



2ej' 58

**UNIVERSIDAD NACIONAL AUTONOMA DE MEXICO**

**FACULTAD DE INGENIERIA**

**CRITERIO DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA  
CIMENTADA EN LADERA**

**TESIS PROFESIONAL**  
que para obtener el título de  
INGENIERO CIVIL  
p r e s e n t a  
**ALEJANDRO GARCIA ALONSO**

MEXICO D. F.

1 9 8 1



Universidad Nacional  
Autónoma de México



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

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

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

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



UNIVERSIDAD NACIONAL  
DE INGENIERIA

Al Pasante señor ALEJANDRO GARCIA ALONSO,  
P r e s e n t e .

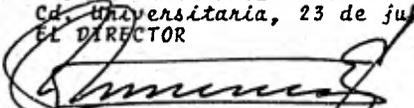
En atención a su solicitud relativa, me es grato transcribir a usted a continuación el tema que aprobado por esta Dirección propuso el Profesor M. I. Claudio Merrifield Castro, para que lo desarrolle como tesis en su Examen Profesional de Ingeniero CIVIL.

"CRITERIO DE DISEÑO DE UNA ESTRUCTURA CIMENTADA EN LADERA"

- I. Descripción del problema.
- II. Estudios del subsuelo.
- III. Alternativas de estructuración.
- IV. Solicitaciones.
- V. Diseño preliminar.
- VI. Análisis y diseño de estructura.
- VII. Estudio de la cimentación.
- VIII. Recomendaciones generales.

Ruego a usted se sirva tomar debida nota de que en cumplimiento de lo especificado por la Ley de Profesiones, deberá prestar Servicio Social durante un tiempo mínimo de seis meses como requisito indispensable para sustentar Examen Profesional; así como de la disposición de la Dirección General de Servicios Escolares en el sentido de que se imprima en lugar visible de los ejemplares de la tesis, el título del trabajo realizado.

A t e n t a m e n t e  
"POR NI RAZA HABLARA EL ESPIRITU"  
Cd. Universitaria, 23 de julio de 1980  
EL DIRECTOR

  
ING. JAVIER JIMENEZ ESPRIU

JJE/OB/H/ser

## T E M A R I O .

### I.-- INTRODUCCION.

- I.1.)-- Descripción del proyecto.
- I.2.)-- Estudios topográficos.

### II.-- ESTUDIOS DEL SUBSUELO.

- II.1.)-- Introducción.
- II.2.)-- Características de los materiales del subsuelo.
- II.3.)-- Investigaciones realizadas y resultados de pruebas.

### III.-- ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DEL PROYECTO.

- III.1.)-- Marcos de rigidez.
- III.2.)-- Muros rigidizantes.
- III.3.)-- Estructura anclada al cerro.

### IV.-- SOLICITACIONES.

- IV.1.)-- Cargas muertas.
- IV.2.)-- Cargas vivas.
- IV.3.)-- Cargas accidentales.

### V.-- DIMENSIONAMIENTO PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA.

- V.1.)-- Trabes.
- V.2.)-- Columnas.

### VI.-- ANALISIS POR CARGA VERTICAL.

- VI.1.)-- Rigideces angulares y factor de transporte.
- VI.2.)-- Método de H. Cross.
- VI.3.)-- Resultados de elementos mecánicos.

### VII.-- DISEÑO DEFINITIVO DE LA ESTRUCTURA.

- VII.1.)-- Trabes.
- VII.2.)-- Columnas.

### VIII.-- ESTUDIO DE LA CIMENTACION.

- VIII.1.)-- Elementos de cimentación.
- VIII.2.)-- Comportamiento y modos de falla.
- VIII.3.)-- Diseño de la cimentación.

### IX.-- CONCLUSIONES.

## I.- INTRODUCCION.

Una de las características básicas de la Ingeniería Civil es sin duda alguna la elección adecuada de la mejor alternativa para la solución de problemas afines, para ésto, el tener un conocimiento amplio y profundo del problema, obtenido en base a un análisis cualitativo y en caso necesario a un estudio cuantitativo, son factores que contribuyen al logro de una elección óptima de diseño de cualquier proyecto de obra civil.

La Ingeniería Estructural, como rama de la Ingeniería Civil, es la encargada de proporcionar los sistemas adecuados para el estudio de las sollicitaciones externas, comportamiento y modos de falla, métodos de análisis y proporcionamiento de todos los elementos constitutivos de una estructura.

En el presente trabajo se pretende proporcionar un criterio de diseño de una estructura de concreto reforzado fundamentando la simplicidad del cálculo estructural en la aplicación de los métodos de diseño a la estructuración que proporcione el comportamiento adecuado bajo cargas de servicio para las condiciones geométricas y morfológicas de la estructura.

### I.1.)- DESCRIPCION DEL PROYECTO.

El edificio en estudio consta de 8 pisos y azotea —

con una altura de entrepiso constante de 3.20 M y claros entre ejes de 5.00 M en dirección de los ejes letras y 5.50 M en dirección de los ejes números. Arquitectónicamente se propone una estructuración a base de columnas cuadradas y losas reticulares con bandas macizas en los ejes de columnas, los muros interiores son de tabique rojo recocido con dimensiones de 7 x 14 x 28.

Estará destinado a departamentos de uso habitacional que incluyen terrazas recreativas y servicios del conjunto habitacional. La comunicación entre niveles se lleva a cabo mediante un cuerpo de elevadores de tipo escalonado y un sistema de escaleras adicionales interiores y exteriores; las interiores tienen como finalidad comunicar departamentos de dos niveles, y las exteriores prestan un servicio general a todo el edificio y son independientes de la estructura en estudio ya que su efecto sobre ella se considera despreciable para fines de diseño.

El edificio se encuentra ubicado sobre una ladera como se muestra en el corte esquemático de la figura I.1.a. La topografía sobre la cual se desplantará el edificio presenta problemas de estabilidad para la estructura por estar localizado en una zona altamente sísmica, para lo cual se pretende proporcionar una alternativa de diseño que cumpla con los requisitos de estabilidad, economía y de fácil proceso constructivo.

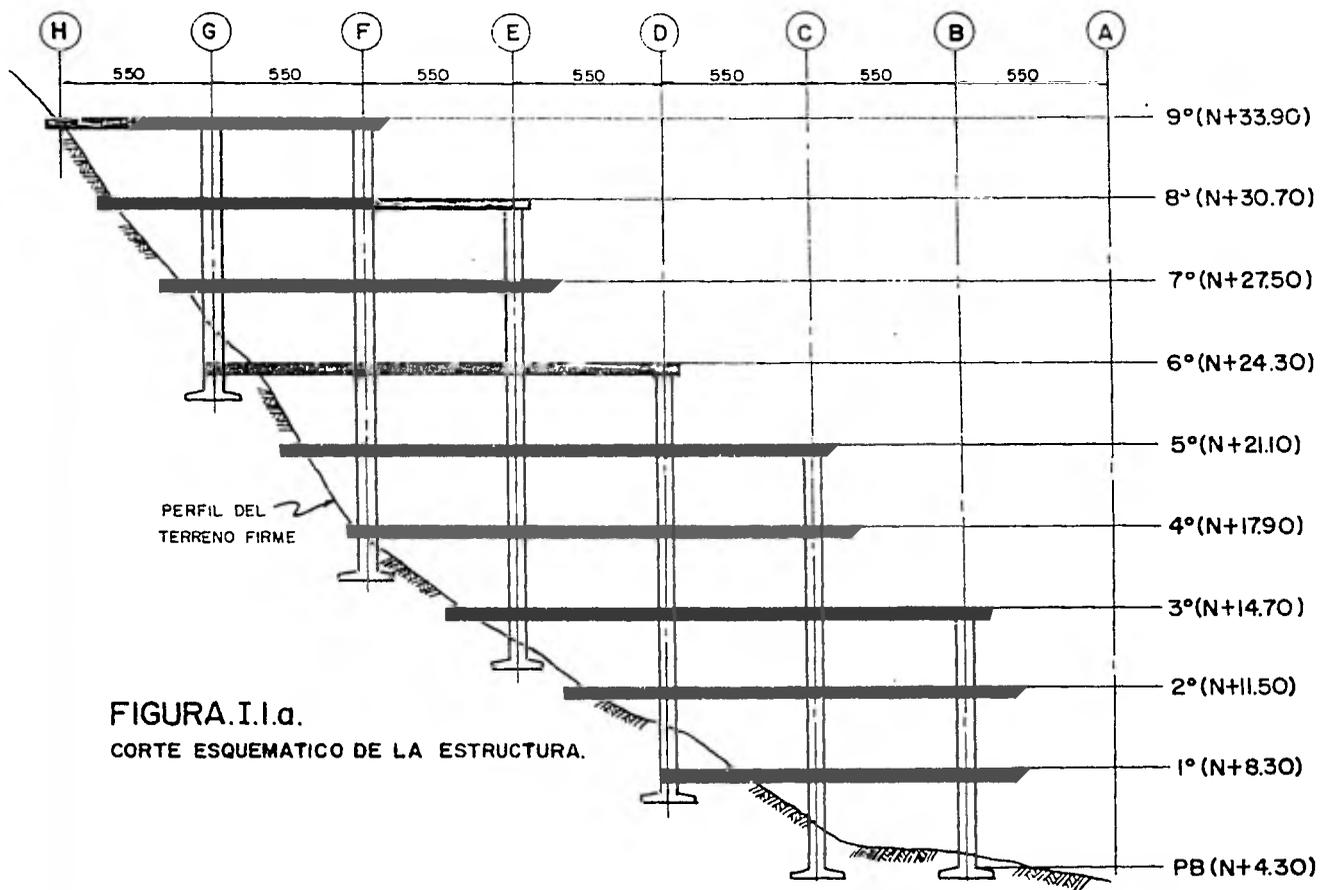


FIGURA.I.I.a.

CORTE ESQUEMATICO DE LA ESTRUCTURA.

tivo tratando de no modificar las condiciones arquitectónicas que requiere el proyecto.

