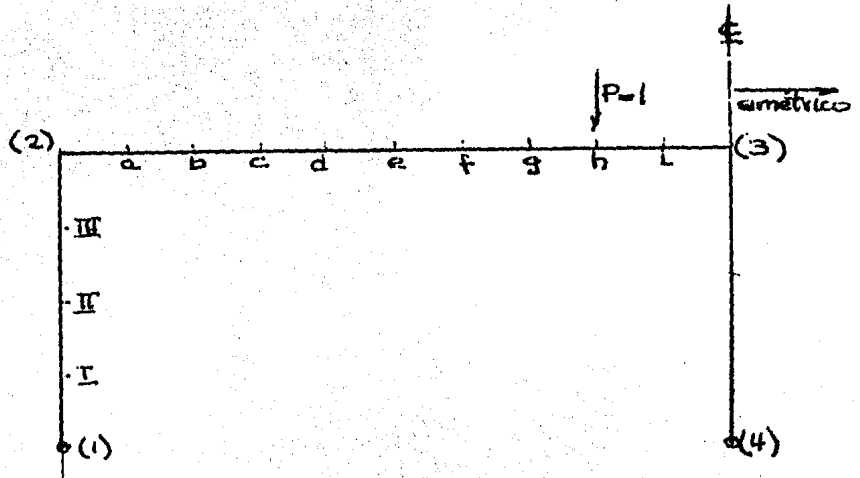
### CARGA VIVA E IMPACTO.

En los puentes la carga viva actúa preponderantemente como una serie de cargas móviles, en forma tal, que para valuar sus efectos máximos sobre una sección determinada es necesario obtener las líneas de influencia correspondientes para los diferentes elementos mecánicos en la sección en estudio.

Línea de Influencia, es una gráfica que da los valores de un elemento mecánico o de una deformación en una sección de una pieza, cuando una carga unitaria se desplaza a lo largo de la estructura.

La carga móvil la tendremos sobre la losa superior del puente, así que la dividiremos en diez partes de 1.27 m. cada una, para obtener las líneas de influencia del Momento y del Cortante, pues es suficiente conocer las áreas de acero requeridas en tales puntos para poder proporcionar con suficiente aproximación las longitudes de anclajes para los bastones.

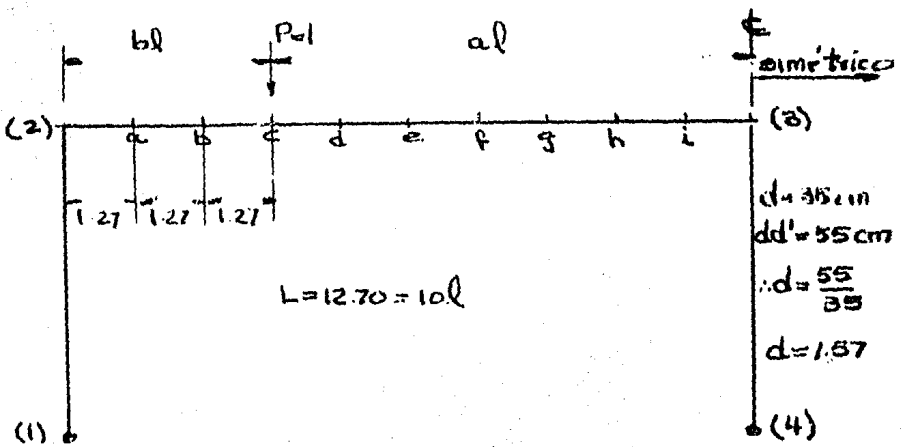
Para calcular las líneas de influencia, cargaremos la losa con una carga unitaria en los puntos a, b, c, etc., y para cada posición obtendremos los diagramas de momentos y fuerzas cortantes correspondientes. Se desprende de lo anterior, que tendremos que calcular los elementos mecánicos en la estructura tantas veces como posiciones de la carga unitaria consideremos, es decir, para nuestro caso serán nueve, tomando en cuenta que la estructura es simétrica.



Quando la carga unitaria la consideremos en a, obtendremos un momento en cada uno de los puntos en estudio, es decir,  $M_{aa}$ ,  $M_{ab}$ ,  $M_{ac}$ , etc., en donde el primer sub-índice indica la posición de la carga y el segundo, el punto en donde se calcula el momento - cuando la carga esté en b, obtendremos  $M_{ba}$ ,  $M_{bb}$ ,  $M_{bc}$ , etc., de modo que al analizar todas las posiciones de la carga, obtendremos  $M_{aa}$ ,  $M_{ba}$ ,  $M_{ca}$ , etc., o sea los momentos producidos en a, cuando la carga esté en a, b, c, etc.

Entonces, por definición, los valores  $M_{aa}$ ,  $M_{ba}$ ,  $M_{ca}$ , etc., son las ordenadas de la línea de influencia del momento flexionante en a. Es obvio que el procedimiento es igualmente válido para obtener las líneas de influencia del Cortante y del Normal.

Como el poner todos los cálculos es sumamente largo y es el resultado de una serie de operaciones sistematizadas, solo ilustraremos aquí como se obtienen los elementos mecánicos cuando la carga unitaria esté en un punto cualquiera, digamos c.



Momentos de empotramiento (tabla No. 5 Parcell y Moorman).

$$M_2 = \text{Coef. } 2 \times P \times L, \quad b \times L = 3 \times 1.27 \quad \therefore \quad b = \frac{3 \times 1.27}{10 \times 1.27} = 0.3$$

$$M_3 = \text{Coef. } 3 \times P \times L \quad \text{para } b = 0.3$$

$$\text{Coef. } 2 \approx 0.213 \quad \text{y el Coef. } 3 \approx 0.060$$

$$M_2 = 0.213 \times 1 \times 12.70 = 2.70 \text{ Ton. - m.}$$

$$M_3 = 0.060 \times 1 \times 12.70 = 0.76 \text{ Ton. m.}$$



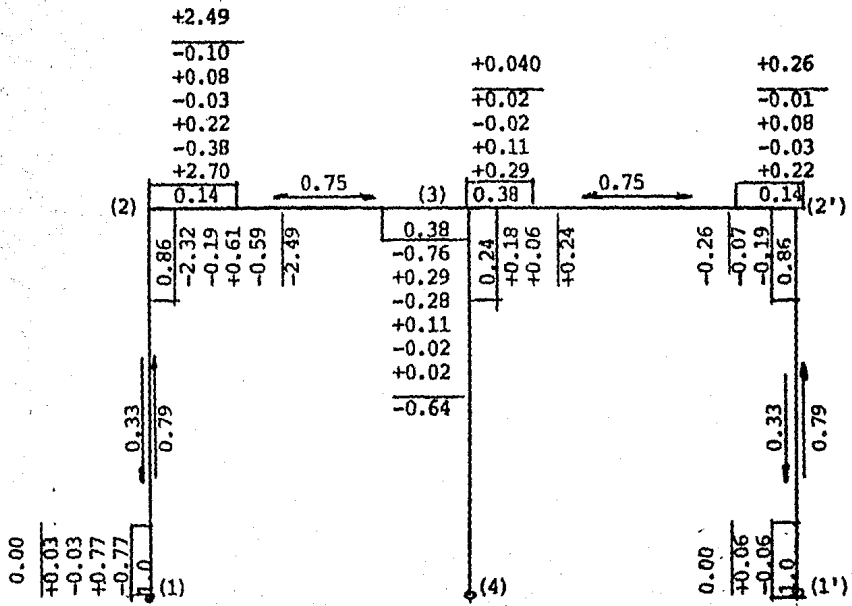
$$M_1 = a b (10 \ell) = 0.7 \times 0.3 \times 12.7 = 2.67 \text{ Ton.-m.}$$

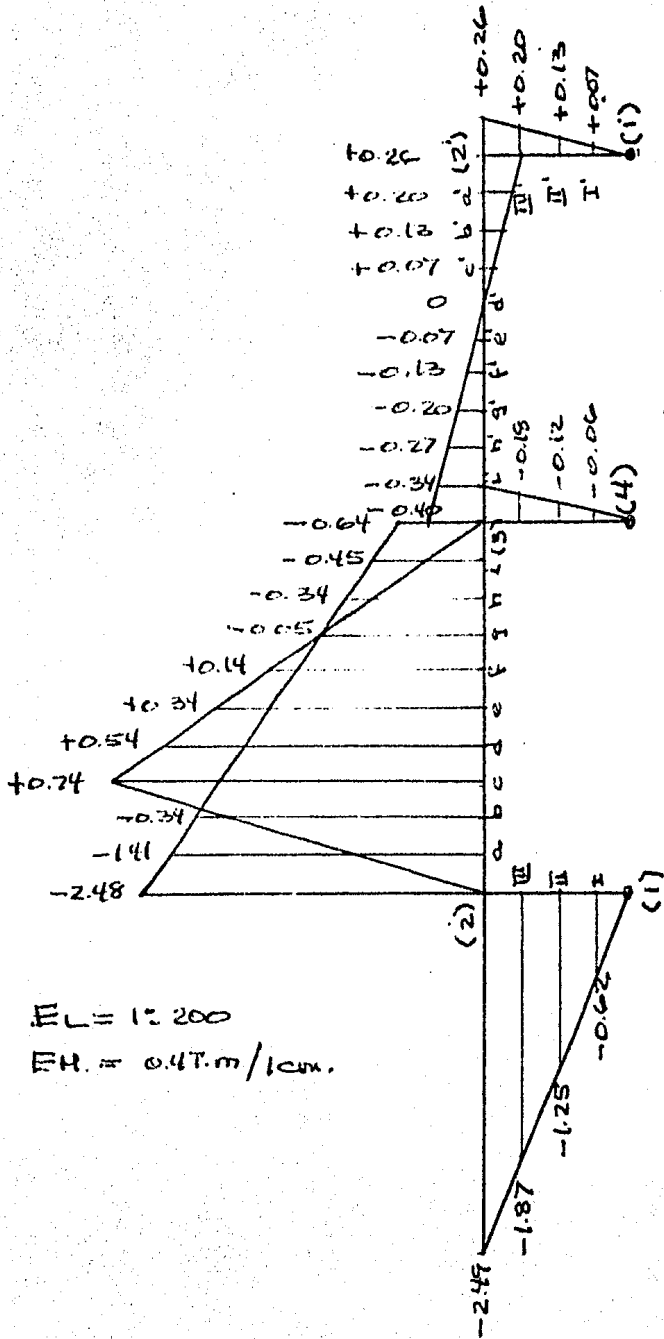
Tabulando los valores de los momentos de empotramiento y momentos isostáticos para las diversas posiciones de la carga unitaria, tenemos:

TABLA NUM. 6

Pen	b	a	C <sub>2</sub>	C <sub>3</sub>	ab	M <sub>2</sub> (t-m)	M <sub>3</sub> (t-m)	M <sub>i</sub> (t-m)
a	0.1	0.9	0.095	0.010	0.09	1.21	0.13	1.14
b	0.2	0.8	0.165	0.020	0.16	2.10	0.25	2.04
c	0.3	0.7	0.213	0.060	0.21	2.70	0.76	2.67
d	0.4	0.6	0.220	0.114	0.24	2.79	1.45	3.05
e	0.5	0.5	0.176	0.176	0.25	2.24	2.24	3.18
f	0.6	0.4	0.114	0.220	0.24	1.45	2.79	3.05
g	0.7	0.3	0.060	0.213	0.21	0.76	2.70	2.67
h	0.8	0.2	0.020	0.165	0.16	0.25	2.10	2.04
i	0.9	0.1	0.010	0.095	0.09	0.13	1.21	1.14

Carga unitaria en c, es necesario analizar la estructura completa, pues no hay simetría en las cargas.





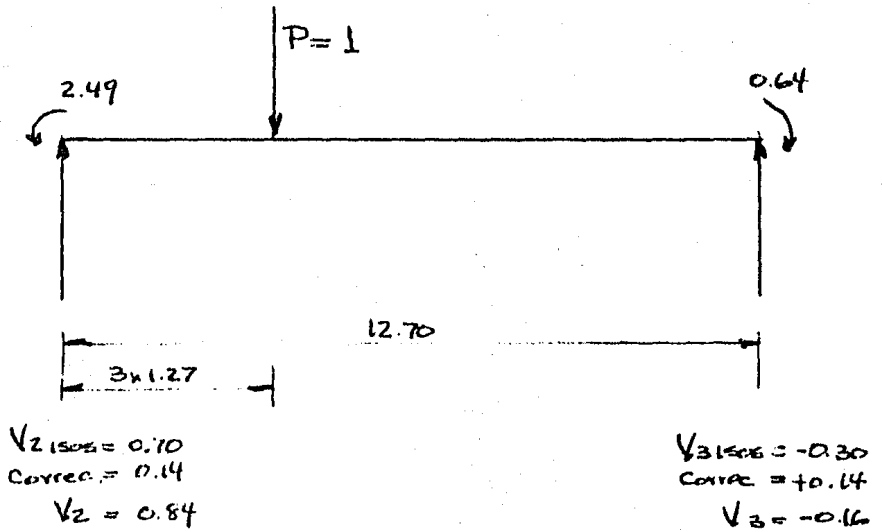
$E_L = 1:200$

$E_H = 0.47 \text{ m/cm}$

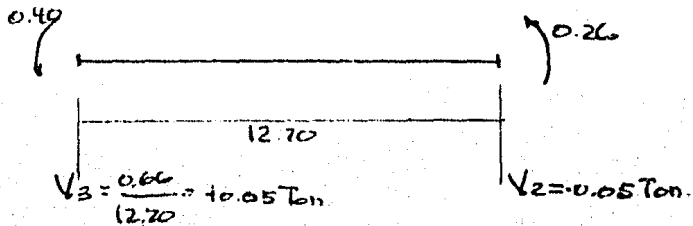
El Diagrama de momentos es: (Ver la Pag. 105.)

Como hemos visto, el Cortante solo es de importancia en la losa superior y el Normal lo es en los muros, entonces:

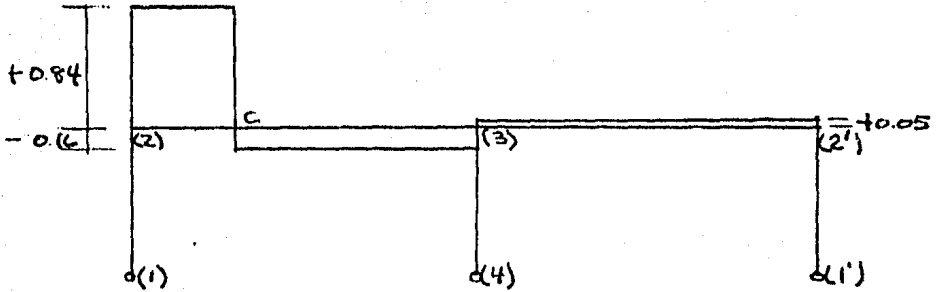
Fuerza Cortante.



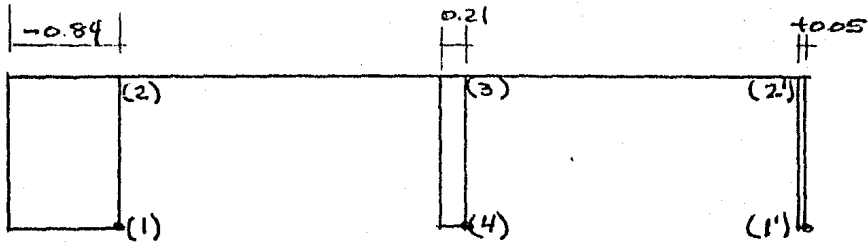
Losa superior tramo (3) - (2)



y el diagrama de Cortante en las losas superiores es:



el diagrama de Normales en los muros es:



$$E_L = 1.200$$

$$E_R = 0.470 \text{ ton} = 1 \text{ cm.}$$

Resumen de los elementos mecánicos debidos a la carga -- unitaria en C.

El efecto de la simetría en la carga tiende a producir - desplazamientos horizontales, se considera sin embargo, que debido al relleno y a la acción pasiva del mismo se impiden tales movimientos.

TABLA NUM. 7

Sección	Momento (ton-m)	Normal ( ton)	Cortante (ton)
1	0	-0.84	-0.47
I	-0.62	-0.84	-0.47
II	-1.25	-0.84	-0.47
III	-1.87	-0.84	-0.47
2	-2.49	-0.84	-0.47 +0.84
a	-1.41		+0.84
b	-0.34		+0.84
c	+0.74		+0.84 -0.16
d	+0.54		-0.16
e	+0.34		-0.16
f	+0.14		-0.16
g	+0.05		-0.16
h	-0.34		-0.16
i	-0.45		-0.16
3	-0.64 -0.40	-0.21	-0.16 +0.05

'continúa hoja 109'.

Sección	Momento (ton-m)	Normal (ton.)	Cortante (ton.)
i'	-0.34		+ 0.05
h'	-0.27		+ 0.05
g'	-0.20		+ 0.05
f'	-0.13		+ 0.05
e'	-0.07		+ 0.05
d'	0		+ 0.05
c'	+0.07		+ 0.05
b'	+0.13		+ 0.05
a'	+0.20		+ 0.05
2'	+0.26	+0.05	- 0.05
III'	+0.20	+0.05	- 0.05
II'	+0.13	+0.05	- 0.05
I'	+0.07	+0.05	- 0.05
1'	0	+0.05	- 0.05

Se hicieron tablas semejantes para la totalidad de las - posiciones de la carga unitaria, para con sus valores construir las líneas de influencia.

Una vez efectuando el cálculo para todas las posiciones- de la carga unitaria, se procede al trazado de las líneas de influen- cia, de las que representamos algunas.

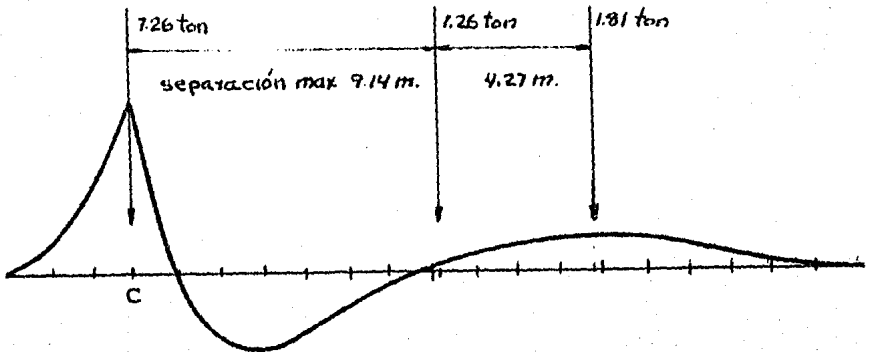
Es interesante hacer notar que para resistir la Fuerza - Cortante no se pondrán estribos, ya que de acuerdo con el proporcio- namiento de la estructura, hecho en base con las fórmulas empíri--

cas empleadas para el caso, que toman en cuenta el tipo de carga viva, se obtienen dimensiones tales que el concreto por si solo es capaz de resistir el esfuerzo cortante, Sin embargo, aún aclarando lo anterior, revisaremos el cortante en las secciones 2, c, e, g y 3 que pueden considerarse críticas.

Ya obtenidas las líneas de influencia, basta colocar las cargas en la posición en que produzcan los máximos elementos mecánicos.

Como ejemplo calcularemos los máximos momentos en la sección "c" (en la inteligencia de que será necesario hacer lo mismo para las secciones restantes).

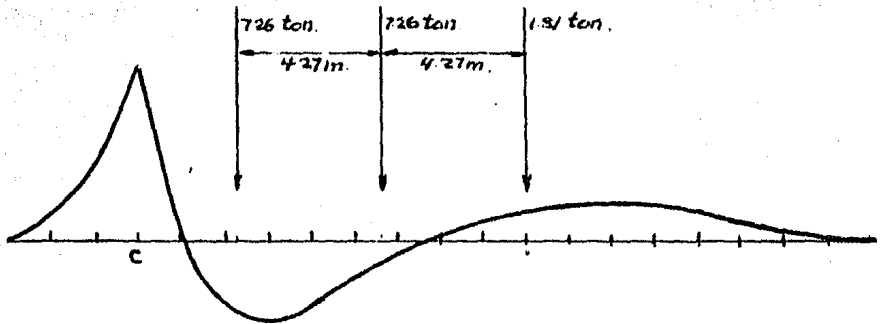
1.- Carga de camión.





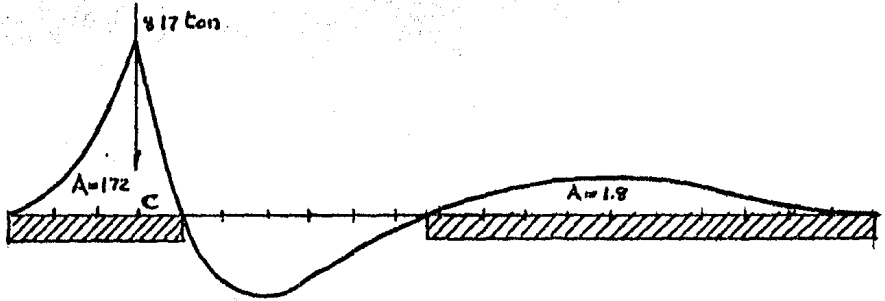
Posición de las ruedas para obtener el máximo positivo.

$$M_C \text{ máx. (+)} = 7.26 \times 0.75 + 7.26 \times 0.02 + 1.81 \times 0.18 \hat{=} 6.1 \text{ Ton. m.}$$



Posición de las ruedas para obtener el máximo negativo:

$$M_C \text{ máx. (-)} = 7.26 \times (0.47) - 1.81 \times 0.17 = 3.25 - 0.31 \hat{=} 3.0 \text{ Ton. - m.}$$

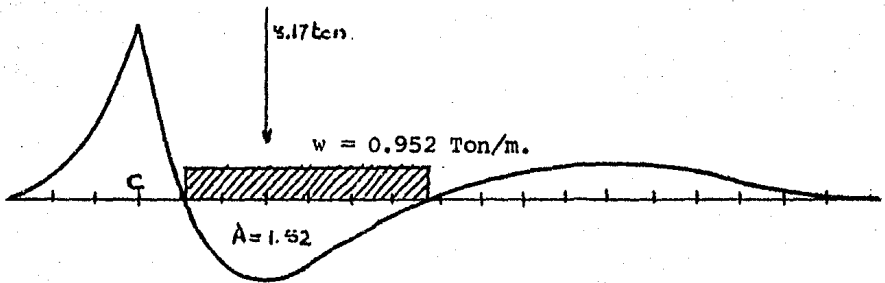


$$w = 0.952 \text{ Ton./m.}$$

$$w = 0.952 \text{ Ton./m.}$$

Posición para producir el máximo momento positivo.

$$\begin{aligned} M_C \text{ máx. (+)} &= 1.72 \times 0.952 + 1.8 \times 0.952 + 8.17 \times 0.75 \\ &= 1.64 + 1.71 + 6.13 \hat{=} 9.5 \text{ Ton. - m.} \end{aligned}$$



Posición para producir el máximo momento negativo.

$$M_C \text{ máx. (-)} = 0.952 \times 1.52 + 8.17 \times 0.375 = 1.45 + 3.06 \hat{=} 4.5 \text{ Ton. - m.}$$

Ver la tabla para el trazo de las líneas de influencia de los momentos flexionantes en donde se han vaciado los momentos debidos a la carga unitaria y las líneas de influencia para las secciones 2, c, e, g y 3.

ANCHO DE DISTRIBUCION.- Es evidente que la carga de una rueda no es resistida solamente por la faja longitudinal del puente sobre la que incide, sino por todo el puente en conjunto, pero evaluar los efectos de una carga sobre la estructura completa es un problema muy complejo. Así que las normas AASHO, para facilitar la solución del problema y basándose en estudios matemáticos hechos por Westergaard, suponen que la carga de rueda o de línea es resistida solo por una faja de losa cuyo ancho se valúa como sigue:

Ancho de distribución de las cargas en losas con armado principal paralelo al tránsito (AASHO apartado 3.2 caso c).

$$a).- \text{Carga por rueda } E = \frac{3.05 N + W}{4 N}$$

E = ancho de distribución ( en metros ).

N = número de carriles de tránsito.

W = ancho de la calzada entre guarniciones (en m).

$$\text{Para nuestro puente } E = \frac{3.05 \times 4 + 14}{4 \times 4} = 1.63 \text{ m.}$$

$$b).- \text{Carga de línea } E = \frac{0.5 W + 1.52 N}{N}$$

( las literales tienen el mismo significado anterior ).

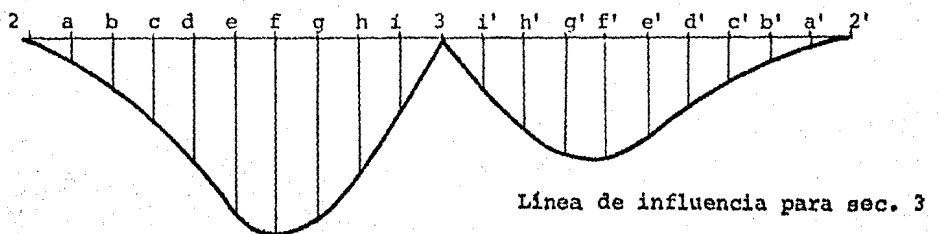
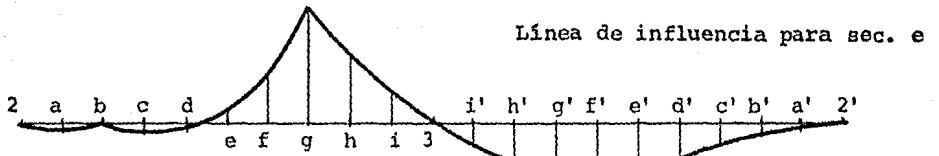
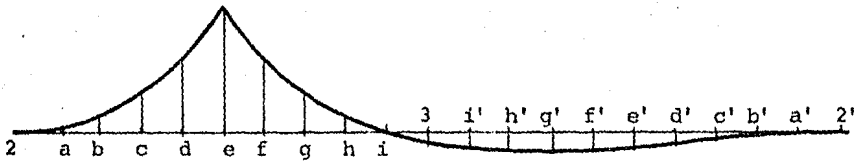
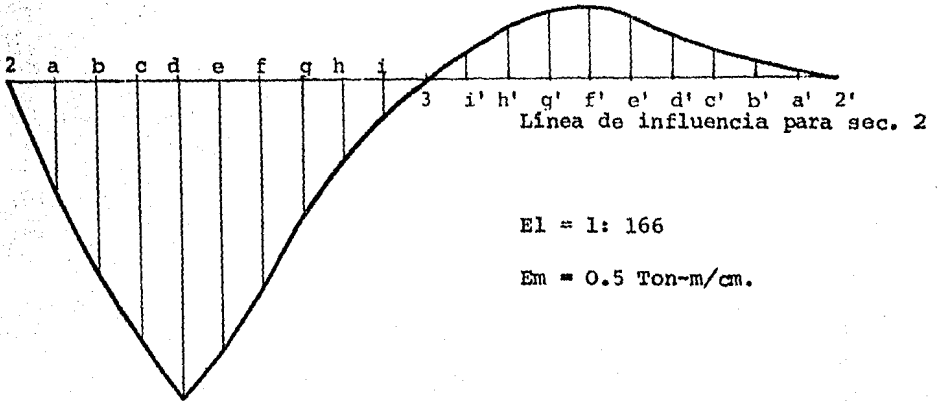
TABLA NUM. 8

Para el trazo de las líneas de influencia para momento flexionante

Momentos debidos a la carga unitaria en (ton-m)

Sección	a	b	c	d	e	f	g	h	i	i'	h'	g'	f'	e'	d'	c'	b'	a'
-0.27	-0.47	-0.62	-0.68	-0.62	-0.48	-0.32	-0.19	-0.10	+0.07	+0.13	+0.17	+0.18	+0.15	+0.11	+0.07	+0.03	+0.02	
-0.54	-0.93	-1.25	-1.37	-1.24	-0.96	-0.64	-0.37	-0.20	+0.15	+0.27	+0.34	+0.36	+0.31	+0.21	+0.13	+0.06	+0.03	
-0.80	-1.39	-1.87	-2.04	-1.85	-1.44	-0.96	-0.55	-0.30	+0.22	+0.40	+0.51	+0.53	+0.46	+0.32	+0.20	+0.08	+0.05	
-1.07	-1.86	-2.49	-2.73	-2.47	-1.92	-1.28	-0.74	-0.40	+0.29	+0.53	+0.68	+0.71	+0.61	+0.42	+0.26	+0.11	+0.06	
+0.16	-0.70	-1.41	-1.83	-1.74	-1.40	-0.94	-0.55	-0.31	+0.22	+0.40	+0.51	+0.53	+0.45	+0.32	+0.20	+0.08	+0.05	
+0.13	+0.50	-0.34	-0.88	+1.03	-0.88	-0.61	-0.35	-0.22	+0.14	+0.26	+0.33	+0.34	+0.30	+0.20	+0.13	+0.06	+0.03	
+0.09	+0.40	+0.74	+0.05	-0.30	-0.37	-0.27	-0.15	-0.13	+0.07	+0.13	+0.17	+0.17	+0.14	+0.10	+0.07	+0.03	+0.01	
+0.06	+0.30	+0.54	+0.98	+0.42	+0.14	+0.06	+0.04	-0.04	0	0	0	-0.01	-0.01	-0.01	0	0	-0.01	114
+0.02	+0.20	+0.34	+0.64	+1.17	+0.66	+0.39	+0.23	+0.05	-0.07	-0.13	-0.17	-0.19	-0.16	-0.12	-0.07	-0.03	-0.02	
-0.02	+0.10	+0.14	+0.29	+0.63	+1.18	+0.73	+0.43	+0.14	-0.15	-0.26	-0.34	-0.37	-0.31	-0.22	-0.13	-0.06	-0.04	
-0.06	0	-0.05	-0.05	+0.08	+0.42	+1.07	+0.63	+0.24	-0.22	-0.40	-0.51	-0.55	-0.46	-0.33	-0.20	-0.10	-0.06	
-0.09	-0.10	-0.34	-0.41	-0.46	-0.33	+0.12	+0.83	+0.32	-0.30	-0.53	-0.68	-0.73	-0.62	-0.44	-0.27	-0.12	-0.08	
-0.03	-0.20	-0.45	-0.76	-0.99	-1.09	-0.83	-0.20	+0.41	-0.38	-0.67	-0.83	-0.92	-0.77	-0.54	-0.34	-0.17	-0.09	
-0.16	-0.29	-0.64	-1.09	-1.55	-1.84	-1.74	-1.73	-0.76	-0.45	-0.80	-1.03	-1.10	-0.92	-0.65	-0.40	-0.18	-0.10	
-0.10	-0.18	-0.40	-0.65	-0.92	-1.10	-1.03	-0.80	-0.45	-0.76	-1.33	-1.74	-1.84	-1.55	-1.09	-0.64	-0.29	-0.16	
-0.09	-0.16	-0.34	-0.54	-0.77	-0.92	-0.83	-0.67	-0.38	+0.41	-0.20	-0.83	-1.09	-0.99	-0.76	-0.45	-0.21	-0.13	
-0.08	-0.12	-0.27	-0.44	-0.62	-0.63	-0.68	-0.53	-0.30	+0.32	+0.33	+0.12	-0.33	-0.46	-0.41	-0.34	-0.10	-0.09	
-0.06	-0.10	-0.20	-0.33	-0.46	-0.55	-0.51	-0.40	-0.22	+0.24	+0.63	+1.07	+0.42	+0.08	-0.05	-0.05	-0.05	-0.06	
-0.04	-0.06	-0.13	-0.22	-0.31	-0.37	-0.34	-0.26	-0.15	+0.14	+0.43	+0.73	+1.18	+0.63	+0.29	+0.14	+0.10	-0.02	
-0.02	-0.03	-0.07	-0.12	-0.16	-0.19	-0.17	-0.13	-0.07	+0.05	+0.23	+0.39	+0.66	+1.17	+0.64	+0.34	+0.20	+0.02	
-0.01	0	0	-0.01	-0.01	-0.01	0	0	0	-0.04	+0.04	+0.06	+0.14	+0.42	+0.98	+0.54	+0.30	+0.06	
+0.01	+0.03	+0.07	+0.10	+0.14	+0.17	+0.17	+0.13	+0.07	-0.13	-0.15	-0.27	-0.37	-0.30	-0.05	+0.74	+0.40	+0.09	
+0.03	+0.06	+0.13	+0.20	+0.30	+0.34	+0.33	+0.26	+0.14	-0.22	-0.35	-0.61	-0.88	-1.03	-0.88	-0.34	+0.50	+0.13	
+0.05	+0.08	+0.20	+0.32	+0.45	+0.53	+0.51	+0.40	+0.22	-0.31	-0.55	-0.94	-1.40	-1.74	-1.83	-1.41	-0.70	+0.16	
+0.06	+0.11	+0.26	+0.42	+0.61	+0.71	+0.68	+0.53	+0.29	-0.40	-0.74	-1.28	-1.92	-2.47	-2.73	-2.49	-1.86	-1.07	
+0.05	+0.08	+0.20	+0.32	+0.46	+0.53	+0.51	+0.40	+0.22	-0.30	-0.55	-0.96	-1.44	-1.85	-2.04	-1.67	-1.39	-0.80	
+0.03	+0.06	+0.13	+0.21	+0.31	+0.36	+0.34	+0.27	+0.15	-0.20	-0.37	-0.64	-0.96	-1.24	-1.37	-1.25	-0.93	-0.54	
+0.02	+0.03	+0.07	+0.11	+0.15	+0.18	+0.17	+0.13	+0.07	-0.10	-0.19	-0.32	-0.48	-0.62	-0.68	-0.62	-0.47	-0.27	

LINEAS DE INFLUENCIA DEL MOMENTO FLEXIONANTE



Sustituyendo:

$$E = \frac{0.5 \times 14 + 1.52 \times 4}{4} = 3.27$$

Reducción de la intensidad de carga.-

Cuando el número de carriles de tránsito sean cuatro o más, se reducirá la intensidad de la carga en un 25 %, tomando en cuenta la improbabilidad de que todos los carriles se encuentren cargados simultáneamente. (AASHO apartado 2.9).