Para encontrar la solución óptima de diseño, se parte de los resultados del estudio del subsuelo, de las características topográficas y sísmicas de la zona, éstas últimas se encuentran fuera de la finalidad a la que se pretende enfocar en esta tesis, sin embargo por considerarse de carácter importante se mencionarán a manera de descripción.

Se estudiaron cualitativamente distintas alternativas de estructuración para lograr un diseño definitivo de la estructura que cumpla con los requisitos necesarios de una buena estructuración.

Se pensó que el proporcionamiento de todos los elementos estructurales sería económico si se eliminara en ellos — las acciones accidentales externas, para lograr esto, la única solución fué sujetar la estructura al cerro a base de un sistema de anclaje que restrinja los desplazamientos horizontales resultantes de la acción de los fenómenos accidentales, tales como los movimientos telúricos o las fuerzas originadas por los vientos, de esta forma la superestructura queda expuesta solo a sollicitaciones de cargas gravitacionales correspondientes a la combinación de carga muerta y carga viva.

Considerando que los esfuerzos producidos por fuerzas eólicas resulten ser de menor magnitud en este caso que las producidas por los sismos, y que un fenómeno sísmico máximo — se presente instantáneamente al ocurrir un efecto máximo por viento, no se considera para el diseño estructural la superposición de ambos, sino aquel que le produzca mayores efectos —

dinámicos a la estructura.

Se efectuó el dimensionamiento preliminar de los elementos como punto de partida para el análisis estructural definitivo, en base al cual se obtiene el proporcionamiento definitivo de los elementos con los resultados del análisis estático y con un estudio sísmico se diseñaron los elementos de cimentación.

Se proporcionan finalmente las especificaciones y recomendaciones de construcción, tanto de la cimentación como de la estructura, fundamentadas en los reglamentos en vigor a las necesidades de la zona y a las características topográficas del lugar.

En resumen, la finalidad de este trabajo es proporcionar el criterio general de diseño para una estructura anclada al cerro, el cual está constituido por una masa rígida de roca como se especifica en el estudio del subsuelo, enfocando su importancia hacia el diseño de la cimentación y el sistema para una estructura que se sale de las características estructurales de las tradicionalmente usadas.

## I.2.- ESTUDIOS TOPOGRAFICOS.

Con la finalidad de obtener la configuración del terreno sobre el cual se desplantará el edificio, se llevó a ca

bo el estudio topográfico de la zona, obteniendo como resultado para interés del proyecto en estudio las curvas de nivel de la superficie del terreno.

De acuerdo con estos datos y los del proyecto arquitectónico fueron obtenidos los puntos de apoyo vertical, así como la configuración del apoyo de las losas sobre el terreno.

En la figura I.2.a. se presentan los resultados del estudio topográfico en un plano con curvas de nivel localizando el sistema de ejes ortogonales que define la posición de la estructura.

En base a estos datos se obtuvieron los perfiles topográficos de cada eje para localizar los niveles de des—plante de los apoyos de la estructura.

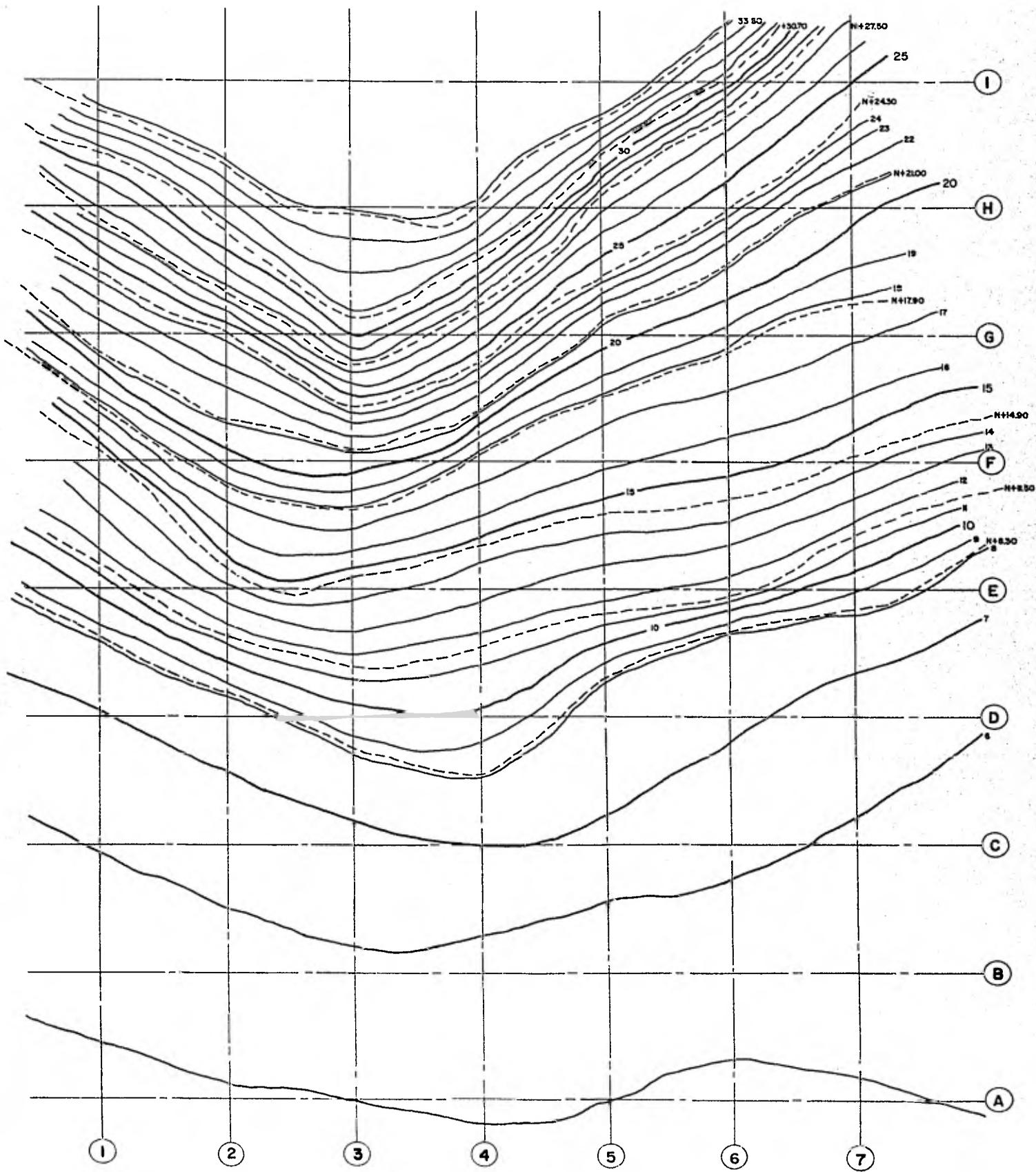


FIGURA.1.2.g. PLANO TOPOGRAFICO DE LA ZONA.

## II.- ESTUDIOS DEL SUBSUELO.

### II.1.- INTRODUCCION.

El edificio en estudio se construirá en una zona del Pacífico en un predio sobre una ladera. El estudio aquí presentado tuvo como objetivo investigar las propiedades de resistencia de los materiales típicos que ahí se encuentran.

En esta zona, la estratigrafía consta de 4 tipos de materiales: granito intemperizado terroso, granito intemperizado suelto, granito intemperizado firme y roca granítica, todos éstos con espesores y parámetros de resistencia erráticos. De los materiales antes mencionados se obtuvieron muestras alteradas e inalteradas para determinar sus propiedades índice y parámetros de resistencia, y poder en esta forma obtener la capacidad de carga del terreno.

### II.2.- CARACTERISTICAS DE LOS MATERIALES DEL SUBSUELO.

a).- GRANITO INTEMPERIZADO TERROSO.- Es el material que tiene poca consistencia natural localizado inmediatamente bajo la capa vegetal y con un alto contenido de material fino.

b).- GRANITO INTEMPERIZADO SUELTO.- Es el mate---

rial que se localiza bajo el intemperizado terroso, presenta consistencia en estado natural, la que pierde inmediatamente después de excavarlo y descubrirlo, convirtiéndose en una arena fina y gruesa suave que se desintegra con la presión de los dedos. Este material no adquiere consistencia al compactarse.

c).- GRANITO INTEMPERIZADO FIRME.- Este material no pierde de inmediato su consistencia natural, difícil de excavar por lo que se quedan marcadas las huellas del elemento mecánico con el cual se excava, sin embargo, es susceptible a la intemperización en corto tiempo.

Este material es el recomendado para el apoyo de las cimentaciones protegiéndolo contra la intemperización en los cortes donde queda expuesto.

d).- ROCA GRANITICA.- Es el granito en estado rocoso que se encuentra fisurada.

### II.3.- INVESTIGACIONES REALIZADAS.

a).- GRANITO INTEMPERIZADO TERROSO.- De este material no fué posible obtener muestras inalteradas por la poca consistencia que presenta en estado natural, y que debido a ésto no fué de interés para la finalidad del proyecto en —

cuanto a su cimentación, ya que dicho material no presenta la suficiente capacidad de carga para resistir el peso de la estructura sin afectar su estabilidad y comportamiento bajo condiciones de servicio, por lo cual tendrá que ser retirado hasta encontrar un estrato firme para el apoyo de la cimentación.

b).- GRANITO INTEMPERIZADO SUELTO.- En este material se estudió la capacidad de carga natural y la posibilidad de utilizarlo para efectuar la cimentación de la estructura.

Debido a que el granito intemperizado suelto es un material de transición entre el granito intemperizado terroso y el granito intemperizado firme, sus espesores son muy erráticos, lo mismo que el grado de intemperización y consecuentemente sus propiedades físicas y mecánicas. De los resultados del laboratorio, se puede ver que la cohesión varía de 0.12 hasta aproximadamente  $0.65 \text{ Kg/cm}^2$ , y el ángulo de fricción interna aproximadamente de  $30^\circ$  a  $37^\circ$ , como se muestra en la tabla II.3.a.