Impacto.- De acuerdo con lo indicado anteriormente:

$$I = \frac{15.24}{L + 38.1} = \frac{15.24}{12.7 + 38.1} = \frac{15.24}{50.8} \approx 30 \%$$

(Prácticamente igual al máximo especificado).

Para obtener los elementos mecánicos para una faja de 1.0 m. de ancho de puente, tenemos que dividirlos entre el ancho de distribución correspondiente, reducirlos en un 25 % e incrementarlos por el impacto en un 30 %.

Para facilitar el trabajo, involucraremos en un par de coeficientes los efectos anteriores, para con ellos afectar los elementos mecánicos ya sea de cargas de ruedas o cargas de líneas.

$$\text{Para cargas de rueda: } \frac{I \times R}{E} = \frac{1.30 \times 0.75}{1.63} \approx 0.6$$

$$\text{Para carga de línea: } \frac{I \times R}{E} = \frac{1.30 \times 0.75}{3.27} \approx 0.3$$

Aparecen en la tabla siguiente los momentos flexionantes de diseño por carga viva, encontrados de acuerdo con el criterio expuesto en los párrafos anteriores, en las diversas secciones en que se ha dividido la estructura, tanto por carga de rueda como de carga de línea:

TABLA NUM. 9

Momentos de diseño por C. V.

Sec.	Momento flexionante				Coeficiente $\frac{I_R}{E}$		Momentos flexionantes por un metro de ancho				Momentos flexionantes de diseño.	
	Carga de Camión		Carga de Línea		Carga-Camión	Carga Línea	Carga de Camión.		Carga de Línea		+	-
	+	-	+	-			+	-	+	-		
2	7.9	30.8	10.2	40.6	0.6	0.3	4.8	18.5	3.1	12.2	4.8	18.5
a	6.2	19.6	7.9	25.7	0.6	0.3	3.7	11.8	2.4	7.7	3.7	11.8
b	4.1	10.2	7.0	13.6	0.6	0.3	2.5	6.2	2.1	4.1	2.5	6.2
c	6.1	3.3	9.3	4.6	0.6	0.3	3.7	2.0	2.8	1.4	3.7	2.0
d	7.6	0	11.2	0	0.6	0.3	4.6	0	3.4	0	4.6	0
e	10.2	2.2	14.3	2.8	0.6	0.3	6.1	1.3	4.3	0.8	6.1	1.3
f	9.7	4.2	14.2	5.5	0.6	0.3	5.8	2.5	4.3	1.6	5.7	2.5
g	7.8	7.5	11.8	8.6	0.6	0.3	4.7	4.5	3.5	2.6	4.7	4.5
h	6.0	8.1	8.4	16.0	0.6	0.3	3.6	4.9	2.5	4.8	3.6	4.9
i	2.8	15.1	5.0	27.8	0.6	0.3	1.7	9.1 <sup>h</sup>	1.5	8.3	1.7	9.1
3	0	22.6	0	42.4	0.6	0.3	0	13.6	0	12.7	0	13.6
3	8.2	8.2	5.3	5.3	0.6	0.3	4.9	4.9	1.6	1.6	4.9	4.9

(en Col.)

Determinación de las líneas de influencia para cortante.

Se obtendrán para hacer la revisión por cortante en las secciones 2, c, e, g y 3, empleando los datos vaciados en la tabla número 8.

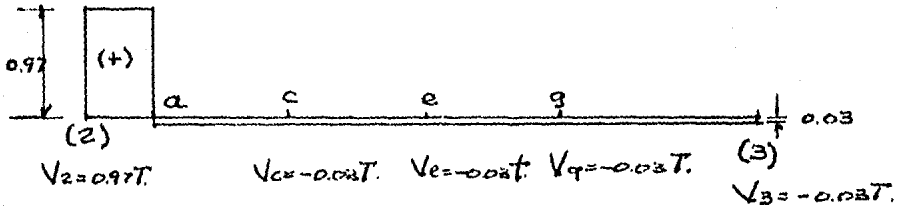
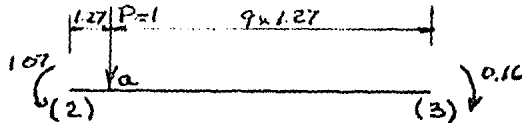
1o.- Carga unitaria en 2.-

cortante en 2 = 1.0 Ton.; en c = 0; en g = 0 y en 3 = 0

2o.- Carga unitaria en a.-

$$R_2 = \frac{9}{10} + \frac{1.07 - 0.16}{12.70} = 0.9 + 0.07 = 0.97 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = \frac{1}{10} - .007 = 0.03 \text{ Ton.}$$

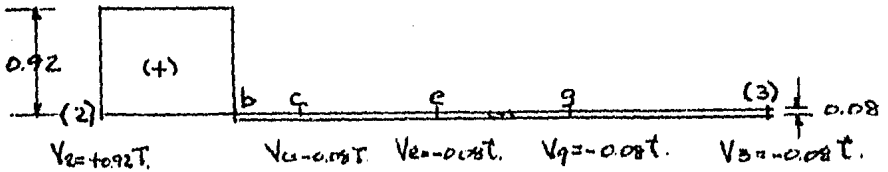
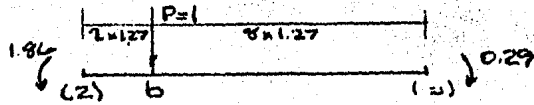


3o.- Carga unitaria en b.-

$$R_2 = \frac{8}{10} + \frac{1.86 - 0.29}{12.70} = 0.80 + 0.12 = 0.92 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = \frac{2}{10} - \frac{1.86 - 0.29}{12.70} = 0.20 - 0.12 = 0.08 \text{ Ton.}$$

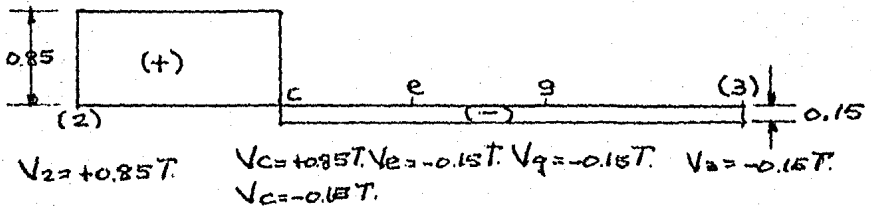
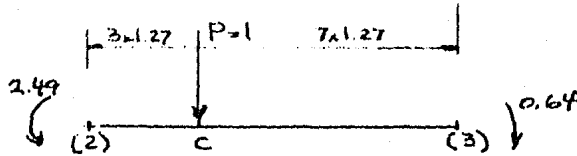




40.- Carga unitaria en c.-

$$R_2 = \frac{7}{10} + \frac{2.49 - 0.64}{12.70} = 0.70 + 0.15 = 0.85 \text{ Ton.}$$

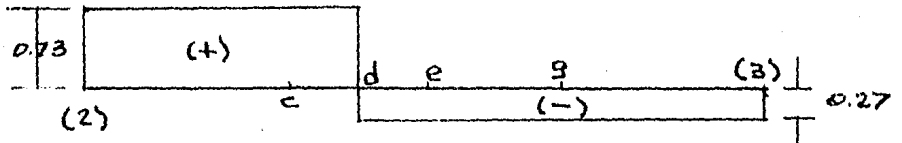
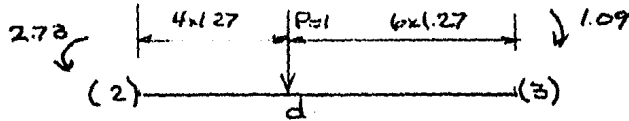
$$R_3 = \frac{3}{10} - \frac{2.49 - 0.64}{12.70} = 0.30 - 0.15 = 0.15 \text{ Ton.}$$



50.- Carga unitaria en d.-

$$R_2 = \frac{6}{10} + \frac{2.73 - 1.09}{12.70} = 0.60 + 0.13 = 0.73 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = \frac{4}{10} - \frac{2.73 - 1.09}{12.70} = 0.40 - 0.13 = 0.27 \text{ Ton.}$$

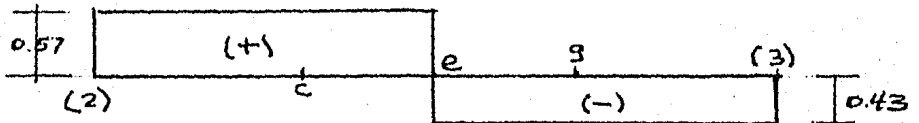
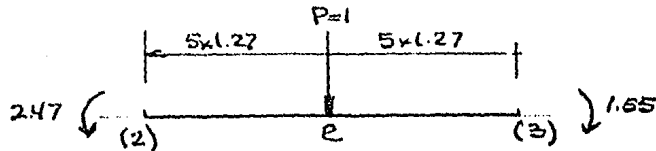


$$V_2 = 0.73T. \quad V_c = +0.73T. \quad V_d = -0.27T. \quad V_g = -0.27T. \quad V_3 = -0.27T.$$

60.- Carga unitaria en e.-

$$R_2 = \frac{5}{10} + \frac{2.47 - 1.55}{12.70} = 0.50 + 0.07 = 0.57 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = \frac{5}{10} - \frac{2.47 - 1.55}{12.70} = 0.50 - 0.07 = 0.43 \text{ Ton.}$$

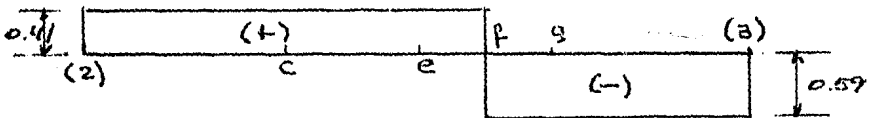
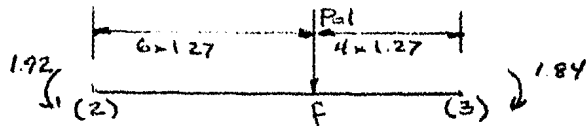


$$V_2 = +0.57T. \quad V_c = +0.57T. \quad V_e = +0.37T. \quad V_g = -0.43T. \quad V_3 = -0.43T. \quad V_e = -0.43T.$$

70.- Carga unitaria en f.-

$$R_2 = \frac{4}{10} + \frac{1.92 - 1.84}{12.70} = 0.40 + 0.01 = 0.41 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = \frac{6}{10} - \frac{1.92 - 1.84}{12.70} = 0.60 - 0.01 = 0.59 \text{ Ton.}$$

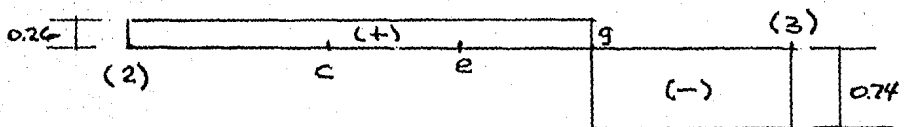
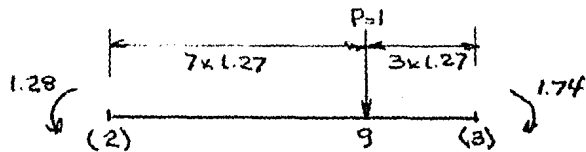


$$V_2 = +0.41T. \quad V_c = +0.41T. \quad V_e = +0.41T. \quad V_g = -0.59T. \quad V_3 = -0.59T.$$

80.- Carga unitaria en g.-

$$R_2 = \frac{3}{10} + \frac{1.28 - 1.74}{12.70} = 0.30 - 0.04 = 0.26 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = \frac{7}{10} - \frac{1.28 - 1.74}{12.70} = 0.70 + 0.04 = 0.74 \text{ Ton.}$$



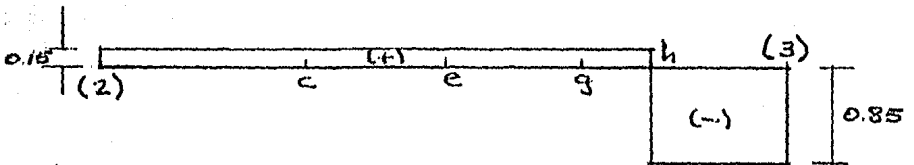
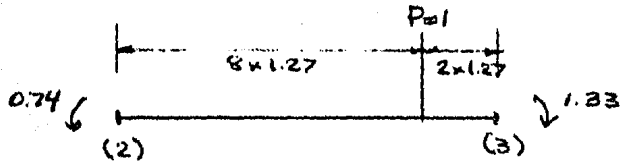
$$V_2 = +0.26T. \quad V_c = +0.26T. \quad V_e = +0.26T. \quad V_g = +0.26T. \quad V_3 = -0.74T.$$

$$V_q = -0.74T$$

9o.- Carga unitaria en h.-

$$R_2 = \frac{2}{10} + \frac{0.74 - 1.33}{12.70} = 0.20 - 0.05 = 0.15 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = \frac{8}{10} - \frac{0.74 - 1.33}{12.70} = 0.80 + 0.05 = 0.85 \text{ Ton.}$$

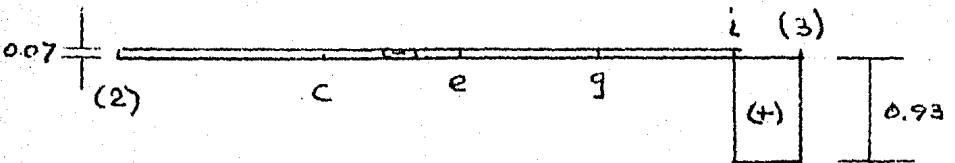
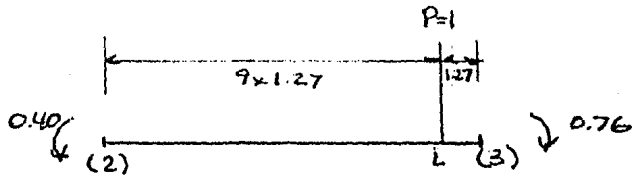


$$V_2 = +0.15T. \quad V_c = +0.15T. \quad V_e = +0.15T. \quad V_g = +0.15T. \quad V_3 = -0.85T.$$

10.- Carga unitaria en i.-

$$R_2 = \frac{1}{10} + \frac{0.40 - 0.76}{12.70} = 0.10 - 0.03 = 0.07 \text{ Ton.}$$

$$R_3 = \frac{9}{10} - \frac{0.40 - 0.76}{12.70} = 0.90 + 0.03 = 0.93 \text{ Ton.}$$



$$V_2 = +0.07T. \quad V_c = +0.07T. \quad V_e = +0.07T. \quad V_g = +0.07T. \quad V_3 = -0.93T.$$

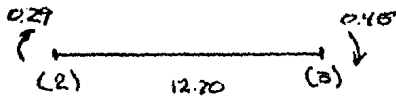
11o.- Carga unitaria en (3).-

Cortantes:

en 2 = 0; en c = 0; en e = 0;

en g = 0 y en 3 = 1.0 Ton.

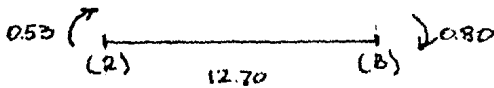
12o.- Carga unitaria en i'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.29 + 0.45}{12.70} \right) = -0.06 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = - 0.06 \text{ Ton. cte.}$$

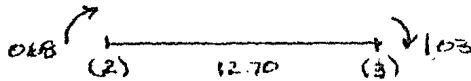
13o.- Carga unitaria en h'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.53 + 0.80}{12.70} \right) = 0.10 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = 0.10 \text{ Ton. cte.}$$

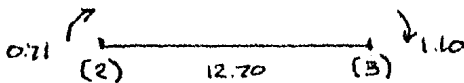
14o.- Carga unitaria en g'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.68 + 1.03}{12.70} \right) = - 0.13 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = - 0.13 \text{ Ton. cte.}$$

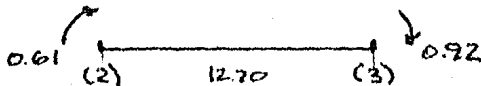
15o.- Carga unitaria en f'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.71 + 1.10}{12.70} \right) = - 0.14 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = - 0.14 \text{ Ton. cte.}$$

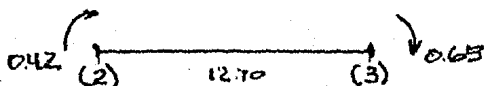
16o.- Carga unitaria en e'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.61 + 0.92}{12.70} \right) = - 0.12 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = - 0.12 \text{ Ton. cte.}$$

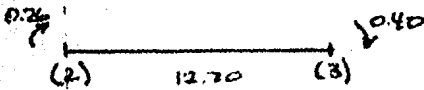
17o.- Carga unitaria en d'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.42 + 0.65}{12.70} \right) = 0.08 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = 0.08 \text{ Ton. cte.}$$

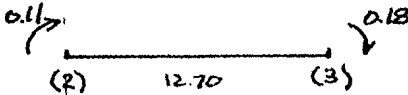
18o.- Carga unitaria en c'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.26 + 0.40}{12.70} \right) = - 0.05 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = -0.05 \text{ Ton. etc.}$$

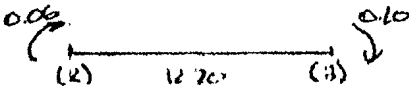
19o.- Carga unitaria en b'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.11 + 0.18}{12.70} \right) = - 0.02 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = 0.02 \text{ Ton. etc.}$$

20o.- Carga unitaria en a'.-



$$R_2 = - \left( \frac{0.06 + 0.10}{12.70} \right) = - 0.01 \text{ Ton.}$$

$$\therefore V = 0.01 \text{ Ton. etc.}$$

21o.- Carga unitaria en 3'.-

$$V = 0$$

Resumiendo estos resultados tendremos: (Ver tabla No. 9).

a).- Sección (2):

$$V (+) = (1.00 + 0.81) 7.26 + 0.30 \times 1.81 = 13.1 + 0.5 = 13.6 \text{ Ton.}$$

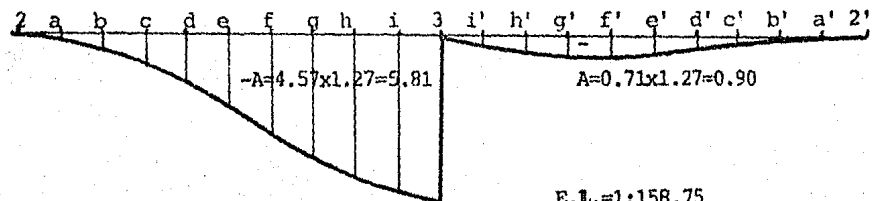
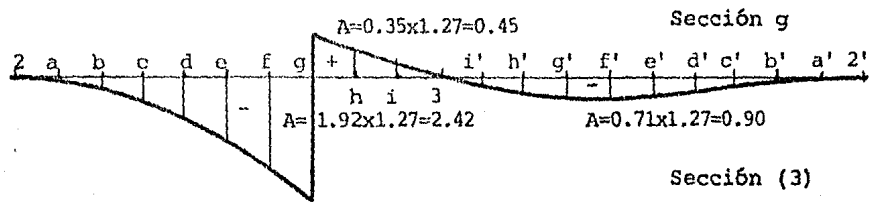
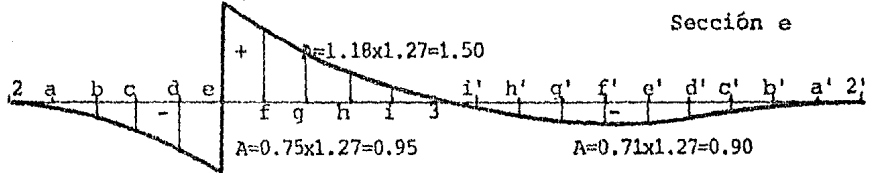
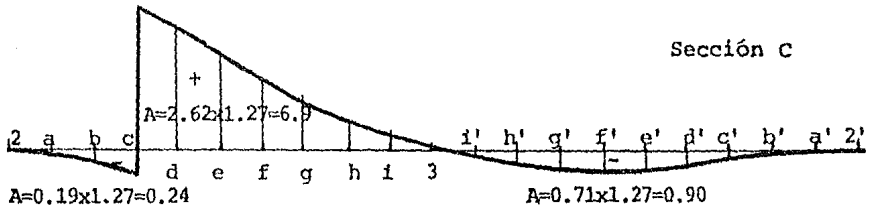
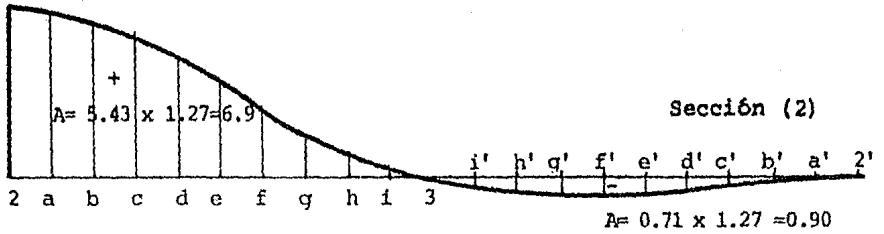
b).- Sección o:

$$V (+) = (0.85 + 0.36) 7.26 + 0.02 \times 1.81 = 8.76 + 0.03 = 8.8 \text{ Ton.}$$

c).- Sección e:

$$V (+) = (0.57 + 0.12) 7.26 - 0.09 \times 1.81 = 5.00 - 0.16 = 4.8 \text{ Ton.}$$

LINEAS DE INFLUENCIA DEL CORTANTE



E.L.=1:158.75

E.F.=0.333ton/cm.

TABLA NUM. 10

(cortantes en tons. Para el trazo de las líneas para  
las secciones 2, c, e, g y 3)

Carga en	Sec. 2	Sec. c	Sec. e	Sec. g	Sec. 3
2	1.00	0	0	0	0
a	+0.97	-0.03	-0.03	-0.03	-0.03
b	+0.92	-0.08	-0.08	-0.08	-0.08
c	+0.85	-0.15 +0.85	-0.15	-0.15	-0.15
d	+0.73	+0.73	-0.27	-0.27	-0.27
e	+0.57	+0.57	+0.57 -0.43	-0.43	-0.43
f	+0.41	+0.41	+0.41	-0.59	-0.59
g	+0.26	+0.26	+0.26	0.26 -0.74	-0.74
h	+0.15	+0.15	+0.15	+0.15	-0.85
i	+0.07	+0.07	+0.07	+0.07	-0.93
3	0	0	0	0	1.00
i'	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06	-0.06
h'	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10	-0.10
g'	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13	-0.13
f'	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14	-0.14
e'	-0.12	-0.12	-0.12	-0.12	-0.12
d'	-0.08	-0.08	-0.08	-0.08	-0.08
c'	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05	-0.05
b'	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02	-0.02
a'	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01	-0.01
3'	0	0	0	0	0



d).- Sección g:

$$V (-) = - (0.74 + 0.23) 7.26 - 0.01 \times 1.71 = -7.03 - 0.02 = -7.1 \text{ Ton.}$$

e).- Sección (3):

$$V (-) = - (1.00 + 0.69) 7.26 - 0.18 \times 1.81 = -12.3 - 0.3 = -12.6 \text{ Ton.}$$

2o.- Carga de Línea (en este caso a la fuerza concentrada se le dará el valor de 11.8 Ton.)

a).- Sección (2):

$$V (+) = 6.9 \times 0.952 + 1.00 \times 11.8 = 6.58 + 11.8 \hat{=} 18.4 \text{ Ton.}$$

b).- Sección c:

$$V (+) = 3.33 \times 0.952 + 0.85 \times 11.8 = 3.17 + 10.0 \hat{=} 13.2 \text{ Ton.}$$

c).- Sección e:

$$V (-) = -(1.85 \times 0.952 + 0.43 \times 11.8) = -(1.76 + 5.07) = - 6.8 \text{ Ton.}$$

$$V (+) = 1.50 \times 0.952 + 0.57 \times 11.8 = 1.43 + 6.72 \hat{=} 8.2 \text{ Ton.}$$

d).- Sección g:

$$V (-) = -(3.32 \times 0.952 + 0.74 \times 11.8) = - (3.16 + 8.73) = - 11.9 \text{ Ton.}$$

e).- Sección (3):

$$V (-) = - (6.71 \times 0.952 + 1.00 \times 11.8) = -(6.40 + 11.80) = - 18.2 \text{ Ton.}$$

Afectando estos valores por sus correspondientes coeficientes debidos a impacto, ancho de distribución y reducción de número de carriles, tendremos:

Sección	Carga de camión.
(2)	$13.6 \times 0.6 \hat{=} 8.2 \text{ Ton.}$
c	$8.8 \times 0.6 \hat{=} 5.3 \text{ Ton.}$
e	$4.8 \times 0.6 \hat{=} 2.9 \text{ Ton.}$
g	$- 7.1 \times 0.6 \hat{=} -4.3 \text{ Ton.}$
(3)	$- 12.6 \times 0.6 \hat{=} -7.6 \text{ Ton.}$

Sección	Carga de línea
(2)	$18.4 \times 0.3 = 5.5 \text{ Ton.} < 8.2 \text{ Ton.}$
c	$13.2 \times 0.3 = 4.0 \text{ Ton.} < 5.3 \text{ Ton.}$
e	$+ 8.2 \times 0.3 = 2.5 \text{ Ton.} < 2.9 \text{ Ton.}$
g	$- 11.9 \times 0.3 \hat{=} - 3.6 \text{ Ton.} < -4.3 \text{ Ton.}$
(3)	$- 18.2 \times 0.3 \hat{=} - 5.5 \text{ Ton.} < -7.6 \text{ Ton.}$

.° rige la carga de camión.

#### DISEÑO

Propiamente, diseño de una estructura es la elección de las escuadrias mas convenientes y económicas de las piezas que la integran y el proporcionamiento adecuado del refuerzo que requieren.

En la teoría del concreto reforzado hay dos hipótesis, - mas o menos válidas, que permiten llevar a cabo lo anterior, dichas hipótesis explicadas a grandes razgos son:

1.- Criterio de diseño elástico.- Se supone que el concreto trabaja a compresión únicamente y que cumple la ley de Hooke y la hipótesis de Navier. Es decir, que los esfuerzos son proporcionales a las deformaciones, y consecuentemente proporcionales a su distancia del eje neutro. El acero de refuerzo es el encargado de resistir las tensiones.

Se acepta como buena una sección cuando la fibra más esforzada del concreto ( $f'c$ . máx), no sobrepasa cierto porcentaje, -

fijado por las especificaciones, del esfuerzo de ruptura a los 28-días obteniendo en cilindros standard. ( $\pm'c$ ).

El A. C. I. - 1956, fija  $f_c \text{ máx} = 0.45 f'c$

2.- Criterio de diseño al límite.- Se supone como en el caso anterior, que el concreto solo trabaja a compresión y que el acero de refuerzo es el que toma la tensión, Se basa en la teoría de la ruptura que supone una distribución rectangular de esfuerzos propuesta por Whitney. (Es decir no se cumple la ley de Hooke ni la hipótesis de Navier).

Bajo estas hipótesis se calcula el momento de ruptura de la pieza y se compara con el momento real. A la relación se le llama

$$\frac{M \text{ Último}}{M \text{ real}} = \frac{M_u}{M_r}$$

ma coeficiente de carga o coeficiente de seguridad K y no debe ser menor que un cierto valor fijado por las especificaciones - - - - (K = 2, A.C.I.- 1956).

En general, en estructura indeterminadas, en que los elementos mecánicos son funciones de las escuadrias de las piezas y viceversa, es conveniente, valiéndose de la experiencia o de un análisis preliminar tosco, fijar de antemano las dimensiones de las piezas que componen la estructura, calcular los elementos mecánicos correspondientes y entonces proporcionar el acero de refuerzo necesario si se trata de estructura de concreto, o revisar las secciones supuestas si se trata de estructuras de acero.

Seguiremos aquí el criterio de diseño al límite por que es más fácil de realizar, se apegamos a los resultados que se obtie-

nen en el laboratorio y se trabaja por ende con coeficientes de seguridad mas reales. Las especificaciones a que nos sujetaremos son las del A.C.I. - de 1956.

El metodo de diseño será.

1.- Proporcionamiento de las áreas de acero requeridas por flexión en los puntos analizados.- (Aunque los muros extremos trabajan en realidad a flexo-compresión, en este caso particular nos ponemos del lado de la seguridad si despreciamos la compresión, -- pues siendo esta pequeña en comparación con el momento nos ayudaría si la tomáramos en cuenta).

2.- Revisión por adherencia en los puntos clave de la estructura para el anclaje de los bastones.

3.- Revisión por cortante en las secciones 2, c, e, g y 3, tomando en cuenta que la estructura no llevará refuerzo para tomar esta sollicitación.

4.- Diseño del muro central a flexo-compresión.- (En cada caso se hará así, ya que la forma de trabajo de esta pieza por la simetría de la estructura, es esencialmente de compresión.

5.- Diseño de las Zapatas.

Pór lo tanto se tiene:

1.- Diseño de losas y muros extremos por flexión.

(ver tabla No. 1)

Momentos flexionantes de Diseño T. - m.

La sección resistente tiene, en cada uno de los puntos en estudio, el siguiente peralte total.

TABLA NUM. 1

Momento flexionante de diseño en T-n (véase el capítulo correspondiente a análisis)

	Relleno		Peso Propio.		Peso Prop. Relleno		Empuje-Tierras		At	P.P.+R+E.T + At.		Carga Movil		P.P.+R+E.T. + At + C.M. = 2		Mom. Ultimo M	
	-	+	-	+	-	+	-	+	±	-	+	-	+	-	+	-	+
2	11.4		15.4		26.8		1.7		+5.3	33.8		18.5	4.8	52.3		104.6	
a	6.1		7.3		13.4		1.4		+4.5	19.3		11.8	3.7	31.1		62.2	
b	2.0		1.8		3.8		1.2		+3.7	8.7		6.2	2.5	14.9		29.8	
c		0.8		1.6		2.4			+2.9	0.9	4.9	2.0	3.7	2.9	8.6	5.8	17.2
d		2.4		3.1		5.5	0.6		+2.1		7.3	0	4.6		11.9		23.8
e		2.7		3.3		6.0	0.3		+1.3		7.2	1.3	6.1		13.3		26.6
f		1.6		2.0		3.6	0	0	+0.4		4.0	2.5	5.8		9.8		19.6
g	0.7		0.7		1.4			0.3	+0.4	1.7		4.5	4.7	6.2	3.8	12.4	7.2
h	4.4		5.1		9.5			0.5	+1.2	10.5		4.9	3.6	19.4		38.8	
i	9.4		11.7		21.1			0.8	+2.0	22.7		9.1	1.7	31.8		63.5	
3	15.7		21.0		36.7			1.1	+2.8	39.0		3.6	0	52.6		105.2	
2	11.4		15.4		26.8		1.7		+5.3	33.8		18.5		52.3		104.6	
III	8.6		11.5		20.1			4.2	+4.0	22.0		13.9		35.9		71.8	
II	5.7		7.7		13.4			7.3	+2.7	12.5		9.2		21.7		43.4	
I	1.9		3.9		6.8			6.2	+1.3	9.0		4.6		9.6		19.2	
1	0		0		0			0	0	0		0		0		0	

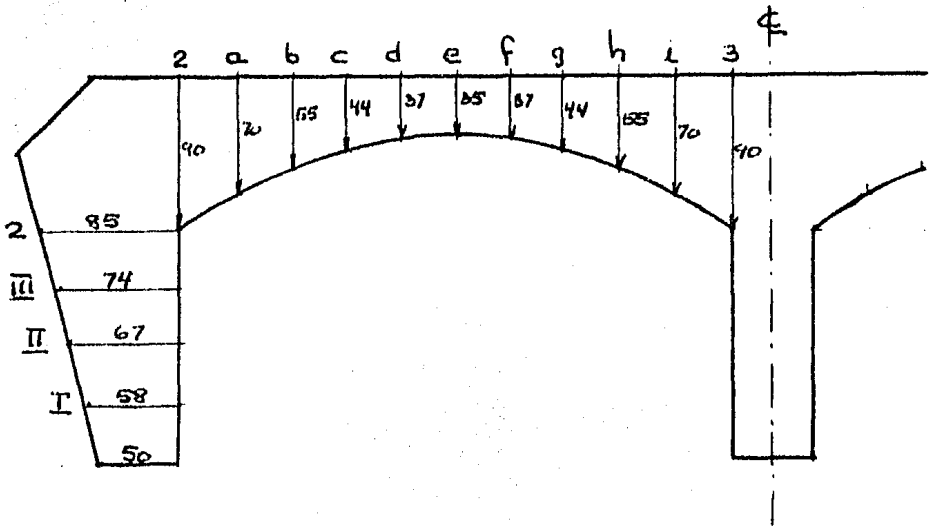


FIG. 1

Las secciones 2 y 3, las hemos desplazado de su posición original en el análisis, para hacerlas coincidir con los puntos -- críticos y todas las demás secciones las corremos para poder dividir los claros reales en partes iguales, lo que nos permite ser mas congruentes con la estructura a construir. Es obvio que los elementos mecánicos calculados no corresponden exactamente a las secciones así obtenidas, pero el error cometido no es de importancia y -- es, además, del lado de la seguridad.

Para ilustrar la forma en que se obtiene la cantidad de acero en una sección solicitada por flexión, tomemos la sección C.

Usaremos concreto de  $f'c = 210 \text{ kg./cm}^2$  y acero de  $f'y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ , pero de acuerdo con una recomendación de Fergusson -- (Teoría elemental del concreto reforzado) calcularemos la sección--

tomando una resistencia del concreto de 15 % menor que la que se va a especificar en la obra, para absorber los defectos de fabricación y proporcionamiento. El recubrimiento para lograr una protección adecuada de las varillas será de 5 cm. medido a partir de su superficie externa, así que, en general, el peralte efectivo será 7 cm. menor al peralte total de la sección.