Por las variaciones tan grandes en las propiedades mecánicas no se recomienda como material de apoyo de ninguna cimentación.

c).- GRANITO INTEMPERIZADO FIRME.- Se investiga-

ron las muestras inalteradas Nos. 5, 6 y 7. Se hicieron pruebas triaxiales para obtener los parámetros de resistencia —  $C$  y  $\phi$  de ambos materiales cuyos resultados se proporcionan — en la tabla II.3.a. con los parámetros se calculó la capacidad de carga de zapatas de cimentación cercanas a taludes de este material.

Se observa de los resultados de las pruebas triaxiales lo errático del material ya que el ángulo de fricción interna varía aproximadamente entre  $37^\circ$  y  $48^\circ$ , dependiendo — del grado de intemperización del material.

Para los cálculos de capacidad de carga se usaron para el granito intemperizado firme una  $C = 0.4 \text{ Kg/cm}^2$  y un  $\phi = 36^\circ$  como máximo, sin embargo por ser un material errático se usó un factor amplio de seguridad.

N° MUESTRA	MATERIAL	C	$\phi$	$\gamma_n$ TON/M <sup>3</sup>	$\gamma_s$	OBSERVACIONES
1	GIS	0.451	26.5°	1.60	1.52	ARENA LIMO ARCILLOSA
2	GIS	0.20	30°	1.63	1.55	ARENA LIMOSA CON ALGO DE ARCILLA CAFE CLARO CON GRAVITA Y RAICES
3	GIS	0.65	33°	1.58	1.49	LIMO ARCILLOSO CON ARENA CON RAICES CAFE CLARO.
4	GIS	0.12	36°	1.63	1.56	ARENA LIMOSA CON ALGO DE ARCILLA CON GRAVITA RAICES CAFE CLARO
5	GIF	0.60	48°	1.97	—	GRANITO INTEMPERIZADO FIRME CAFE OCRE.
6	GIF	0.55	37°	1.98	—	GRANITO INTEMPERIZADO FIRME CAFE OCRE.
7	GIF	0.57	37°	1.97	—	GRANITO INTEMPERIZADO FIRME CAFE OCRE

### NOMENCLATURA

GIS GRANITO INTEMPERIZADO SUELTO.

GIF GRANITO INTEMPERIZADO FIRME.

C COHESION EN KG/CM<sup>2</sup>

$\phi$  ANGULO DE FRICCION INTERNA.

$\gamma_n$  PESO VOLUMETRIC IN-SITU.

$\gamma_s$  PESO VOLUMETRIC SECO.

TABLA.II.3.a. RESULTADOS DE PRUEBAS DE LABORATORIO

La capacidad de carga útil recomendada para distintos ángulos del talud se ha obtenido a partir de la teoría de Terzaghi para capacidad de carga en suelos friccionantes y cohesivos en zapatas de cimentación superficiales que puede ser calculada por la expresión:

$$q = \alpha_1 c N_c + \alpha_1' \sigma_z N_q + \alpha_2 \delta' B N_\gamma \quad \text{--- 2.1}$$

en donde  $N_c$ ,  $N_q$  y  $N_\gamma$  son factores de capacidad de carga que dependen exclusivamente del ángulo de fricción interna y la geometría de la supuesta superficie potencial de falla. Algunos autores tienen investigados estos valores para diferentes suposiciones teóricas.  $C$  es el valor de la cohesión asignada al material en cuestión;  $2 B$  es el ancho mínimo de la zapata;  $\alpha_1$  y  $\alpha_2$  son factores de forma de la superficie de contacto de la cimentación con el suelo.

Estos valores pueden ser obtenidos en función del ángulo de fricción interna; sin embargo, para fines prácticos en bases de cimientos planos, pueden tomarse los siguientes valores aproximados :

ZAPATAS	ANCHO	$\alpha_1$	$\alpha_1'$	$\alpha_2$
CONTINUAS	2 B	1.0	1.0	1.0
CUADRADAS Y CIRCULARES	2 B	1.3 - 1.2	1.2	0.8 - 0.6

Para la fórmula 2.1. puede considerarse que la capacidad última de carga está obtenida por los tres términos independientes: El primero está en función solamente de

los parámetros de resistencia al corte del suelo  $C$  y  $\phi$ , y de la supuesta forma de la superficie de deslizamiento; el segundo término es función del confinamiento vertical del esfuerzo efectivo al nivel de desplante de la zapata, y de la supuesta forma de la superficie de deslizamiento; el tercer término está en función del ancho de la zapata, el peso volúmico promedio de la masa del suelo bajo la zapata y de la supuesta forma de la superficie de deslizamiento.

Para el caso de capacidad de carga en zapatas — apoyadas en talud como en el caso de zapatas profundas, puede ser omitido el tercer término de la expresión 2.1. para — consideraciones prácticas.

La geometría de la superficie de deslizamiento — para una masa de suelo totalmente isótropo puede considerarse como se muestra en la figura II.3.b. y que está definida por una espiral logarítmica que comienza bajo el cimiento y termina en el punto "m" que es el punto donde alcanza la influencia máxima de la masa del suelo sobre la posible falla por deslizamiento de la cimentación.

El valor de la altura con respecto a la superficie de desplante del cimiento máxima se presentan para un ángulo de inclinación  $\beta = \phi$  con respecto al eje Z.

La capacidad de carga para este tipo de cimenta-

ciones puede ser calculada por la expresión:

$$q = C \left[ \sqrt{N\phi} + \frac{C_N \frac{2\theta \tan\phi - 1}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)} \tan\phi} \right] +$$

$$\left[ \frac{\cos^2\beta}{2 \cos^2(45^\circ + \phi/2)} C_N \frac{2\theta \tan\phi}{\sigma_z} \right] \sigma_z \quad \text{--- 2.2}$$

Para el caso de un cimiento sobre talud puede ser considerada la misma geometría de deslizamiento posible para un suelo de las mismas características y estar definida por la espiral logarítmica que se inicie en el mismo punto pero que termina en la intersección con el talud, figura II.3.c. El valor de  $\sigma_z$  es nulo cuando la cimentación es superficial, para el caso de una cimentación en talud no es considerado el valor de este esfuerzo en la parte superior del talud refiriéndose al punto de desplante de la cimentación,

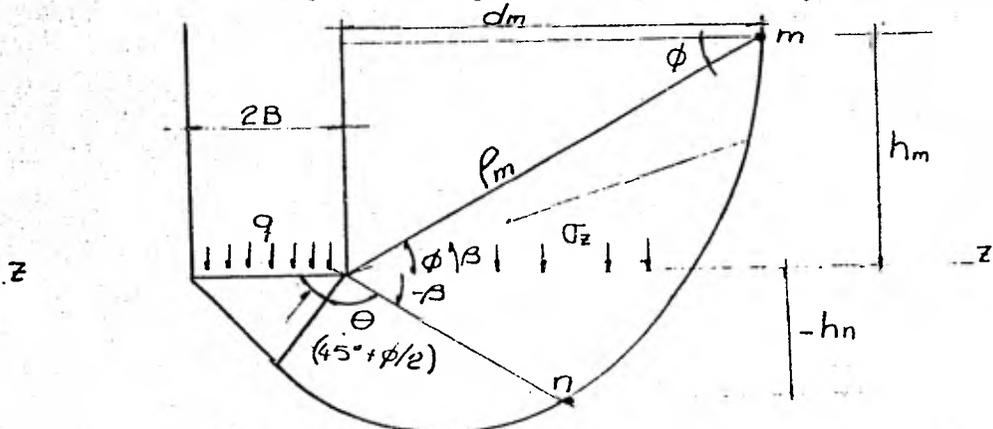


FIG. II.3.b.--CAPACIDAD DE CARGA PARA CIMENTACIONES PROFUNDAS.

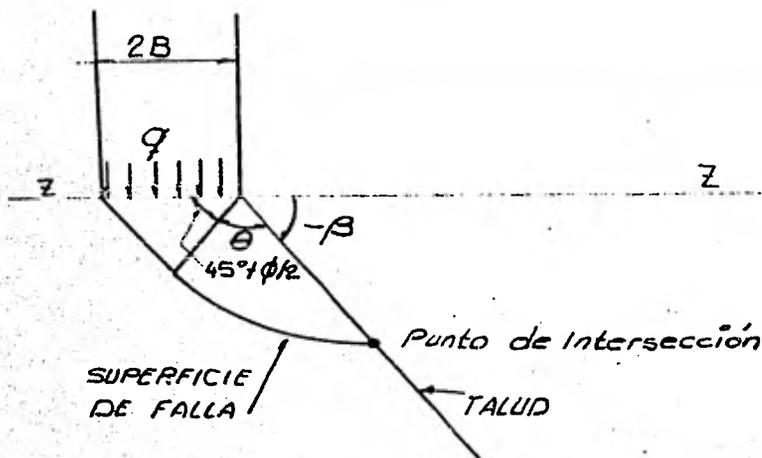


FIGURA II.3.c.- CAPACIDAD DE CARGA EN TALUD.

ya que en la parte inferior del talud no existe dicho esfuerzo  $\sigma_z$ .

El valor de  $\beta$  considerado será negativo a partir de la línea Z-Z según la convención utilizada.

En base a todo lo anterior, la expresión 2.2. para obtener la capacidad de carga de cimientos desplantados en talud puede simplificarse eliminando el segundo término y quedar solamente la fórmula :

$$q = c \left[ \sqrt{N\phi} + \frac{c_N^{2\theta \tan \phi} - 1}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi} \right] \quad \text{--- 2.3}$$

Donde :

$$N_c = \left[ \sqrt{N\phi} + \frac{c_N^{2\theta \tan \phi} - 1}{2 \cos^2 (45^\circ + \phi/2) \tan \phi} \right] \quad \text{--- 2.4}$$

factor de capacidad de carga que depende del ángulo de fricción interna  $\phi$  y de la inclinación del talud.  $N_{\phi}$  es el número de flujo que puede calcularse como :

$$N_{\phi} = \text{Tan}^2 (45^{\circ} + \phi/2)$$

En la figura II.3.d. se presentan unas curvas para la obtención del valor del coeficiente de capacidad de carga  $N_{\phi}$  en función de la inclinación del talud y del ángulo de fricción interna obtenidas a partir de la expresión 2.4.

Para el cálculo de la capacidad de carga útil para distintos ángulos del talud, fue considerado el valor máximo recomendado de los parámetros de resistencia al corte  $C$  y  $\phi$ . Para ángulos de inclinación del talud mayores de  $45^{\circ}$  pero menores que  $80^{\circ}$  se tomó un factor de seguridad de aproximadamente igual a 8 por tomar en cuenta lo errático del material en la proximidad con el talud, y para menores de  $45^{\circ}$  la influencia de esta inclinación ocasiona menores problemas de estabilidad y de capacidad de carga por lo que un factor de seguridad de 3 fue considerado como adecuado para cumplir con los requisitos de seguridad en cuanto a capacidad de carga.

En base a este criterio, aplicando la ecuación 2.1. tomando en cuenta solamente el primer término de la expresión para zapatas cuadradas se calcularon los valores re-

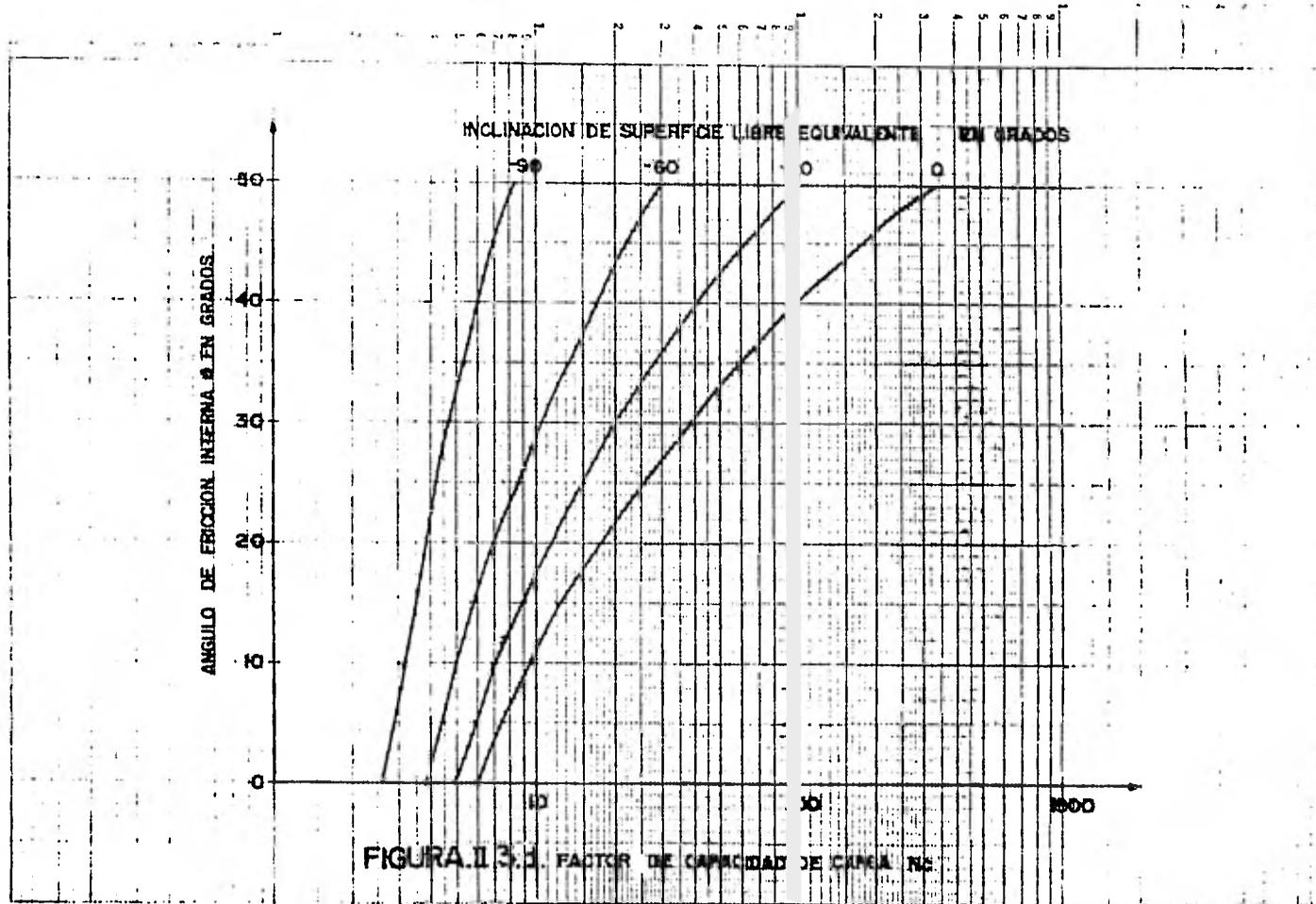


FIGURA.13.1. FACTOR DE CAPACIDAD DE CARGA

comendados de capacidad de carga útil del granito intemperizado firme en función de los distintos ángulos del talud, los cuales se muestran en la figura II.3.e.

Los valores de esta figura son válidos para este material en estado natural, es decir, debidamente protegido contra la intemperización.

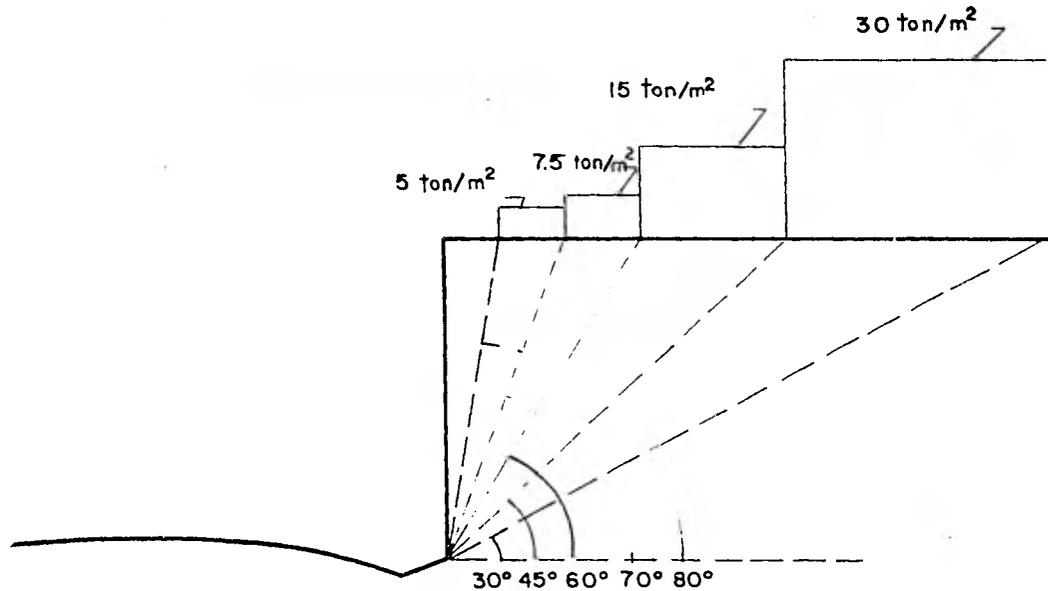


FIGURA. II.3.e. CAPACIDAD DE CARGA UTIL DEL GRANITO  
INTEMPERIZADO FIRME

### III.- ALTERNATIVAS ESTRUCTURALES DEL PROYECTO.

Para la elección óptima del criterio utilizado en el diseño estructural, considerando tanto la cimentación como la superestructura en conjunto, es decir, tomando en cuenta — la interacción Suelo-Estructura, fué necesario efectuar un — análisis cualitativo entre distintos tipos de estructuración — propuestos tentativamente.

Las características importantes para la elección — de las alternativas fueron principalmente: El aspecto económico, la facilidad y tiempo de construcción y la funcionalidad — de la estructura bajo fuerzas gravitacionales y sísmicas. Las alternativas que se estudian en este capítulo no son todas — las posibles por realizar, sino las que se consideran más adecuadas a las características del subsuelo.

En base a lo anterior, las alternativas de estructuración fueron las siguientes :

#### III.1.- ESTRUCTURACION CON MARCOS DE RIGIDEZ.

Existe como primera alternativa, el método convencional de estructuración a base de marcos rígidos, como se — muestra en la figura III.1.a.

Como puede observarse, en el corte esquemático de

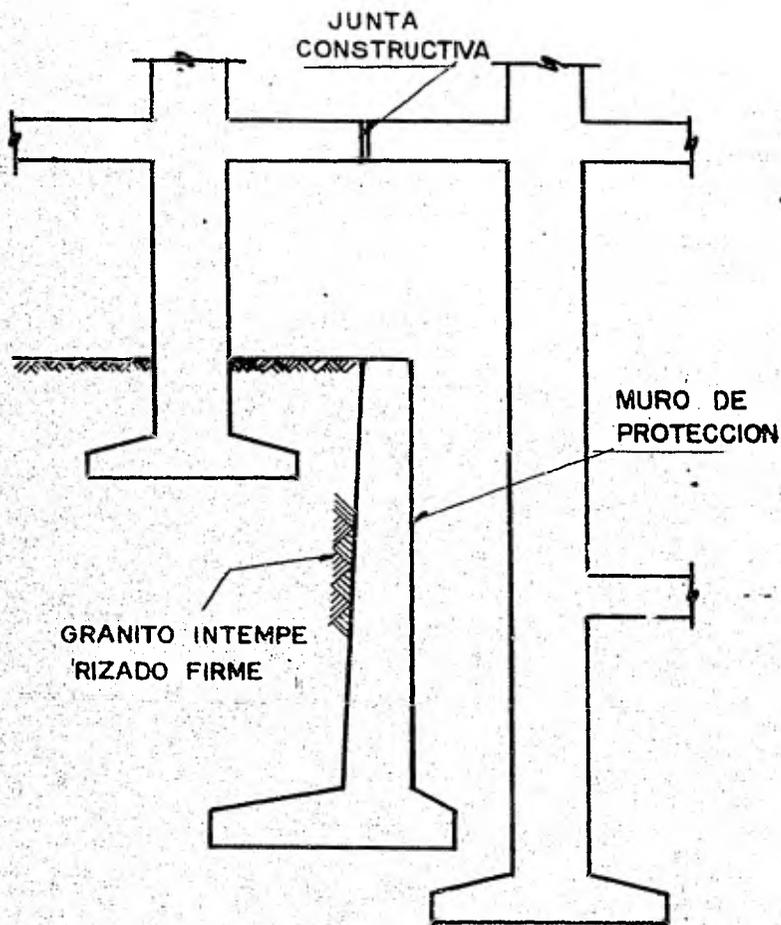


FIGURA. III. I. d. DETALLE ALTERNATIVA A

esta figura, para efectuar este tipo de estructuración es necesario hacer grandes cortes del carro a modo de terrazas con la finalidad de tener elementos estructurales de dimensiones homogéneas para lograr un comportamiento adecuado y aumentar el grado de confiabilidad en los resultados del diseño de la estructura, es decir, se pretende formar en este caso varios cuerpos trabajando aisladamente para no transmitirse unos con otros los efectos de desplazamientos debido a fuerzas horizontales.