De la tabla de momento (Tabla No. 1) obtenemos:

$$M_c (+) = 8.6 \text{ T} \cdot \text{m.}$$

y los demás datos serán:

$$f'_c = 175 \text{ kg/cm}^2 \quad (175 \pm 0.85 \times 210)$$

$$f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$$

$$h = 44 \text{ cm.}$$

$$d = 37 \text{ cm.}$$

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

Entonces:

$$M_u = K \times M = 2 \times 8.6 = 17.2 \text{ T} \cdot \text{m} = 1,720,000 \text{ kg-cm.}$$

Según el A. C. I. - 1956, para piezas de sección balanceada, el momento resistente límite de la sección no será mayor que:

$$M_u = b d^2 f'_c q (1 - 0.59 q)$$

en que:

$$q = p \frac{f_y}{f'_c}$$

y p (cuantía de refuerzo) =  $\frac{A_s}{bd}$  no excederá a  $p \leq 0.40 \frac{f'_c}{f_y}$

Sustituyendo:

$$1\ 720\ 000 = 100 \times 175 \times 37^2 q (1 - 0.59 q)$$

$$17\ 200 = 239\ 500 q - 141\ 400 q^2$$

$$q^2 = 1.693 q + 0.1216 = 0$$

y

$$q = 0.8465 \pm \sqrt{0.719 - 0.2116} = 0.8465 \pm 0.772$$
$$= 0.07445 < 0.40$$

pero:

$$q = p \frac{f_y}{f'c} \quad p = q \frac{f'c}{f_y}$$

y:

$$p = 0.0745 \frac{175}{4000} = 0.0033$$

y finalmente:

$$A_s = 0.0033 \times 100 \times 37 = 12.2 \text{ cm}^2.$$

Se pueden construir gráficas de diseño con la fórmula anterior en que  $\frac{M_u}{bd^2}$  sea la ordenada y "p" la abscisa, logrando con ello una gran economía de tiempo, pues las operaciones se reducen considerablemente.

La gráfica correspondiente a concreto de  $f'c = 175 \text{ kg/cm}^2$  y acero de  $f_y = 4000 \text{ kg/cm}^2$ . que es la que empleamos, aparece a -- continuación.

Con la ayuda de la gráfica obtenemos, las áreas de acero requeridas en cada sección y formamos la siguiente tabla. (Ver tabla No. 2).

Pasaremos ahora a determinar los diámetros de las varillas, su separación y longitud.



Tenemos que tomar en cuenta que para evitar que el concreto se agriete por la retracción del fraquado y la temperatura, es necesario una cuantía de refuerzo mínima que debe correrse a todo lo largo de las piezas. Hay varias recomendaciones y especificaciones a este respecto, por ejemplo el A. C. I. recomienda que en losas de sección constante la cuantía mínima sea  $p = 0.002$  sin que la separación  $S$  de las varillas sea mayor que:

$$S \leq 5h$$

$$S \leq 45 \text{ cm.}$$

Tomando en cuenta lo anterior, tenemos:

en la clave:

$$A_{st} = 35 \times 100 \times 0.002 = 7 \text{ cm}^2. \text{ (Vars. No. 8 a 71 cm. c.a.c.)}$$

En los arranques:

$$A_{st} = 90 \times 100 \times 0.002 = 18 \text{ cm}^2. \text{ (vars. No. 8 a 27.8 cm. c.a.c.)}$$

Como el armado lo pondremos en ambos lechos, tomaremos el doble de la separación correspondiente a los arranques, esto es: Vars  $\emptyset$  No. 8 a  $27.8 \times 2 = 55.6 \text{ cm.} > 45 \text{ cm.}$ , entonces correremos en ambos lechos varillas del No. 8 a 45 cms. c.a.c. y trataremos de ajustar a esta separación los bastones necesarios por momentos, para lo cual nos valdremos de la fórmula:

$$S = \frac{a_s}{A_s} \times 100$$

En la que:

$$S = 45 \text{ cm.}$$

$a_s$  = área de varilla necesaria para que tenga una separación de 45 cm.

$A_g$  = área total del refuerzo requerido (se encuentra tabulado en la tabla No. 2

$$\text{en } \cdot \cdot \quad a_g = \frac{45}{100} \quad A_g = 0.45 A_g$$

Veámos pues el Armado Exterior (momentos negativos).

**Losa.**

Sec. 2  $a_g = 0.45 \times 33.2 = 14.9 \text{ cm}^2$  (2 No. 8 + 2 No. 6)

Sec. a  $a_g = 0.45 \times 27.1 = 12.2 \text{ cm}^2$  (2 No. 8 + 1 No. 6)

Sec. b  $a_g = 0.45 \times 16.8 = 7.6 \text{ cm}^2$  (1 No. 8 + 1 No. 6)

Sec. g  $a_g = 0.45 \times 9.3 = 4.2 \text{ cm}^2$  (1 No. 8)

Sec. i  $a_g = 0.45 \times 27.1 = 12.2 \text{ cm}^2$  (2 No. 8 + 1 No. 6)

Sec. 3  $a_g = 0.45 \times 33.2 = 14.9 \text{ cm}^2$  (2 No. 8 + 2 No. 6)

**Muro**

Sec. 2  $a_g = 0.45 \times 35.1 = 15.8 \text{ cm}^2$  (2 No. 8 + 2 No. 6)

Sec. III  $a_g = 0.45 \times 27.7 = 12.5 \text{ cm}^2$  (2 No. 8 + 1 No. 6)

Sec. II  $a_g = 0.45 \times 18.0 = 8.1 \text{ cm}^2$  (1 No. 8 + 1 No. 6)

Sec. I  $a_g = 0.45 \times 12.8 = 5.7 \text{ cm}^2$  (1 No. 8)

GRAFICA PARA EL DISEÑO PLASTICO DE VIGAS

RECTANGULARES SIMPLEMENTE REFORZADAS

$\frac{M_u}{b d^2}$

55

50

45

40

35

30

25

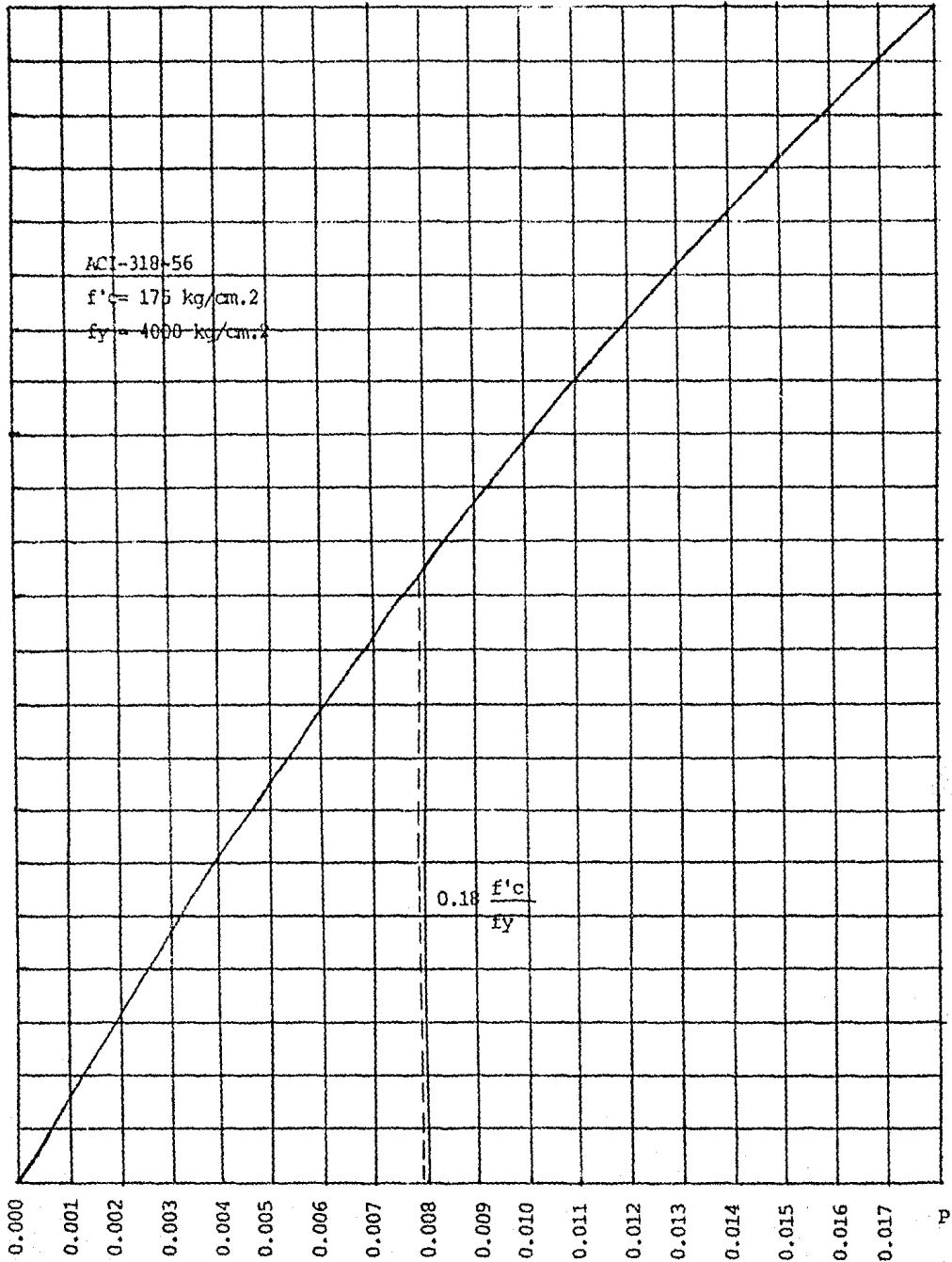
20

15

10

5

0



P

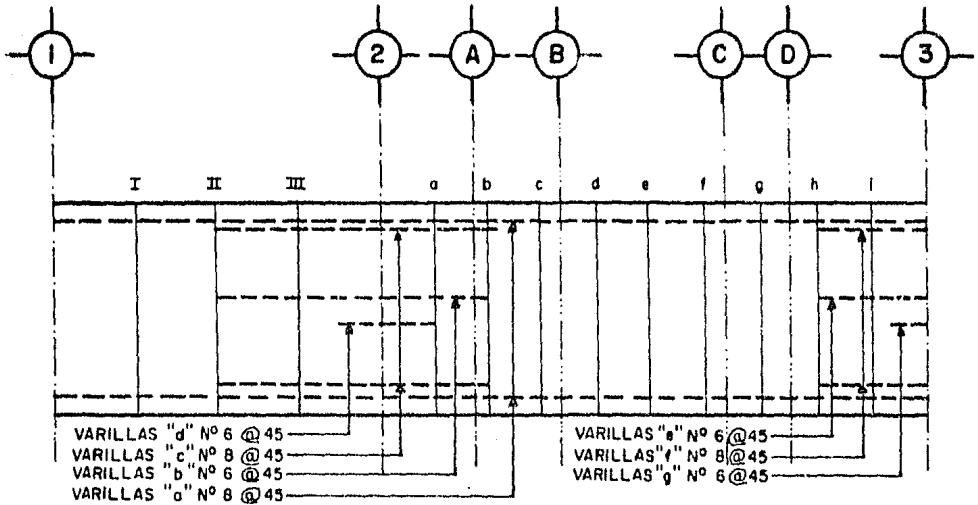
Con la ayuda de la gráfica anterior, obtenemos las áreas de acero requeridas en cada sección y formamos la siguiente tabla.

TABLA NUM. 2

Áreas de acero necesarias por momento flexionante.

Sección	Mu(t - m)		bd(cm <sup>3</sup> )	Mu Kg/cm <sup>2</sup> bd <sup>2</sup>		P		As	
	-	+		-	+	-	+	-	+
2(losa)	104.6		609000	15.2		0.0040		33.20	
a	62.2		397000	15.7		0.0043		37.10	
b	29.8		230000	13.0		0.0035		16.80	
c	5.8	17.2	137000	4.2	12.5	0.001	0.0331	3.70	12.20
d		23.8	90000		26.4		0.0073		21.90
e		26.6	78400		34.0		0.0097		27.20
f		19.6	90000		22.0		0.0060		18.70
g	12.4	7.2	137000	9.0	5.3	0.0025	0.0014	9.30	5.20
h	30.8		230000	13.5		0.0036		17.30	
i	63.6		297000	16.0		0.0043		27.10	
3	105.2		690000	15.3		0.0040		33.20	
2(col).	104.6		609000	17.2		0.0045		35.10	
III	71.8		449000	15.9		0.0040		27.70	
II	43.4		360000	12.1		0.0032		18.00	
I	19.2		260000	7.4		0.0025		12.80	
1	0		230000	0		0		0	

Haciendo el esquema correspondiente y desarrollando el muro y la losa, se tiene.



Armado interior (Momentos Positivos).

Sec. c  $a_B = 0.45 \times 12.2 = 5.5 \text{ cm}^2$ . (1 No. 8)

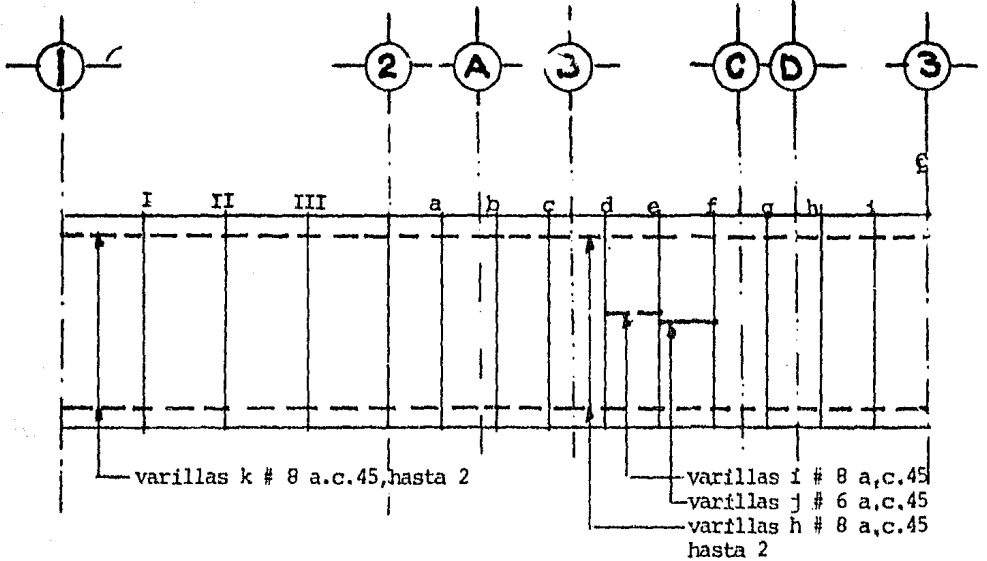
Sec. d  $a_B = 0.45 \times 21.9 = 9.9 \text{ cm}^2$ . (2 No. 8)

Sec. e  $a_B = 0.45 \times 27.2 = 12.3 \text{ cm}^2$ . (2 No. 8 + 1 No. 6)

Sec. f  $a_B = 0.45 \times 18.0 = 8.1 \text{ cm}^2$  (1 No. 8 + 1 No. 6)

Sec. g  $a_B = 0.45 \times 9.3 = 4.2 \text{ cm}^2$ . (1 No. 8)

En la misma forma

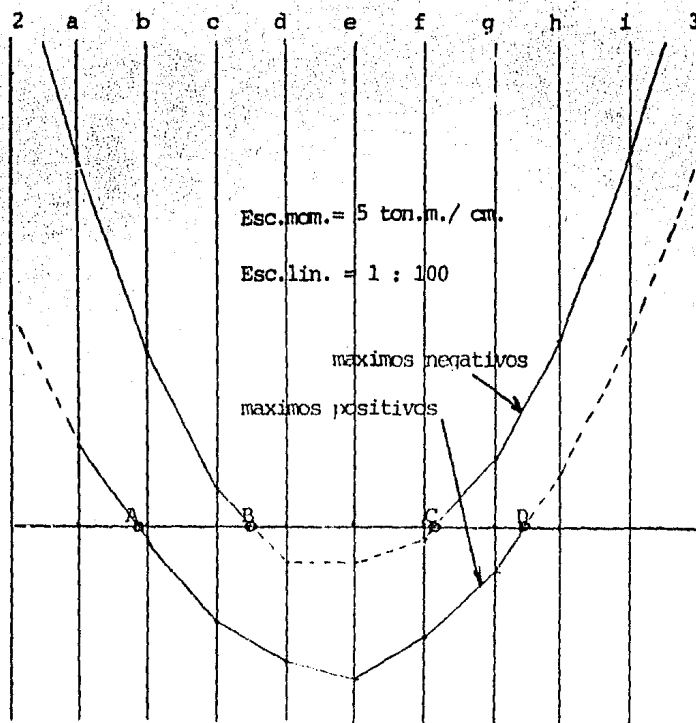


Las secciones A, B, C y D que aparecen marcadas en los esquemas anteriores, nos servirán para la revisión por adherencia.

## 2.- Revisión por Adherencia.

El esfuerzo de adherencia debe revisarse en los puntos de inflexión del diagrama de momentos flexionantes, pues aparte de que en tales puntos el cortante tiene un máximo, es allí donde las varillas de ambos lechos que inmediatamente antes están sujetas a esfuerzos de un cierto valor, cambian a un esfuerzo nulo.

Si se dibuja la envolvente de momentos con que se ha diseñado, se podrán encontrar los extremos límites de la posición de los puntos de inflexión.



Se revisará la adherencia en los puntos A, B, C y D.

El punto A se encuentra a 4.00 m. a la izquierda de la clave.