Este tipo de estructura presenta características de flexibilidad importantes, por lo que permite desplazamientos en cada uno de los entrepisos, siendo en un nivel superior el acumulado de todos los parciales inferiores donde, —

$$\Delta_n = \sum_{k=1}^n \Delta_k$$

por lo tanto, la dimensión de la junta entre cada cuerpo será la suma absoluta de los desplazamientos acumulados hasta el nivel de altura máxima del cuerpo inferior considerando una holgura por seguridad que puede expresarse como:

$$\Delta = \delta_{Ti} + \delta_{Ns} + C \geq 10 \text{ cm} \quad \text{Donde :}$$

$\Delta$  = dimensión de la junta constructiva.

$\delta_{Ti}$  = desplazamiento máximo del cuerpo inferior.

$\delta_{Ns}$  = desplazamiento al nivel máximo del cuerpo superior a la altura del último nivel del cuerpo inferior.

C = holgura por seguridad.

$$\delta_n = \delta_{NV} + \delta_{NF}$$

$\delta_n$  = desplazamiento relativo del nivel n.

$\delta_{NV}$  = desplazamiento relativo del nivel n producido por corte.

$\delta_{NF}$  = desplazamiento relativo del nivel n producido por flexión.

El factor más importante de esta alternativa al considerar los cuerpos aislados, es la necesidad de hacer excavaciones hasta lograr planos horizontales para el desplante de las columnas, pero tomando en cuenta las condiciones del subsuelo, el material a excavar que comprende roca granítica y granito intemperizado firme cuyo costo de excavación y tiempo de ejecución resultan de gran escala, ocasiona problemas constructivos.

Los taludes originados por los cortes para formar las terrazas, deben formar un ángulo de 90° con respecto a la horizontal, lo cual ocasiona inestabilidad y disminución en la capacidad de carga para la cimentación de las columnas que se desplantan en la parte superior del mismo, como se indica en la figura III.1.a. Si el talud se efectúa sobre roca granítica no presenta estos problemas, estando expuestos solo a los del granito intemperizado firme.

Esta inestabilidad podría solucionarse mediante muros de retención, sin embargo, con ésto se amplifican los problemas mencionados anteriormente. Todo ésto obliga al proyectista a pensar en soluciones factibles al problema en estudio hasta cubrir los requisitos básicos que debe cumplir una estructura que ya se han mencionado.

Esta solución es la tradicionalmente usada por la mayoría de los proyectistas al presentarse un caso similar al de este estudio, sin embargo existe duda de que su construcción sea óptima económicamente debido al costo de excavación y en algunos casos de controlar la estabilidad de taludes que podría resultar elevada en comparación con otra alternativa que prescindiera de estas labores.

En base a lo descrito, se optó por desechar esta alternativa y tratar de encontrar otra que satisfaga las condiciones buscadas, para ésto se propone la siguiente alternativa:

### III.2.- MUROS RIGIDIZANTES.

A raíz de la búsqueda de una solución óptima ante las características de proyecto, se hace mención de una proposición de estructuración, que aunque por simple inspección no presente un comportamiento adecuado ante las sollicitaciones -

externas para las cuales debe ser funcional, se considera necesario analizar sus cualidades estructurales que obligan a eliminarla ante las necesidades del proyecto en estudio.

La idea de estructurar a base de muros rigidizantes, nace al presentarse el problema de las deformaciones — tan grandes que se presentan en niveles superiores de la estructura al considerarla como marcos flexibles en su totalidad, ésto es, sin considerar juntas constructivas al separar los cuerpos. Mediante este tipo de estructuración se reduce al máximo dichos desplazamientos acumulados, sin embargo se presenta otro problema de la cimentación del muro al ocurrir una falla por deslizamiento del muro, ésto implica un estudio concienzudo de la estabilidad de la estructura efectuando las siguientes consideraciones :

1).— Establecer el coeficiente de fricción entre el suelo y la cimentación del muro ( $\mu$ ).

2).— Obtener la fuerza cortante sísmica en la base del muro para cada escalonamiento propuesto en función de la aceleración del suelo y del peso que descarga en dicho escalón.

$$V_b = W_t \cdot CS$$

3).— Calcular la fuerza de fricción horizontal —

resistente a las acciones externas en la misma dirección.

Esta fuerza puede calcularse mediante la expresión:

$$F_f = \mu \cdot W_t$$

$\mu$  = coeficiente de fricción suelo - cimiento.

$W_t$  = peso total sobre cada escalón.

4).- Verificar que no exista deslizamiento horizontal en la base por falla fricción, ésto es:

$$F_f \leq \frac{V_b}{F.S.}$$

F.S. = Factor de seguridad al deslizamiento.

El problema de volteo del muro suele ser totalmente despreciable e innecesario su cálculo debido a que la fuerza sísmica es baja en comparación con el peso del edificio y la longitud de su base es grande en proporción a su altura, por lo que el momento de volteo resulta ser menor al resistente.

La colocación de los muros de rigidez en una estructura está restringida por condiciones de simetría en cuanto a sus rigideces de tal manera que las fuerzas laterales que se distribuyen proporcionalmente a éstas, actúen en

una distribución homogénea en relación a los centros de carga por cada nivel de la estructura, logrando con esto reducir al máximo los efectos de torsión producidos por las excentricidades del centro de rigideces con respecto al centro de masas, que es donde se considera concentrada la fuerza sísmica por entrepiso. Esto implica efectuar un diseño de muros capaz de lograr en ellos un centro de rigideces lo más cercano posible al centro de masas del entrepiso para evitar excentricidades torsionantes, sin embargo, tratar de llevar esto a la práctica resulta muy complicado, además de considerar que en este caso la estructura es asimétrica en todos los niveles y que las cargas acumuladas para cada entrepiso no son proporcionales a sus niveles, ya que se efectúa un proceso de descarga de la estructura al suelo a diferentes elevaciones.

En caso de que lo descrito en esta alternativa fuera factible de llevarse a la práctica, estaría la estructura expuesta a una amplificación de efectos sísmicos debido a una posible igualdad en los períodos de vibración con relación al suelo, dando origen al fenómeno de resonancia en las estructuras.

### III.3.- ESTRUCTURA SUJETA AL CERRO.

Sin haber logrado el propósito de solución óptima en las dos alternativas anteriores, surge una tercera alternativa que ha sido realmente el foco de este estudio por considerarse como una solución que puede cumplir con los requisitos de seguridad y funcionamiento, principalmente ante la acción de fenómenos sísmicos. La estructura se muestra en el corte esquemático de la figura VIII.1.b. y en ella puede observarse la estabilidad de la misma tanto por cargas estáticas como sísmicas. El funcionamiento de la estructura está basado en fijar cada una de las masas de los entrepisos al terreno mediante un sistema de anclaje que puede ser a travéz de todo el entrepiso ó en los puntos críticos considerados, de esta forma se restringe el movimiento horizontal relativo del suelo con la estructura y cada una de las masas se mueve bajo la acción del sismo con la misma aceleración que el suelo en el punto donde queda sujeto.

La aceleración del suelo en relación a los planos donde queda anclada la estructura se supone constante, ya que se está considerando una masa de suelo totalmente rígida y que las diferenciales de aceleración relativas por entrepiso pueden ser despreciables, de esta forma el coeficiente sísmico asignado para el cálculo será constante para todos los niveles. Las losas de entrepiso por su gran longitud son consi-

deradas como elementos rígidos que pueden proporcionar gran resistencia al movimiento tangencial al cerro, es decir, actúan como miembros diafragma anclados al cerro y trabajando en cantiliver, por lo que dichas losas proporcionan un gran peralte originando con ésto un momento de inercia elevado y a la vez una rigidez suficiente para que no existan deformaciones en los puntos más alejados al anclaje de las losas. - Con esta última hipótesis se asegura que los efectos de torsión en la estructura se omiten en el diseño.

El sismo en dirección normal al cerro es absorbido por el grupo de anclas en forma directa o axial, y en dirección tangencial por el efecto de un par resistente entre las anclas y la resistencia a la flexión de las losas de entrepiso. Se está considerando que en ningún caso puede fallar un ancla ni mucho menos el sistema de anclas para no alterar la estabilidad de la estructura, en caso de considerarlo había que poner un factor de seguridad para todos los elementos que estuvieran recibiendo los efectos sísmicos. Para la finalidad de este trabajo no se toma en cuenta este caso.

La estabilidad estática está fundamentada en los apoyos verticales de la estructura mediante columnas que descargan su peso a las zapatas, mismas que lo transmiten al suelo en forma distribuida, y el apoyo directo de losas de entrepiso con el suelo.

Con este sistema de estructuración se eliminan — los efectos sísmicos en columnas y trabes, es decir, solo se considera para el diseño los elementos mecánicos resultantes de un análisis totalmente estático, a la vez se eliminan los incrementos de fuerzas cortantes debido a torsión. En base a la omisión de estos elementos mecánicos que son los que principalmente rigen en cuanto a la superposición con el estático en un tipo de estructuración común, se obtiene como resultado un ahorro muy importante en cuanto a los materiales, principalmente en una disminución considerable de acero de refuerzo en los elementos, lo cual proporciona gran economía comparada con otro tipo de estructuración.

Otras características muy importantes en esta decisión de proyecto son: a).— El reducir al máximo las excavaciones en roca, puesto que la losa se apoya al talud del terreno siguiendo su configuración topográfica. b).— Se evita la construcción de muros de retención para protección de la estabilidad de las terrazas. c).— Se evitan a la vez la colocación de columnas dobles para proporcionar juntas constructivas.

Los aspectos cualitativos mencionados conducen a lograr en el proyecto una funcionalidad estable, económica, segura, de bajo costo de mantenimiento y fácil proceso constructivo; en base a los cuales se deduce que puede ser una so-

lución óptima.

Considerando ésto como premisa se efectúa el criterio de diseño de la estructura y la cimentación, proporcionando resultados solo uno de cada elemento que constituyen la estructura en general.

Todos los capítulos siguientes son referidos solamente a esta alternativa de estructuración sin efectuar comparación alguna con otras, dado el alto grado de laboriosidad en el cálculo.

#### IV.- SOLICITACIONES

El primer paso para el diseño de cualquier elemento estructural, es la determinación de las solicitaciones que van a actuar en la estructura y el éxito en el análisis estructural estriba en definir adecuadamente las condiciones de cargas actuantes como son :

\* CARGA MUERTA.— Debida al peso propio de los materiales que constituyen la estructura.

CARGA VIVA.— Debida a las personas u objetos que ocuparán la construcción.

CARGAS ACCIDENTALES.— Fundamentalmente las producidas por sismo o por viento.

Para ésto, el conocimiento profundo del destino de la estructura, el cálculo adecuado de las solicitaciones de carga y la elección de los métodos adecuados de análisis, son factores determinantes en los resultados de los elementos mecánicos actuantes para el diseño de la estructura.

##### IV.1.- CARGAS MUERTAS.

Estas solicitaciones están formadas por el peso-

propio de los elementos estructurales o de relleno que van a actuar de manera permanente en la estructura.

Dentro del concepto de carga muerta está incluido el peso de todos los materiales necesarios para la construcción de la estructura. Se incluyen tanto el peso propio de todos los elementos de la estructura como de todos los acabados tales como firmes, recubrimientos, plafones, divisiones, impermeabilizantes, etc.

El valor de la carga muerta puede calcularse en base a los volúmenes de material que se trate multiplicados por sus respectivos pesos volúmenes.

Como punto de partida, se sabe del proyecto arquitectónico que la estructuración de las plantas será a base de losas aligeradas con blocks de poliestireno con dimensiones de 50 x 50 cm, mismos que quedarán ahogados en el concreto.

Las losas estarán trabajando perimetralmente apoyadas en sus dos direcciones, las cuales transmiten su peso a las trabes que constituyen el sistema de marcos, por condiciones arquitectónicas deben tener el mismo peralte que la losa nervada. Considerando lo anterior, efectuamos una primera distribución tentativa de los blocks de aligeramiento, nervaduras y ancho de las bandas de trabes para obtener el peso pro-

pio de la losa de piso.

Para efectos de peso propio de la losa se supone la distribución de blocks que se muestra en la figura IV.1.a, y dimensiones transversales mostrados en la figura IV.1.b.



FIG. IV.1.b.- CORTE LOSA TIPO.

El peso de los muros divisorios se obtuvo repartiéndolo uniformemente en el área del tablero mas desfavorable dada la posibilidad de que cualquier tablero pudiera en cualquier momento tener la misma densidad de muros. En la tabla IV.1.c. se proporcionan los resultados obtenidos tanto de cargas muertas como cargas vivas.

#### IV.2.- CARGAS VIVAS .

Son aquellas cargas gravitacionales que obran en una construcción y que a diferencia de las cargas muertas no tienen el carácter de permanente. Estas cargas son esencialmente variables, ya que pueden ser el peso de las personas que ocupan la construcción, los muebles, equipo, máquinas, mercancías, etc. como puede apreciarse, una persona no tiene un lugar determinado dentro de una habitación o bien los objetos --



que se almacenan pueden variar de magnitud y posición. En — estas circunstancias es imposible el considerar una carga de terminada y en un lugar dado, al mismo tiempo que no es económico el considerar todas las condiciones de carga.

Las cargas vivas dependen del destino que vaya a tener la construcción y en el caso de edificios de la magnitud del área tributaria a sus elementos, a mayor área tributaria, menor será la probabilidad de concentración de cargas.

La carga viva en trabes será la obtenida considerando la total de diseño actuando sobre las losas, en una columna dicha carga viva es excesiva ya que es lógico suponer que la carga que puede estar aplicada en una trabe no estará aplicada a la vez en todas las trabes que concurren a la columna. Para la cimentación puede aplicarse el mismo razonamiento, ya que es raro que toda la superficie tributaria de la misma esté cargada simultáneamente. Las cargas vivas actuantes en un edificio cuando se presente un sismo máximo — considerado no serán las actuantes para el diseño de losas y trabes, ya que el sismo actúa sobre toda la masa del entrepiso y la posibilidad de que en el instante de ocurrencia del fenómeno sísmico esté actuando la totalidad de la carga viva considerada en todo el entrepiso resulta muy baja, por lo — que puede efectuarse una reducción de carga viva para el diseño sísmico de la estructura. En la tabla IV.1.c. se encuen

tran las cargas vivas asignadas a cada una de las condiciones de diseño.-

ANALISIS DE CARGAS	CONDICIONES DE CARGA W ( Kg / M <sup>2</sup> )			
	ESTATICO	SISMO	COLUMNAS	CIMENTACION
<p>a).- LOSA DE AZOTEAS.</p> <p>Losa de concreto nervada de 35 cm de peralte con blocks de 50 x 50.</p> <p>Terrado promedio. ( 0.12 x 900 )</p> <p>Firme ( 0.015 x 2,000 ).</p> <p>Enladrillado ( 0.020 x 1,500 ).</p> <p>Plafond.</p> <p>TOTAL CARGA MUERTA ( C.M. ).</p> <p>CARGA VIVA ( C.V. ).</p> <p>C.M. + C.V.</p>	<p>500</p> <p>110</p> <p>30</p> <p>30</p> <p><u>30</u></p> <p>700</p> <p><u>100</u></p> <p>800</p>	<p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p>700</p> <p><u>50</u></p> <p>750</p>	<p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p>700</p> <p><u>50</u></p> <p>750</p>	<p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p>700</p> <p><u>25</u></p> <p>725</p>
<p>b).- LOSA DE ENTREPISO.</p> <p>Losa de concreto.</p> <p>Acatado de piso ( 0.05 x 2,000 )</p> <p>Plafond.</p> <p>Muros divisorios.</p> <p>TOTAL CARGA MUERTA ( C.M. ).</p> <p>CARGA VIVA ( C.V. ).</p> <p>C.M. + C.V.</p>	<p>500</p> <p>100</p> <p>30</p> <p><u>370</u></p> <p>1,000</p> <p><u>300</u></p> <p>1,300</p>	<p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p>1,000</p> <p><u>150</u></p> <p>1,150</p>	<p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p>1,000</p> <p><u>150</u></p> <p>1,150</p>	<p></p> <p></p> <p></p> <p></p> <p>1,000</p> <p><u>75</u></p> <p>1,075</p>

### IV.3.- DISTRIBUCION DE CARGAS.

Antes de proceder al análisis estructural, es recomendable efectuar la distribución de cargas sobre los elementos estructurales que la transmiten a las columnas y éstas a la cimentación; para ésto, obtenemos las cargas distribuidas uniformemente sobre las trabes mediante la correspondiente por área tributaria a cada eje a partir de líneas a 45° con respecto a los mismos.

Por facilidades de cálculo puede suponerse que las cargas sobre trabes se distribuyen linealmente en cada claro del marco tomando como verdadero un valor medio de la distribución real, que sería según el caso distribución triangular o trapezoidal.

La carga uniformemente distribuida puede obtenerse por la expresión :

$$w = \frac{A_t \times W}{l} \quad \text{donde:}$$

$w$  = Carga linealmente distribuida en T / M

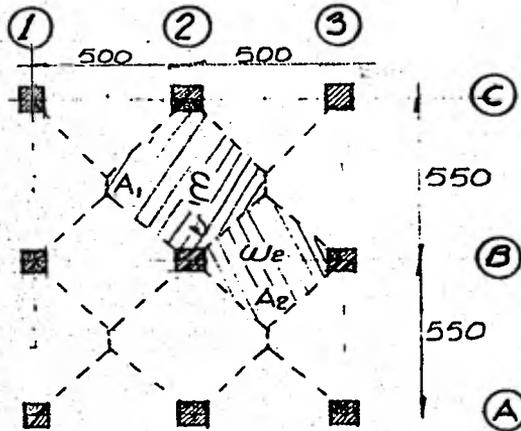
$A_t$  = Area tributaria en cada claro  $M^2$ .

$W$  = Peso total de losa por unidad de área T /  $M^2$ .

$l$  = Longitud del claro expresado en M.

En la figura IV.3.a. se observa la distribución de áreas tributarias tipo para las dos direcciones de la es-

estructura. El símbolo  $A_1$  indica el área tributaria para el cálculo de la carga linealmente distribuida  $\omega_1$ ,  $A_2$  es el área tributaria correspondiente a la dirección de los ejes letras para la obtención de la carga  $\omega_2$ .