El punto B se encuentra a 1.95 m. a la izquierda de la clave.

El punto C se encuentra a 1.40 m. a la derecha de la clave.

El punto D se encuentra a 3.15 m. a la derecha de la clave.

Los peraltes en A, B, C y D son:

$$h_A = 59 \text{ cm.}$$

$$d_A = 52 \text{ cm.}$$

$$h_B = 41 \text{ cm.}$$

$$d_B = 34 \text{ cm.}$$

$$h_C = 38 \text{ cm.}$$

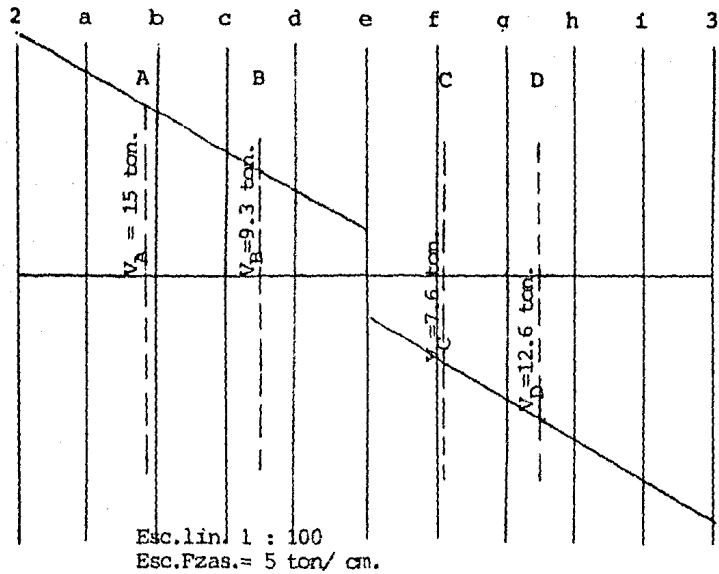
$$d_C = 31 \text{ cm.}$$

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

$$d_D = 43 \text{ cm.}$$

Se necesitan conocer los valores de los cortantes máximos en-

estos puntos, por lo que es necesario dibujar la envolvente de cor-  
tantes, valiéndose de los resultados obtenidos en el capítulo 2 --  
correspondiente al análisis.



El esfuerzo permisible de adherencia correspondiente a -  
varillas altas (top-bars) es, según el A. C. I. - 1956.

$$u = 0.07 f'c = 0.07 \times 175 = 12.2 \text{ kg/cm}^2.$$

Teniendo estos datos se puede pasar a la revisión del ar-  
mado exterior.

Sec. A

armado por momento (1 Var. A no. 8 + 1 Var. B No. 6) a 45 cms.

$$\therefore \sum O = 7 \frac{100}{22.5} = 31 \text{ cm.}$$

$$\sum O \text{ nec} = \frac{15000}{12.2 \times 0.87 \times 52} = 27 \text{ cm} < 31 \text{ cm.}$$

(correcto)



Sec. B

armado por momento (1 Var. A no. 8) a 45 cms. c. a. c.

$$\therefore \sum O = 8 \frac{100}{45} = 18 \text{ cm.}$$

$$\sum o \text{ nec} = \frac{9300}{12.2 \times 0.87 \times 34} = 26 \text{ cm.} > 18 \text{ cm.}$$

si corremos la varilla B del No. 6 a 45 cms. c.a.c., hasta la sección B tenemos:

$$\sum O = 7 \frac{100}{22.5} = 31 \text{ cm.} > 26 \text{ cm. (correcto)}$$

por lo tanto se corre dicha varilla hasta la sección B.

Sec. C

armado por momento (1 Var. A no. 8) a 45 cms. c.a.c.

$$\therefore \sum O = 18 \text{ cm.}$$

$$\sum o \text{ nec} = \frac{7600}{12.2 \times 0.87 \times 31} = 23 \text{ cm.} > 18 \text{ cm.}$$

Si se corre la varilla E del No. 6 a 45 cms. c.a.c. hasta la sección C. tenemos:

$$\sum O = 31 \text{ cm.} > 23 \text{ cm. (correcto)}$$

por lo tanto se corre dicha varilla hasta la sección C.

Sec. D

armado por momento (1 Var. A No. 8 + 1 Var. E No. 6) a 45 cm.

$$\therefore \sum O = 31 \text{ cm.}$$

$$\therefore \sum o \text{ nec.} = \frac{12600}{12.2 \times 0.87 \times 43} = 27.6 \text{ cm.} < 31 \text{ cm.} \\ \text{(correcto)}$$

Revisión del armado interior.

Sec. A

armado por momento (1 Var. H No. 8) a 45 cm. c.a.c.

$$\therefore \sum o = 18 \text{ cm.}$$

$$\sum o \text{ nec.} = 27 \text{ cm.} > 18 \text{ cm.}$$

si se corre la varilla I del No. 8 a 45 cm. c. a c. se tiene:

$$\sum o = 8 \times 100/22.5 = 35.5 \text{ cm.} > 27 \text{ cm.}$$

(correcto)

se corre la varilla I del No. hasta la sección A.

Sec. B

armado por momento (1 var. H No. 8 + 1 Var. I No. 8) a 45 cm. c.a.c.

$$\therefore \sum o = 35.5 \text{ cm.}$$

$$o \text{ nec.} = 26 \text{ cm.} < 35.5 \text{ cm.}$$

(correcto)

Sec. C

armado por momento (1 Var. h No. 8) a 45 cm. c. a c.

$$\therefore \sum o = 18 \text{ cm.}$$

$$\sum o \text{ nec.} = 23 \text{ cm.} > 18 \text{ cm.}$$

si se corre la varilla J del No. 6 a 45 cm. c. a c. hasta la sección C se tiene:

$$\sum o = 31 \text{ cm.} > 23 \text{ cm. (correcto).}$$

por lo tanto se corre la varilla J del No. 6 hasta la sección C.

Sec. D

armado por momento (1 Var. H No. 8) a 45 cm. c. a c.

$$\therefore \sum o = 18 \text{ cm.}$$

$$\sum o \text{ nec.} = 27.6 \text{ cm.} > 18 \text{ cm.}$$

si se prolonga la varilla J del No. 6 a 45 cm. c. a c. hasta la sección D, se tiene:

$$\sum o = 31 \text{ cm.} > 27.6 \text{ cm. (correcto).}$$

por lo tanto se corre la varilla J del No. 6 hasta la sección D.

Este criterio de revisión dá resultados del lado de la seguridad, pues al tomar un punto de inflexión, por ejemplo el A, que corresponde a un cierto acomodamiento de cargas vivas, se ha tomado el máximo cortante que puede producirse en dicha sección, aunque este máximo no corresponda al acomodamiento de cargas aludido.

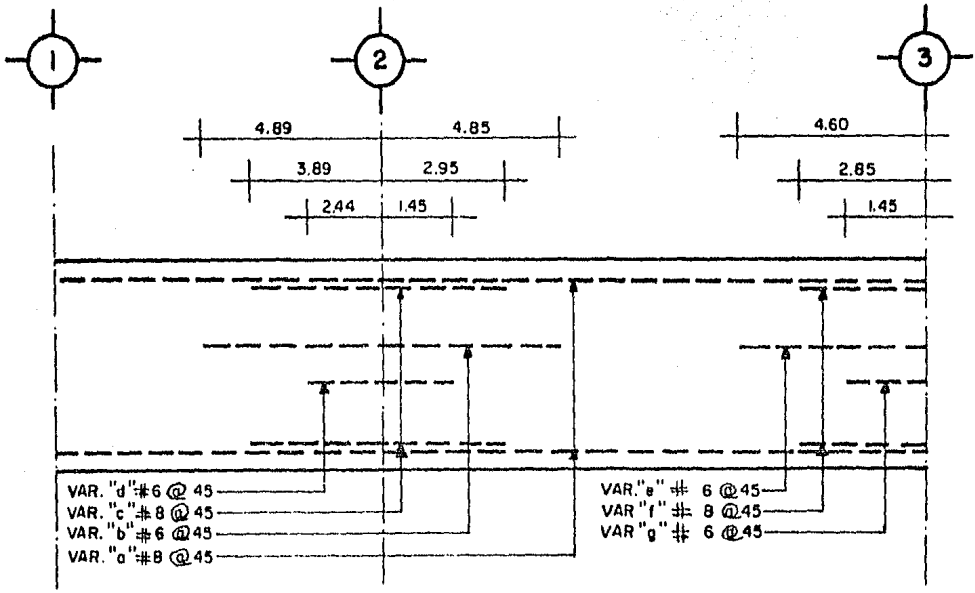
En los anteriores esquemas de armado (por flexionantes), se han colocado los bastones hasta la sección en que no se necesitan, de aquí se deduce que hay un punto intermedio entre ambas secciones en que la varilla deja de ser necesaria por momento. Entonces, si se prolonga el bastón hasta la citada sección inmediata siguiente y a partir de ella se dá el anclaje, se tendrá seguridad en que todos los puntos de la estructura tienen el refuerzo adecuado.

Cuando rija la adherencia, se prolongará la varilla hasta el punto de inflexión en que se requiera y a partir de ese punto se dará el anclaje. La longitud del anclaje será de 15 diámetros (38 cm. para varillas de No. 8 y 30 cm. para las del No. 6).

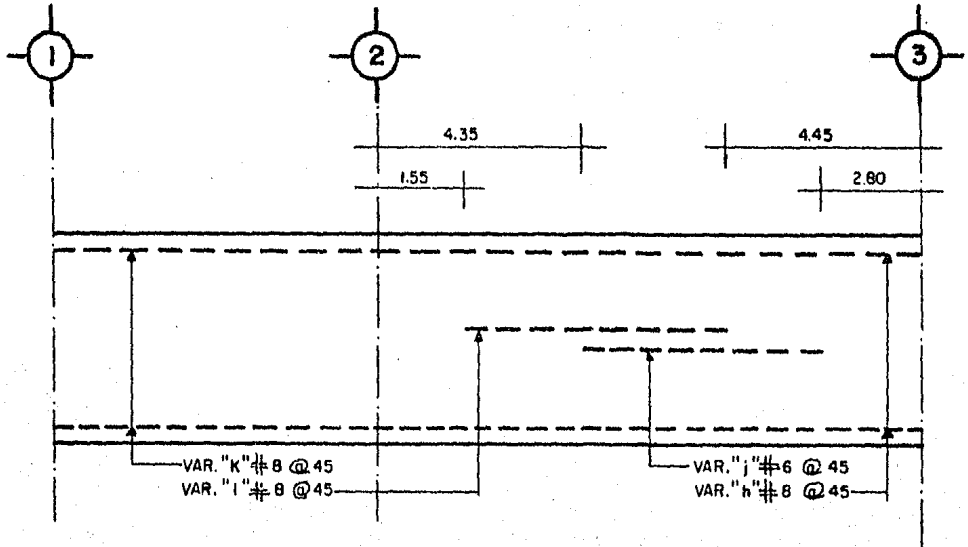
El armado final, desenvolviendo el muro y losa, que da:

(Las acotaciones de las varillas B, C y D no corresponden a las del plano No. 3, porque en él aparecen acotadas con respecto a otro punto y se ha tomado en cuenta el dobléz que tienen las varillas en la rodilla).

Armado Exterior



Armado Interior



Acero Transversal.- Las normas AASHO, para garantizar los anchos de distribución, especifican el siguiente armado transversal:

Para refuerzo principal paralelo al tránsito, porcentaje

$$p = \frac{100}{\sqrt{3.28 S}} = \frac{55.2}{\sqrt{S}} \quad S = \text{longitud efectiva del claro -- en metros} = 12.05.$$

$$\therefore p = \frac{55.2}{\sqrt{12.05}} = 16 \%$$

Considerando el armado máximo positivo se tendrá:

$$A_s \text{ transv.} = 0.16 \times 27.2 = 4.36 \text{ cm}^2.$$

(Varillas No. 5 a 44 cm. c. a c.)

Con el máximo armado negativo:

$$A_s \text{ transv.} = 0.16 \times 33.2 = 5.32 \text{ cm}^2.$$

(Varillas No. 5 a 36 cm. c. a c.)

Se seleccionan varillas No. 5 a 40 cm. c. a c.

Considerando el armado por temperatura:

$$A_s \text{ t en la clave} = 35 \times 100 \times 0.0020 = 7.00 \text{ cm}^2$$

$$A_s \text{ t en los arranques} = 90 \times 100 \times 0.0020 = 18.0 \text{ cm}^2. > 7.00 \text{ cm}^2.$$

Tomando para cada lecho la mitad del área o sea:  $\frac{18.0}{2} = 9.0 \text{ cm}^2.$

Se requieren varillas del No. 6 a 31 cm. c. a c.

Se ponen las varillas M del No. 6 a 30 cm. c. a c. en ambos lechos y en el totalidad de la estructura.

3.- Revisión por Cortante.

De la envolvente de cortantes máximos y de la figura No.-

1 obtenemos:

Sección	Cortante V (ton)	h(cm.)	d(cm.)
2	21.4	90	83
c	9.8	44	37
e	3.2	35	28
g	-9.7	44	37
3	-21.8	90	83

Según el A. C. I.- 1956, el esfuerzo cortante en piezas de concreto sin refuerzo en el alma (como una medida de la tensión diagonal), se calculará con la fórmula:

$$v_c = \frac{V}{bjd}$$

y no debe sobrepasar el valor:

$$v_c \text{ perm.} = 0.03 \times 175 = 5.25 \text{ Kg/cm}^2.$$

Así que para la losa:

Sección 2

$$v_c = \frac{21400}{100 \times 0.87 \times 83} = 2.96 \text{ Kg/cm}^2 < 5.25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (correcto).}$$

Sección c

$$v_c = \frac{9800}{100 \times 0.87 \times 83} = 3.05 \text{ Kg/cm}^2 < 5.25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (correcto).}$$

Sección 3

$$v_c = \frac{21800}{100 \times 0.87 \times 83} = 3.02 \text{ Kg/cm}^2 < 5.25 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (correcto).}$$

Sección e

$$v_c = \frac{3200}{100 \times 0.87 \times 28} = 1.31 \text{ Kg/cm}^2 < 5.25 \text{ Kg/cm}^2. \\ \text{(correcto).}$$

Sección g

$$v_c = \frac{9700}{100 \times 0.87 \times 37} = 3.02 \text{ Kg/cm}^2 < 5.25 \text{ Kg/cm}^2. \\ \text{(correcto).}$$

#### 4.- Diseño del Muro Central.

Para el diseño de piezas sujetas a flexo-compresión el A. C. I.- 1956 en su anexo dedicado al diseño al límite trae las fórmulas necesarias para el cálculo. Como quiera que, ya sea que la falla de la columna se produzca por tensión o por compresión, las expresiones son muy complicadas, se han calculado cuadros de diseño que nos permiten efectuar el diseño rápidamente. En estos cuadros, hechos por Whitney para diversos valores de  $\frac{d}{t}$  ( $d =$  peralte efectivo,  $t =$  peralte total), la ordenada es un número sin dimensiones igual a  $\frac{P_u}{f'_c bt}$  y la abscisa otro número sin dimensiones que vale:

$$\frac{P_u e'}{f'_c bt^2}$$

en que:

$P_u$  = Carga última =  $p \times$  Coef. de seguridad,

$e'$  = excentricidad de la carga =  $\frac{M}{P}$

$f'_c$  = esfuerzo de ruptura del concreto.

$b$  = ancho de la columna.

$t$  = peralte de la columna.