**FIG. IV.3.a.- DISTRIBUCION DE CARGAS EN PLANTA TIPO.**

Las áreas tributarias pueden calcularse como sigue :

$$A_1 = 2 \left[ \left( \frac{5.50 + 0.50}{2} \right) 2.50 \right] = 15 \text{ M}^2.$$

$$A_2 = 2 \left[ \frac{5.0 \times 2.5}{2} \right] = 12.5 \text{ M}^2$$

Para el caso de la condición estática en trabe central de entrepiso se tendrán las cargas distribuidas uniformemente :

$$W_1 = \frac{15 \text{ M}^2 \times 1.30 \text{ T/M}^2}{5.50 \text{ M}} = 3.54 \text{ T/M}$$

$$W_2 = \frac{12.5 \text{ M}^2 \times 1.30 \text{ T/M}^2}{5.0 \text{ M}} = 3.25 \text{ T/M}$$

En la tabla IV.3.b. se presentan todos los tipos de solicitaciones de cargas para el análisis estático de trabes y losas de entrepiso y azotea para las dos direcciones — consideradas en función del área tributaria que obre sobre cada una de ellas.

Fiso	Dirección	Central	Borde	Borde con voladizo de 1.0 M.	Borde con voladizo de 1.80 M.
AZQ	$W_1$	2.18	1.33	1.89	2.53
TEA	$W_2$	2.0	1.24	1.80	2.44
ENTRE	$W_1$	3.54	2.16	3.07	4.11
PISO	$W_2$	3.25	2.01	2.92	3.96

TABLA IV.3.b.— SOLICITACIONES.

En el cálculo de los elementos mecánicos para diseño de las columnas y la cimentación, se tomarán como base — los resultados del análisis estático, afectando dichos valores por un coeficiente que relacione ambas cargas respectivamente, ésto se justifica ya que el valor de los elementos mecánicos es función directa de las cargas consideradas.

## V.- ANALISIS Y DISEÑO PRELIMINAR DE LA ESTRUCTURA.

En todo cálculo estructural, si no existen condiciones severas del proyecto arquitectónico se desconocen inicialmente las dimensiones reales de los elementos que constituyen una estructura, para conocer las secciones de dichos elementos es necesario realizar un diseño preliminar aproximado, con el cual pueden definirse las características geométricas para la obtención de las rigideces que se toman como punto de partida para el análisis estructural definitivo.

Con los resultados obtenidos del análisis definitivo se revisan las secciones propuestas inicialmente y se procede al diseño definitivo. Si las dimensiones de los elementos se encuentran fuera de los límites de resistencia de sus materiales, se considera necesario corregirlas y en su caso efectuar un segundo análisis con dichas secciones.

Dado que la estructura se encuentra restringida contra los desplazamientos laterales, queda sujeta solo a la acción de cargas estáticas ya que el sismo repercute a los elementos de cimentación en el anclaje adecuado de las masas de entrepiso de tal manera de impedir desplazamientos relativos entre los niveles del edificio.

Como premisa para el dimensionamiento preliminar-

se hace uso de los valores obtenidos para las condiciones de carga muerta y carga viva especificados en el Capítulo IV, - así como de suposiciones de comportamiento de los elementos estructurales mas apegados a la realidad.

En el diseño preliminar al igual que para el definitivo, se aplicó el criterio de comportamiento elástico de los materiales, es decir, el método conocido por esfuerzos de trabajo o método por esfuerzos permisibles que consiste esencialmente en lo siguiente : Las acciones internas inducidas en los distintos elementos de las estructuras por las sollicitaciones de servicio o trabajo que actúan sobre éstas, se calculan por medio de un análisis elástico. Se determinan los esfuerzos producidos en las distintas secciones por las acciones internas por métodos también basados en hipótesis elásticas. Los esfuerzos de trabajo así calculados deben mantenerse por debajo de ciertos esfuerzos permisibles que se consideran aceptables.

Antes de proceder al diseño preliminar se considera necesario proporcionar los esfuerzos permisibles de los materiales para sus distintas acciones internas de acuerdo a las especificaciones del " Instituto Americano del Concreto " considerando los factores de carga y de reducción de capacidad  $\phi$  iguales a la unidad.

ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL CONCRETO  $Kg/cm^2$ 

DESCRIPCION	SIMBOLO	EXPRESION GRAL.	$f'c=225$	$f'c=250$
Esfuerzo de compresión en la fibra extrema.	$f_c$	$0.45 f'c$	101	112
Esfuerzo cortante en trabes.	$\tau_c$	$0.27 \sqrt{f'c}$	4.0	4.2
Esfuerzo cortante en losas y zapatas.	$\tau_c$	$0.50 \sqrt{f'c}$	7.5	7.9
Esfuerzos directos sobre el área total.	$f_c$	$0.30 f'c$	67	75
Módulo de elasticidad del concreto.	$E_c$	$15,000 \sqrt{f'c}$	225,000	237,000
Relación de módulos de elasticidad.	$n$	$\frac{2 \times 10^6}{E_c}$	9	8

DESARROLLO DEL REFUERZO.			$\phi 3$	$\phi 4$	$\phi 5$	$\phi 6$	$\phi 8$
Longitud de desarrollo de varillas sujetas a tensión menores del # 5.	$l_d$	$25 \phi$	25	30	40	50	65
Longitud de desarrollo de varillas sujetas a tensión mayores del #5 pero menores del # 10.	$l_d$	$40 \phi$	40	50	65	80	100

así como las características del concreto y longitud de desarrollo de las varillas para proporcionar el anclaje necesario en el desarrollo de los esfuerzos de tensión producidos por la flexión.

#### ESFUERZOS PERMISIBLES EN EL ACERO DE REFUERZO.

El esfuerzo permisible en tensión en el refuerzo ( $f_s$ ) no será mayor de  $1,700 \text{ Kg/cm}^2$  para varillas en tamaños menores al número 12 con una resistencia a la fluencia de  $4,200 \text{ Kg/cm}^2$  para varillas no corrugadas se usan  $f_s = 1,400 \text{ Kg/cm}^2$ .

#### V.1.)-- DISEÑO PRELIMINAR DE TRAPES.

En el seccionamiento de trapes se efectúa un proceso de análisis simplificado recomendado por el ACI con el cual obtenemos los elementos mecánicos actuantes aproximados conservadoramente. Basándonos en la teoría elástica de flexión en trapes se puede calcular los esfuerzos internos en los materiales constitutivos del elemento en cuestión, mismos que se comparan con sus respectivos esfuerzos permisibles definiendo con ésto las escuadras requeridas para las sollicitaciones externas.

Para lograr lo anterior, se calculan las constantes del concreto para la obtención de los elementos mecánicos resistentes y el área de acero de refuerzo en ten-

sión o compresión si es necesario según la teoría elástica de flexión en trabes, la cual está basada en las siguientes hipótesis teóricas:

a).-- Una sección plana antes de la flexión, permanece plana después de la flexión; las deformaciones varían -- proporcionalmente a su distancia al eje neutro.

b).-- La relación esfuerzo-deformación del concreto es una línea recta bajo cargas de servicio dentro de los esfuerzos permisibles de trabajo. Los esfuerzos varían con la distancia al eje neutro, excepto en vigas de gran peralte.

c).-- El acero toma toda la tensión debida a la flexión; esto es, se desprecia la resistencia del concreto a la tensión.

d).-- El refuerzo de tensión se reemplaza en los cálculos para diseño por un área de concreto igual a  $n$  veces la del acero de refuerzo.

e).-- Existe adherencia perfecta entre el concreto y el acero de refuerzo.

Partiendo de un tramo longitudinal de viga sujeta a flexión pura, figura V.1.a. y en fundamento a las hipótesis mencionadas, se deducen las ecuaciones generales para el --

diseño elástico como se muestra a continuación:

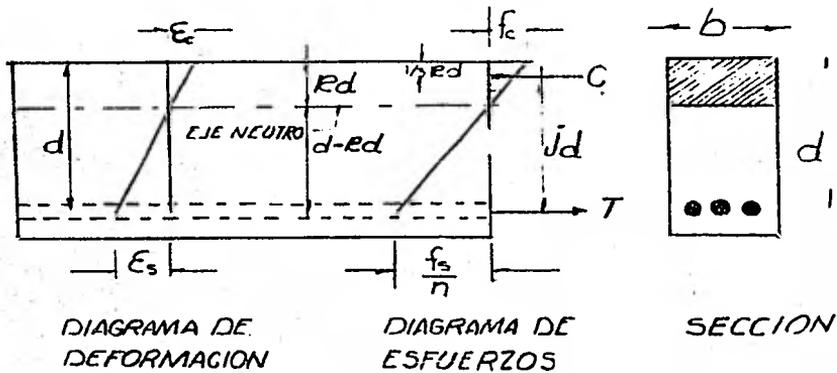


FIGURA V.1.b VIGA SUJETA A FLEXION PURA

Por definición :

$$E = \frac{f}{\epsilon}, \quad \text{Módulo de Elasticidad} = \frac{\text{Esfuerzo Unitario}}{\text{Deformación Unitaria.}}$$

por lo que para el acero y el concreto se tiene respectivamente :

$$E_s = \frac{f_s}{\epsilon_s} \quad \text{y} \quad E_c = \frac{f_c}{\epsilon_c}$$

De éstas expresiones despejando las deformaciones :

$$\epsilon_s = \frac{f_s}{E_s} \quad \text{y} \quad \epsilon_c = \frac{f_c}{E_c}$$

Dado que las deformaciones del acero y del concreto son proporcionales a sus distancias al eje neutro, se puede escribir :

$$\epsilon_o : R_d :: \epsilon_s : d - R_d$$

Lo que es lo mismo escribirla como :

$$\frac{\epsilon_o}{R_d} = \frac{\epsilon_s}{d - R_d}$$

Poniendo la expresión en términos de relación de deformaciones,

$$\frac{\epsilon_o}{\epsilon_s} = \frac{R_d}{d - R_d}$$

$$\frac{\frac{f_o}{f_s}}{\frac{f_s}{E_s}} = \frac{R_d}{d(1 - R)}$$

$$\frac{f_o E_s}{f_s E_o} = \frac{R}{1 - R} \quad \text{--- (5.1)}$$

Sustituyendo en (5.1) el valor de  $n = \frac{E_s}{E_o}$

$$n \frac{f_o}{f_s} = \frac{R}{1 - R} \quad \text{--- (5.2)}$$

$$\frac{f_o}{f_s} = \frac{R}{n(1 - R)}$$

De donde los esfuerzos en el concreto y en el acero se obtienen como:

$$f_c = \frac{f_s E}{n (1 - P)}$$

$$f_s = \frac{n f_c (1 - P)}{P}$$

La constante  $P$  puede calcularse a partir de la —  
ecuación (5.2) como sigue :

$$1 - P = \frac{P}{n} \frac{f_s}{f_c}$$

$$P + \frac{P}{n} \frac{f_s}{f_c} = 1$$

$$P \left[ 1 + \frac{f_s}{n f_c} \right] = 1 \quad \therefore P = \frac{1}{1 + \frac{f_s}{n f_c}}$$

La fuerza resultante de los esfuerzos de compresión está dada por el volumen del diagrama de esfuerzos :

$$C = \frac{1}{2} f_c P b d$$

y la fuerza de tensión del acero,

$$T = A_s f_s$$

El brazo de palanca del par de fuerza es función del peralte efectivo del elemento, expresado como "  $j d$  ".