Como  $P_u$ ,  $f'_c$ ,  $b$ ,  $t$  y  $e'$ , son cantidades fijas para el muro central, se pueden calcular los valores de  $\frac{P_u}{f'_c bt}$  y  $\frac{P_u e'}{f'_c bt^2}$  y valiéndose del cuadro adecuado ( $\frac{d}{t} = \frac{33}{40} = 0.825$ ) es decir, del correspondiente para el valor de  $m_p$ :

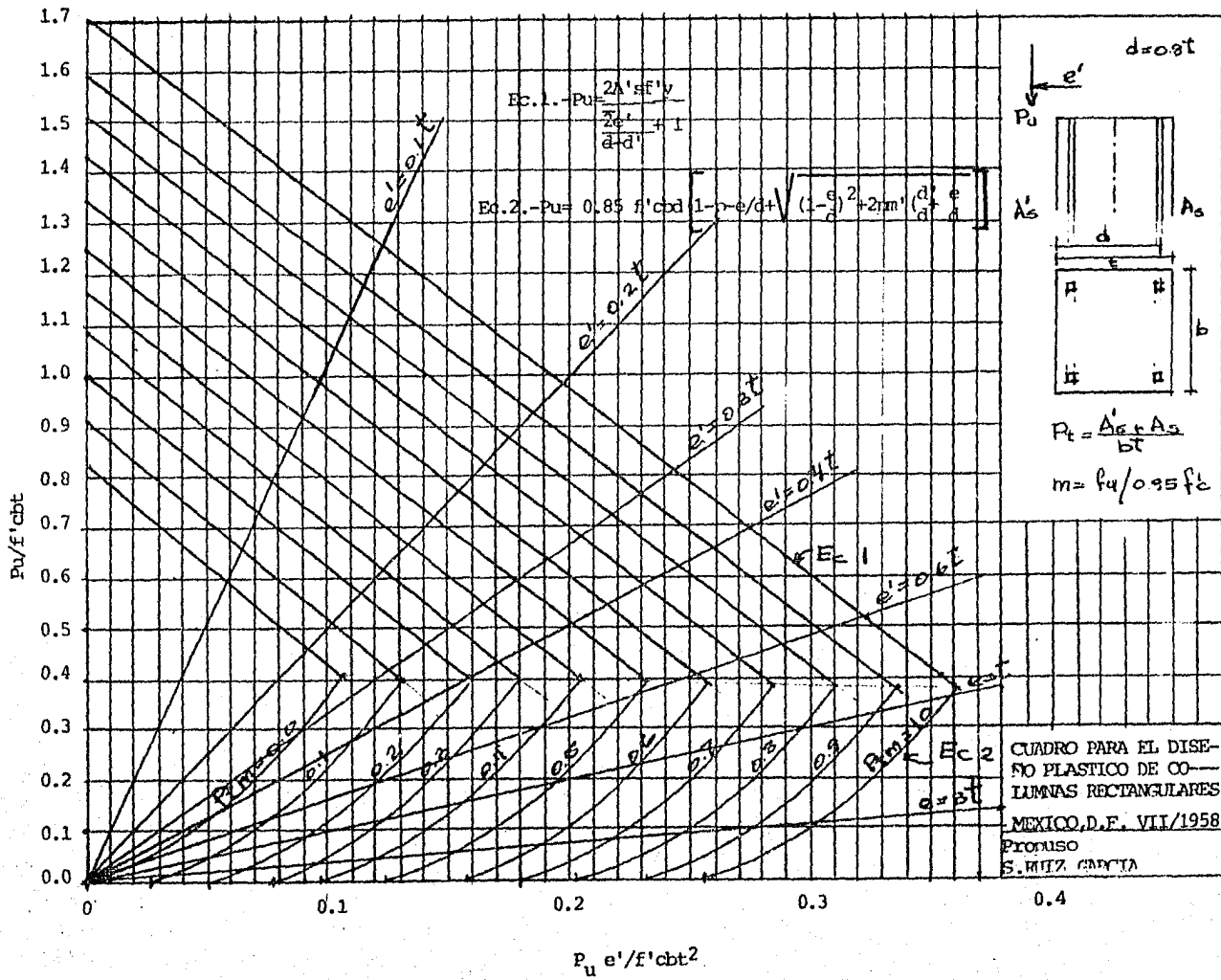
$$( m = \frac{f_y}{0.85 f'_c} = \frac{4000}{0.85 \times 175} = 27 )$$

y encontramos así el valor de  $p$ . En la hoja siguiente aparece el cuadro en cuestión.

Del capítulo correspondiente al análisis:

	N	(comp.)	ton.	M.	(t-m)
relleno	=	10.8			0
Muro central peso propio	=	21.9			0
emp. tierras	=	0.0			0
A t	=	1.2			0
carga móvil	=	<u>8.3</u>			<u>3.3</u>
TOTAL	=	42.2			3.3





CUADRO PARA EL DISEÑO PLÁSTICO DE COLUMNAS RECTANGULARES  
 MEXICO, D.F. VII/1958  
 PROFUSO  
 S. RUIZ GARCIA

El momento flexionante por la carga móvil no corresponde al que aparece en la tabla No. 9, porque aquí se acomodó la carga de tal manera que produjera la máxima reacción en el muro central, acomodamiento que no corresponde al necesario para producir el máximo momento que fue el que se obtuvo antes.

Entonces:

$$P = 42.2 \text{ Ton.}$$

$$P_u = 2.6 \times 42.2 = 110 \text{ Ton.}$$

$$f'c \text{ bt} = 175 \times 100 \times 40 = 700 \text{ Ton.}$$

$$\frac{P_u}{f'c \text{ bt}} = 0.157 \quad ; \quad e' = \frac{3.3}{42.2} = 0.078$$

$$t = 0.40 \text{ m.} \quad \frac{e'}{t} = \frac{7.8}{40} = 0.195$$

$$\frac{P_u e'}{f'c \text{ bt}^2} = 0.157 \times 0.195 = 0.0306$$

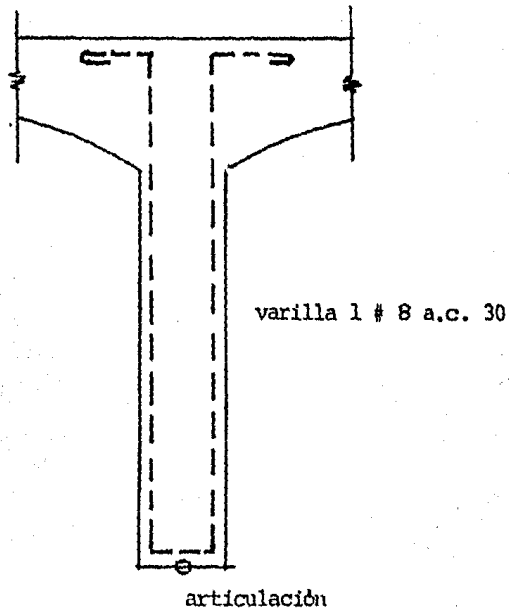
Entrando en el cuadro:  $m_p = 0$

Es decir, se requiere el armado mínimo como columna, que es  $p = 0.010$  ( A.C.I. - 1956 ).

$A_s = 0.010 \times 100 \times 33 \text{ cm}^2$ . (en toda la sección).

$$\text{Sep } \emptyset \text{ No. 8 en cada lecho} = \frac{500}{16.5} = 30 \text{ cm.}$$

Y el croquis de armado es:



##### 5.- Diseño de la Cimentación.

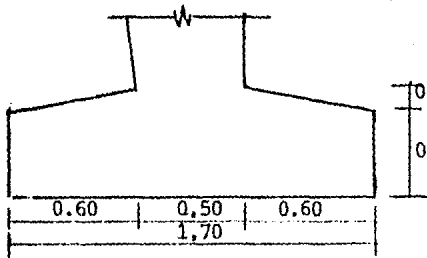
Como ya se dijo anteriormente la estructura se eligió articulada en sus apoyos para centrar las descargas sobre el terreno y reducir al máximo las complicaciones que trae el tratar con materiales poco conocidos, como son los suelos.

De acuerdo con los sondeos preliminares del estudio de mecánica de suelos se encontro conque existen 2 zonas de resistencias distintas tal como se señala en el plano E-1. De estas, analizaremos la zona I, de la cuál se encontró una resistencia permisible del terreno (con coeficiente de seguridad mínimo de 3), de 20-ton/m<sup>2</sup>.

De los resultados del análisis se tiene:

	Descarga en los muros extremos (ton.)	Descarga en el mu ro central (ton)
relleno	4.8	10.8
peso propio	16.6	21.9
cambio de temperatura	0.6	1.2
carga móvil	<u>8.2</u>	<u>8.3</u>
TOTAL =	30.4 Ton.	= 42.2 Ton.

A continuación se presenta el cálculo correspondiente a las zapatas de los muros extremos. (El del muro central se hará -- exactamente en la misma forma).



$$A_1 = \frac{1.70 + 0.50}{2} \times 0.10 = 0.11 \text{ m}^2$$

$$A_2 = 1.70 \times 0.40 = 0.68 \text{ m}^2$$

$$\text{TOTAL} \quad 0.79 \text{ m}^2$$

ZAPATA EXTREMA

Peso por metro de zapata =  $0.79 \times 2.4 = 1.9 \text{ ton.}$

Descarga total sobre el terreno =  $1.9 + 30.4 = 32.3 \text{ ton.}$

Presión en el terreno =  $\frac{32.3}{1.7} = 19 \text{ ton/m}^2.$

Se acepta la sección propuesta.

Cortante.-  $V = (.60 - .42) \times 1 \times 19 = 3.42 \text{ tons.}$

$$V_c = \frac{3420}{100 \times 0.87 \times 42} = 0.94 \text{ Kg./cm}^2 < 5.25 \text{ kg/cm}^2$$

correcto

Momento.

$$V_u = 0.60 \times 19 = 11.40 \text{ Ton.}$$

$$M = 11.40 \times 0.30 = 3.42 \text{ T.m.}$$

$$M_u = 3.42 \times 2 = 6.84 \text{ T.m.} = 684000 \text{ kg. cm.}$$

$$bd^2 = 100 \times 432 = 184900 \text{ cm}^2$$

$$\frac{M_u}{bd^2} = 3.70 \text{ kg/cm}^2$$

$$P = 0.002 \text{ (mínimo por temperatura)}$$

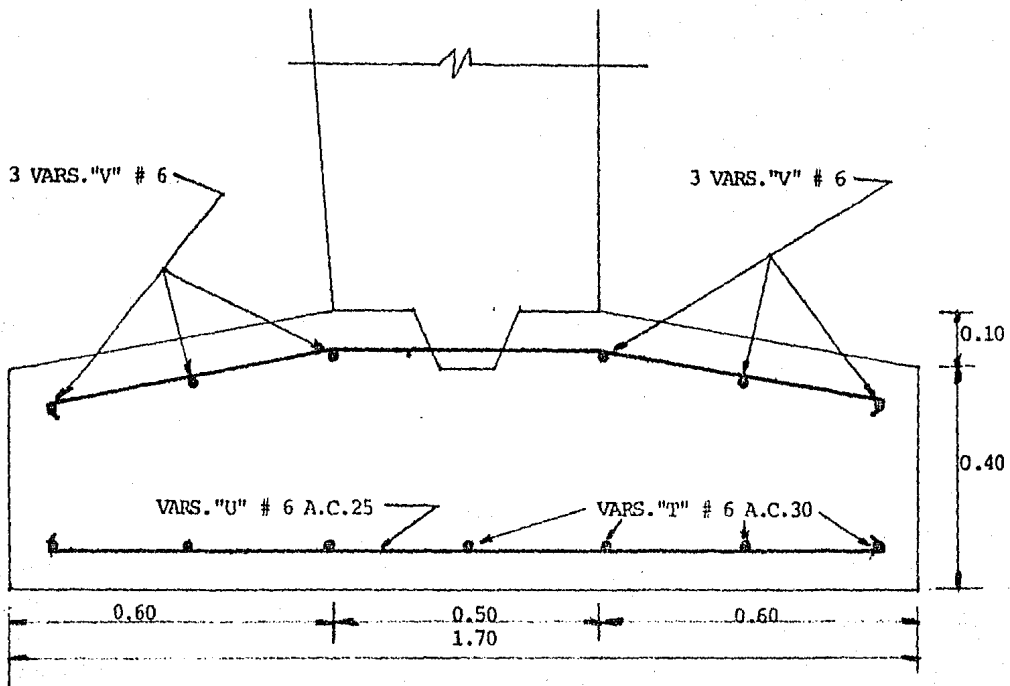
$$A_s = 0.002 \times 100 \times 43 = 8.6 \text{ cm}^2.$$

Adherencia.-

$$\sum o = \frac{11400}{12.25 \times 0.87 \times 43} = 24.98 \text{ cm.}$$

vars. del No. 6 a 25 cms.

El armado queda finalmente.



La zapata central y los detalles de armado completos pueden verse en el plano E-1.

## CAPITULO V

### PROCEDIMIENTO DE CONSTRUCCION CONVENIENTE PARA ESTE CASO

La acertada elección del procedimiento constructivo a seguir en toda obra de Ingeniería, es tan importante como los estudios y proyectos que sobre ella se realicen en el gabinete. (Del procedimiento de construcción, adecuadamente seleccionado, dependen la mejor ejecución del trabajo, la rapidez de la entrega, el costo, etc.)

Para el caso que nos ocupa, las etapas de desarrollo de la obra, en orden cronológico aproximado, se analizarán de la siguiente manera:

Demoliciones.- Conforme lo indican los planos correspondientes, será necesario demoler banquetas, guarniciones, carpetas-asfálticas, así como desviar o remover tuberías, instalaciones de alumbrado público, teléfonos, telégrafos, etc.

En nuestro caso en el cruce, atravesaba un colector de 1,83 m. de  $\emptyset$ , el cual conducía las aguas del Río Coyotes al río de la Magdalena. Para resolver este problema fue necesario construir un colector también de 1.83 m. de  $\emptyset$  que nos desviara el agua y cruzara el Anillo Periférico al SW. del paso a desnivel, regresando por la lateral y descargando en el Río de la Magdalena, el cual se encuentra entubado.

Este colector, también nos sirve para descargar las atarjeas que se construyeron para el drenaje del Anillo Periférico en-

esa zona, así como las ya existentes y que no fueron removidos. Todo lo anterior lo podemos ver más claramente en el plano S-1.

En el caso de las tuberías de agua potable la solución dada se consigna en el plano H-1).

En cuanto a las instalaciones de alumbrado público, teléfonos y telégrafos, no presentan ningún problema, ya que se trataba de líneas aéreas, las cuales fueron substituidas por instalaciones subterráneas.

Excavaciones.- Dado que el volumen de tierra por extraer es bastante considerable, y teniendo en cuenta que existe un plazo estipulado para terminar la obra, se hizo necesario el empleo de palas mecánicas de 1/2 a 3/4 de yarda cúbica de capacidad. Atacando simultáneamente en dos flancos. En las zonas que formarán las rampas de acceso al puente, se va profundizando cada vez más la excavación, a medida que se acerque a la zona del cruce, después del cual bastará con una sola pala para el puente propiamente dicho. Al mismo tiempo, se irán construyendo los muros de contención, avanzando en la obra y facilitando el movimiento de los camiones.

En la excavación de toda el área del paso no se encontró agua freática a las profundidades exigidas por los niveles de proyecto, evitándose así un molesto obstáculo en el desarrollo de la obra.

Por otra parte, dada la gran resistencia del terreno, no fue necesario dejar taludes inclinados, haciéndose los cortes sensiblemente verticales, dejando el suficiente espacio (unos 50 cm.)

para la colocación de la cimbra en los muros.

Esto fué de gran utilidad, ya que en ese cruce fué construida anteriormente una fuente monumental en forma de estrella de mar, como terminación del segundo Tramo del Anillo Periférico y una de las condiciones que se fijó de antemano fue la de no destruirla. Al encontrar terreno de gran resistencia, en el que los cortes en las excavaciones se pudieron hacer sensiblemente verticales, pudimos respetar casi íntegramente la citada fuente, ya que únicamente hubo necesidad de cortarlas 2 de sus patas, las cuales se rehicieron una vez terminada la obra.

#### Especificaciones:

Plantilla.- Las zapatas de los muros de contención y muro central deberán llevar una plantilla de concreto pobre de f'c - 90 kg/cm<sup>2</sup>. En las rampas de acceso, una plantilla de grava cementada del mismo espesor. En esta forma se logra tener una superficie uniforme para el desplante de la estructura, y al mismo tiempo se permite reducir por especificación, el recubrimiento de las zapatas.

Cimbrado.- Todos los elementos de la estructura necesitan ser cimbrados. La buena colocación de la cimbra, determina la mejor apariencia de la estructura. La cimbra puede ser de madera o metálica, requiriendo que ésta esté bien apuntalada y troquelada para seguridad en el colado, debiéndose tener especial cuidado con el cimbrado de la losa superior, impidiendo el flambéo de los pies derechos que serán muy largos, dado el gálibo a salvar, y tomando-



en cuenta además que el vaciado del concreto en algunos casos, -- produce mayores concentraciones de carga por el impacto de la caída y los amontonamientos del material.

Armado.- Para la colocación del hierro en los diferentes elementos estructurales, deberán seguirse las indicaciones del plano correspondiente, en el cual se han anotado las características de las varillas, dimensiones de ganchos y empalmes que habrán de emplearse. Se utilizará acero de refuerzo de  $f_y=4000$  kg/cm<sup>2</sup>, habilitándose para mayor comodidad, en la misma obra y cerca del lugar de su colocación.(Plano E-1)

Colado.- Para cualquier elemento de la estructura, el -- concreto especificado es de  $f'c = 210$  kg/cm<sup>2</sup>, de resistencia rápida para la losa, y normal para muros y zapatas, pues estos elementos no requerían alcanzar gran resistencia a temprana edad. Las zapatas en general, se cuelan 60 cm. arriba hasta su intersección -- con el muro, dejando una junta como se indica en el plano estructural. Los muros se colarán monolíticamente, dejando otra junta similar en su intersección con la losa. Debido a la gran longitud del puente, la losa se irá colando por franjas, de diez metros por --- ejemplo, en el sentido del refuerzo principal. Para facilitar este colado, se completará el terraplén, a base de capas de 20 cm. del mismo material, consolidándolo con rodillo pata de cabra para evitar asentamientos posteriores; en esta forma, los camiones pueden vaciar directamente en la losa y aunque los muros no están trabajando en sus condiciones definitivas de diseño, existe un margen -

de seguridad analizado para esta condición especial de esfuerzos.

En el colado de muros muy altos, será conveniente colocar ventanas intermedias en la cimbra, para amortiguar la caída del concreto, y al mismo tiempo, facilitará y hará mas efectivo el vibrado.

El concreto puede vaciarse sobre artesas cercanas al lugar donde será utilizado, para acarrearlo luego en carretillas, y cuando las condiciones lo permitan, se vaciará por medio de canales o directamente sobre el elemento estructural por colar. En obras de este tipo, por su gran volumen, parece conveniente recurrir a ollas revolventoras de concreto provenientes de plantas especializadas, por la mayor rapidez y eficiencia en el servicio, que representa en comparación con el concreto fabricado en la obra.

Descimbrado.- Esta operación se irá realizando conforme se vaya avanzando el trabajo, teniendo en cuenta el tiempo de fraguado para cada tipo de concreto que indican las especificaciones.

El apremio del tiempo obliga generalmente a respetar sólo el tiempo mínimo de fraguado, debido a la necesidad de atacar otros tramos y permitir el paso de vehículos por la zona colada. Asimismo, también se necesita emplear la cimbra en otros sitios de la misma obra.

Finalmente, y una vez terminado el volumen grueso de la obra, quedarán muchos detalles por llevar a cabo, tales como terminación de algunas banquetas, guarniciones, parapetos, carpetas, alfáticas, jardines etc., que faltarán para darle a la estructura en general, su función y apariencia definitiva.

CAPITULO VI

ESTIMACION APROXIMADA DEL MONTO DE LA OBRA

La presente estimación se elaboró apeándose lo más posible al costo real de la obra incluyéndose las obras que fueron necesarias hacer, con motivo de la construcción del paso a desnivel, en un tramo del Anillo Periférico ya que éste se encontraba a nivel hasta la fuente en que terminaba el 2o. tramo, por lo que hubo necesidad de variar los niveles anteriores. Los precios unitarios considerados son los autorizados por el D.D.F., en la fecha en que se construyó este paso a desnivel. (1966).

C O N C E P T O	P.U.	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
1.- Exc. a máquina C-II-A- Zona B cualq. prof.	18.80	M3	99,218.88	\$1'865,314.94
2.- Acarreo en camión 1er. km. carga a máquina.	2.90	M3	51,175.00 66,987.01	148,407.50 194,262.33
3.- Consolid. con Maq. en- capas de 20 cm.	2.63	M3	14,275.00 20,000.00 676.65	37,543.25 52,600.00 1,779.59
4.- Ac. agua en pipa 1er.- km.	2.40	M3	57,605.54	138,253.29
5.- Ac. agua en pipa 2 km. subsec.	1.56	M3	10,883.30	16,977.95
6.- Guarn. conc. f'c 210 50 cm. recta.	20.95	ML	6,500.17	136,178.56
7.- Guarn. curva f'c 210 50 cm.	22.50	ML	5,415.25	121,843.13
8.- Exc. cepa Mat. II-A - O-2m. prof.	17.00	M3	2,276.75	38,704.75

C O N C E P T O	P.U.	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
9.- Exc. maq. Mat. III -- cualq. prof. y zona.	32.50	M <sup>3</sup>	21,261.41	\$ 690,995.83
10.- Exc. maq. carga direc- ta 0-2m prof. c-II	4.81	M3	8,696.04	41,827.95
11.- Exc. maq. carga direc- ta 2-4m prof. c-II	5.76	M3	4,412.59	25,416.52
12.- Exc. maq. carga direc- ta 4-6m prof. c-II	6.48	M3	2,755.00	17,852.40
13.- Exc. maq. carga direc- ta 6-8m prof. c-II	7.27	M3	2,754.00	20,021.58
14.- Conc. f' c-210 kg/cm2 -- R.N.	202.00	M3	2,148.00	433,896.00
15.- Conc. f' c-90 kg/cm2 -- R.N.	148.00	M3	519.67	76,911.16
16.- Cimbra en muros 0 a -- 2.50 m. Alt.	27.70	M2	132.68	3,675.24
17.- Fierro de ref. 20 prop. D.D.F.	486.00	Ton.	362.09	175,975.74
18.- Demoler conc. ref. con pistola neumática.	68.90	M3	977.56	67,353.89
19.- Demoler conc. ciclópeo.	39.00	M3	738.47	28,800.33
20.- Acarreo en camión ler. km.	5.25	M3	1,638.85	8,603.97
21.- Demoler mamp. piedra.	39.00	M3	579.75	22,610.25
22.- Ac. en camión ler. km. mat. III carga maq.	5.49	M3	29,196.78	160,290.32
23.- Demoler banqueta conc. hidráulico.	4.83	M3	316.95	1,530.87
24.- Ac. en camión ler. km.	4.49	M3	214.39	962.61
25.- Rupt. de guarnición de concreto.	1.40	ML	4,113.15	5,758.41

CONCEPTO	P.U	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
26.- Ac. en camión ler. Km.	0.80	M3	4,113.15	\$ 3,290.52
27.- Rupt. de pavimento.	7.60	M3	1,640.09	12,464.69
28.- Ac. en camión ler. Km.	5.00	M3	1,610.09	8,050.45
29.- Grava cementada consolid. a 1 km.	12.10	M3	367.80	4,450.38
30.- Conformación camello--nes.	0.18	M2	15,876.96	2,857.85
31.- Preparación de subra--sante.	0.39	M2	80,787.10	31,506.97
32.- Sub-base grava cementa da 10 cm. esp.	2.40	M2	6,238.44	14,972.26
33.- Acarreo en camión 7 --kms. subs. mat. III.	8.05	M3	27,654.40	222,617.92
34.- Mampostería en muro de retención.	114.50	M3	712.40	81,569.81
35.- Cimbra en muros de puen tes de vehículos 4.80 a 8.50 m.	33.80	M2	2,480.46	83,839.56
36.- Grava cement. consolid.	22.74	M3	43,054.79	979,065.92
37.- Exc. maq. carga direc ta 2 a 4 m. prof. --- C-III	29.85	M3	7,087.14	211,551.13
38.- Acarreo en camión a 7- km. subs.	7.35	M3	77,675.00	570,911.25
39.- Levantamiento de escom bro ler. Km.	4.48	M3	2,344.87	10,505.02
40.- Levantamiento de escom bro 7 km. subs.	5.53	M3	2,344.87	12,967.13
41.- Relleno en cepas sin - consolidar.	1.16	M3	5,519.75	6,402.91
42.- Acarreo agua en pipa 3 kms. subs.	2.34	M3	10,640.00	24,897.60

C O N C E P T O	P.U	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
43.- Ac. agua en pipa 5 kms. subs.	3.90	M3	46,722.34	\$ 182,217.13
44.- Cimbra p. muros c. alt. hasta 2.50 m.	27.70	M2	1,243.80	34,453.27
45.- Cimbra p. muros c. alt. de 2.50 a 4.80 m.	33.05	M2	3,145.86	103,970.67
46.- Ac. en camión 7 Kms. - subs. (Demol. concreto)	7.77	M3	596.37	4,633.80
47.- Demoler concreto simple en bases.	17.36	M3	11.75	203.98
48.- Ac. en camión 7 kms. - subs.	6.65	M3	106.22	706.36
49.- Ac. en camión 7 kms. - subs. (pav.)	7.42	M3	544.48	4,040.04
50.- Ac. en camión a 7 kms. subs. (guarnición).	0.42	ML	1,377.29	578.46
51.- Demolición de Tabique.	5.53	M3	76.39	407.15
52.- Ac. en camión ler. Km.	3.74	M3	76.39	285.70
53.- Ac. en camión 7 kms. - subs.	5.53	M3	76.39	422.44
54.- Demolición de mamp. de piedra.	11.35	M3	57.00	646.95
55.- Acarreo en camión 7 km. subs.	8.05	M3	335.22	2,698.52
56.- Tubo de conc. perforado 10 cm. Ø para dren.	10.20	ML	1,554.58	15,856.72
57.- Triturado basáltico -- puesto en planta a pie de camión.	30.00	M3	398.27	11,948.10
58.- Ac. en camión al ler.- km.	3.74	M3	394.91	1,476.97

C O N C E P T O	P.U.	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
59.- Ac. en camión 35 kms.- subs.	27.65	M3	394.91	\$ 10,919.25
60.- Muro de tabique 28 cm. espesor inc. aplanado.	63.95	M2	0.40	25.58
61.- Mamp. seca.	45.60	M3	480.74	21,921.74
62.- Tala de árboles de -- 0.25 a 0.75 m.	11.11	Pza.	56.00	622.16
63.- Tala de árboles de --- 0.76 a 1.50 m.	33.32	Pza.	50.00	1,666.00
64.- Tala de árboles de 1.51 a 2.50 m.	44.44	Pza.	8.00	355.52
65.- Tala de árboles de 2.51 a 3.75 m.	66.65	Pza.	1.00	66.65
66.- Tala de árboles de 3.76 en adelante.	133.30	Pza.	2.00	266.60
67.- Extrac. de troncos de- 0.25 a 0.75 m.	9.34	Pza.	56.00	523.04
68.- Extrac. de troncos de- 0.76 a 1.50 m.	18.16	pza.	50.00	908.00
69.- Extrac. de troncos de- 1.51 a 2.50 m.	32.69	Pza.	8.00	261.52
70.- Extrac. de troncos de- 2.51 a 3.75 m.	46.69	Pza.	1.00	46.69
71.- Extrac. de troncos de- 3.76 en adelante.	81.71	Pza.	2.00	163.42
72.- Ac. en camión ler. Km. (madera).	1.75	M3	117.00	204.75
73.- Exc. cepa c-II de 0 a 2 m. de prof. 2B.	6.40	M3	125.20	801.28
74.- Subrasante prep. en o- bra 10 cm. espesor.	4.00	M2	58,950.00	235,800.00
75.- Material de base 10 cm espesor.	4.84	M2	56,760.33	274,720.00

C O N C E P T O	P.U.	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
76.- Relleno y consolidación	3.34	M3	1,793.81	\$ 5,991.32
77.- Conc. f'c-210 kg/cm2 - R.R.	210.00	M3	1,473.41	309,416.10
78.- Cimbra en contacto	22.50	M2	327.29	7,364.03
79.- Cimbra en losa terminado aparente.	90.00	M2	2,395.11	215,559.90
80.- Ademe recuperable.	0.50	P.T.	5,588.74	2,794.37
81.- Suministro y colocación de costales.	9.64	Pza.	30.00	289.20
82.- Afine de bases para desplante de muros.	1.25	M2	14,984.10	18,730.12
83.- Relleno a volteo.	1.16	M3	1,846.96	2,142.47
84.- Ductos de 3 vías.	27.48	ML	124.00	3,407.52
85.- Murete separador entre vías.	124.35	ML	1,079.83	134,276.86
86.- Bombeo (3" Ø).	5.85	Hr.	2,880.00	16,848.00
87.- Sello con retenedor de agua de cloro o de polivinilo.	130.00	ML	178.19	23,164.70
88.- Exc. cepa c-II-A cualq. zona 2-4 m. prof.	18.20	M3	319.25	5,810.35
89.- Exc. cepa c-II-A cualq. zona 4-6 m. prof.	19.25	M3	212.00	4,081.00
90.- Exc. cepa c-II-A cualq. zona 6-8 m. prof.	20.40	M3	53.50	1,091.40
91.- Ac. en camión ler. Km. carga a mano.	3.30	M3	1,091.26	3,601.15
92.- Ac. en camión 7 Kms. - subs.	7.35	M3	332.25	2,442.04
93.- Sub-base prep. en obra de 10 cm. esp.	4.00	M2	117,369.33	469,477.32



C O N C E P T O	P.U.	UNIDAD	CANTIDAD	IMPORTE
94.- Banq. 'losa 8 cm. esp. conc. f'c-140 kg/cm <sup>2</sup> .	20.00	M2	1,288.24	\$ 25,764.80
95.- Ademe perdido.	1.85	P.T.	9,808.11	18,145.01
96.- Muro de tabique 14 cm. esp.	31.50	M2	334.02	10,521.63
97.- Junta de celotex 12 -- cm. esp. 4 capas.	76.00	M2	85.72	6,514.72
98.- Banqueta 2 losas 8 cm. esp.	20.50	M2	5,191.67	106,429.24
99.- Banqueta 3 losas 8 cm. esp.	21.00	M2	7,304.94	153,403.74
100.- Parapeto en puente.	155.05	ML	128.04	19,852.61
101.- Parapeto en muro con-- creto.	128.15	ML	328.36	42,079.34
102.- Afines de banquetas.	0.18	M2	10,177.25	1,831.91
103.- Estructura concreto -- f'c - 175 kg/cm <sup>2</sup> . 12 - cm. esp.	27.50	M2	54.87	1,508.93
104.- Escalones de conc. ar- mado.	48.00	Pza.	13.00	624.00
105.- Mamp. de piedra morte- ro 1:6.	95.62	M3	32.08	<u>3,067.49</u>
T O T A L :				\$9'346,319.46

El Costo aproximado de está obra fue de \$ 9'346,319.46

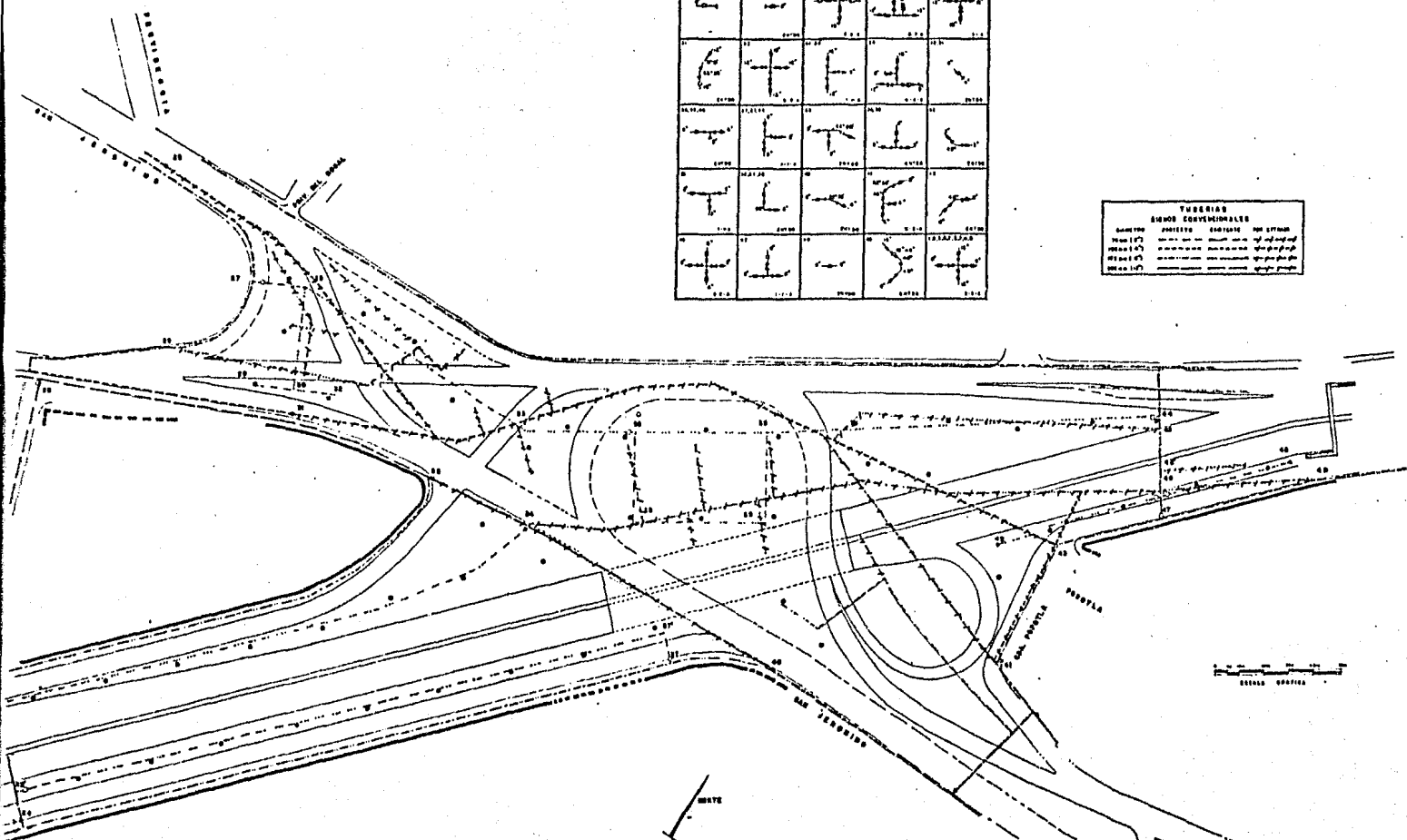




C R U C E R O S

1	2	3	4	5
6	7	8	9	10
11	12	13	14	15
16	17	18	19	20
21	22	23	24	25
26	27	28	29	30
31	32	33	34	35
36	37	38	39	40
41	42	43	44	45

TUBERIAS SINHO CONVENIENCIALES			
DIAMETRO	PROFUNDIDAD	CONDICIONES	TIPO DE TUBERIA
100 mm Ø	1000 mm	Normal	Asbesto-cemento
150 mm Ø	1200 mm	Normal	Asbesto-cemento
200 mm Ø	1400 mm	Normal	Asbesto-cemento
250 mm Ø	1600 mm	Normal	Asbesto-cemento



**FACULTAD DE INGENIERIA**  
**TESIS PROFESIONAL**  
**UNAM**  
 ENRIQUE MORA GARCIA LEGA  
 JULIO 1964  
 AGUA POTABLE