Tomando momentos con respecto a la fuerza  $T$  se —  
tiene :

$$M_c = C j d$$

$$M_c = \frac{1}{2} f_c E t d \cdot j d$$

$$M_c = \frac{1}{2} f_o j E d^2$$

$$\text{Si llamamos } K = \frac{1}{2} f_o j E$$

El momento resistente del concreto será :

$$M_c = K b d^2$$

Tomando ahora momentos con respecto a la resultante de las fuerzas de compresión se puede escribir :

$$M_s = T j d$$

$$M_s = A_s f_s j d \quad \text{---(5.3)}$$

Por equilibrio de fuerzas internas, la resultante de las fuerzas de compresión debe ser igual y de sentido contrario a las de tensión.

$$T = C$$

Para mantener el equilibrio por momentos

$$M_c = M_s = M_a \quad \text{---(5.4)}$$

$M_a$  = Momento actuante

de donde el área de acero necesario para conservar en equilibrio interno la sección se deduce de las expresiones (5.3) y (5.4).

$$A_s f_s j d = M_B = M$$

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

$j$  es la relación entre la distancia de la resultante de los esfuerzos de compresión al centro de gravedad de los esfuerzos de tensión o coeficiente del brazo del par resistente, y se obtiene de la figura de esfuerzos. (Figura V.1.a.).

$$d = \frac{1}{3} k d + j d$$

$$d = d \left( \frac{1}{3} k + j \right)$$

$$j = 1 - \frac{k}{3}$$

### CONSTANTES PARA DISEÑO POR ESFUERZOS DE TRABAJO.

Antes de proceder al diseño preliminar de traveses, es recomendable calcular los valores constantes para las características de resistencia elásticas permisibles de los materiales tanto del concreto como del acero de refuerzo.

La calidad del concreto especificada para el proyecto es de acuerdo al elemento en estudio como sigue :

RESISTENCIA DEL CONCRETO A LOS 28 DIAS	
ELEMENTO	$f'_c$ ( Kg / cm <sup>2</sup> )
TRABES COLUMNAS Y LOSAS	225
CIMENTACION	250

La resistencia a la fluencia en el acero de refuerzo considerada en el diseño es de  $f_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$ .

Aplicando las expresiones deducidas de la teoría elástica en traveses de sección rectangular, y para las distintas especificaciones de resistencia se obtienen las constantes de diseño elástico.

a).- FLEXION.

Para un concreto con  $f'c = 225 \text{ Kg/cm}^2$ ; y  $250 \text{ Kg/cm}^2$

$$f_c = 101 \text{ Kg/cm}^2 \quad f_c = 114 \text{ Kg/cm}^2$$

$$f_s = 1,700 \text{ Kg/cm}^2$$

$$n = 9 \quad n = 8.43$$

$$K = \frac{1}{1 + f_s/nf_c} = \frac{1}{1 + 1,700/9 (101)} = 0.348$$

$$K = \frac{1}{1 + 1,700/8 (114)} = 0.349$$

$$J = 1 - \frac{K}{3} = 1 - \frac{0.348}{3} = 0.884$$

$$J = 1 - \frac{0.349}{3} = 0.883$$

$$K = \frac{1}{2} f_c j = \frac{1}{2} (101) (0.348) (0.884) = 15.53$$

$$K = \frac{1}{2} (114) (0.349) (0.883) = 19.83$$

RESUMEN DE CONSTANTES PARA FLEXION.

$f'c$	$f_y$	$f_c$	$f_s$	$n$	$K$	$J$	$K$
225	4,200	101	1,700	9	0.348	0.884	15.53
250	4,200	112	1,700	8	0.349	0.883	19.83

b).- CORTANTE EN TRAPES.

El esfuerzo cortante nominal, como medida de tensión diagonal, en miembros de concreto reforzado se calculará por:

$$v = \frac{V}{bd}$$

v = Esfuerzo cortante (  $KE/cm^2$  )

V = Fuerza cortante actuante.

b = Ancho de la sección.

d = Feralte efectivo de la sección.

La fuerza cortante que resiste el concreto será :

$$V_c = v_c bd, \quad \text{donde}$$

$v_c$  es el esfuerzo cortante permisible que resiste el concreto especificado en los esfuerzos permisibles de trabajo.

La separación de estribos colocados perpendicularmente al refuerzo longitudinal estará dada por la expresión :

$$S = \frac{A_v f_v d}{V - V_c}$$

S = Separación de estribos.

$A_v$  = Área total del refuerzo en el alma en tensión dentro de una distancia S, medida en direc—

ción paralela al refuerzo longitudinal.

$f_v$  = Esfuerzo de tensión del refuerzo transversal

$d$  = Peralte efectivo.

$V_a$  = Cortante actuante sobre la sección.

$V_c$  = Cortante que resiste el concreto.

c).-- RESTRICCIONES DEL REFUERZO TRANSVERSAL.

1).-- El refuerzo estará espaciado de tal manera que cualquier línea a  $45^\circ$ , que represente una grieta diagonal en potencia y que se extienda desde el medio peralte  $- d/2$ , del miembro a las varillas longitudinales, sea cruzado - al menos por una línea de refuerzo.

2).-- Cuando se requiera refuerzo por cortante, el área mínima en  $\text{cm}^2$  será :

$$A_v = \frac{3.5 b S}{f_y}$$

3).-- La resistencia a la fluencia de diseño del refuerzo para cortante no debe exceder de  $4,200 \text{ Kg/cm}^2$ .

d).- SECCIONAMIENTO DE TRABES.

Una vez conocida la distribución preliminar de — blocks de aligeramiento presentada en la figura IV.1.a. partimos del ancho que resulta de macizos en la franja de columna — para el dimensionamiento preliminar, con ésto, el problema se reduce a obtener un peralte adecuado para las condiciones de — carga actuantes.

Para obtener el peralte de la trabe, es necesario — conocer con aproximación los elementos mecánicos que obran sobre ella, para ésto, puede efectuarse una distribución de momentos de una viga continua considerándola libremente apoyada — en las columnas intermedias y empotradas en las extremas, o — simplemente hacer uso de las recomendaciones para análisis y — diseño de marcos propuestas por las normas del Instituto Americano del Concreto (ACI), que especifican que todos los miembros de marcos deben diseñarse para resistir los efectos máximos de las cargas de diseño.

Se pueden emplear distintos métodos de análisis — de marcos para edificios, sin embargo, para dos o más claros — aproximadamente iguales, con cargas uniformemente distribuidas cuando la carga viva unitaria no exceda de tres veces la carga muerta unitaria, como es el caso de este proyecto, se pueden — emplear los siguientes momentos y cortantes de diseño que pro-

porcionan una aproximación adecuada para fines de seccionamiento de los elementos :

$$\text{Momento positivo máximo } M_{(+)} = \frac{wl^2}{11}$$

$$\text{Momento negativo máximo } M_{(-)} = \frac{wl^2}{10}$$

$$\text{Cortante máximo } V = \frac{1.15wl}{2}$$

En base a lo anterior calculamos los valores de estos elementos mecánicos, y con el uso de las constantes de diseño y las expresiones para diseño elástico se obtiene el peralte de la viga con el cual tenemos definida su sección inicial.

Con estas secciones se puede efectuar un análisis más preciso de la estructura conociendo las rigideces angulares de los elementos por medio de un método exacto para finalmente revisar dichas secciones y obtener el diseño definitivo.

Para una trabe de tablero central de la tabla de cargas uniformemente distribuidas, tabla IV.3.b. en planta de entrepiso se tiene :

$$w = 3.54 \text{ Ton/M}$$

$$l = 5.50 \text{ M}$$

$$M_{(+)} = \frac{3.54 (5.5)^2}{11} = 9.73 \text{ T-M.}$$

$$M_{(-)} = \frac{3.54 (5.5)^2}{10} = 10.71 \text{ T-M.}$$

$$V = \frac{1.15 (3.54) (5.5)}{2} = 11.19 \text{ Ton.}$$

El momento actuante debe ser igual o menor al momento resistente del concreto para no considerar refuerzo de compresión, en caso contrario habrá que tomarlo en cuenta.

$$M_c = K b d^2$$

$$M_c = M_a$$

$$d = \sqrt{\frac{M_a}{K b}} = \sqrt{\frac{10.71 \times 10^5}{15.53 \times 60}} = 33.6$$

Un peralte total de 35 cm se considera adecuado ya que un rango adicional para que la sección resista un incremento de momento que lo puede absorber por el acero de refuerzo en la zona de compresión.

REVISION DE LA SECCION POR FUERZA CORTANTE.

La fuerza cortante que resiste el concreto está dada por :

$$V_c = v b d = 4.0 (60) (30) = 7.2 \text{ Ton.}$$

El concreto con refuerzo transversal es capaz de resistir una fuerza cortante actuante hasta de 3 veces la resistencia del concreto.

$$V = 3 V_c = 3 (7.2) = 21.6 \text{ Ton.}$$

Este valor se encuentra por encima del valor actuante, por lo cual la sección es adecuada también para resistir las fuerzas cortantes actuantes, y el valor de la fuerza que toman los estribos es :

$$V' = V_a - V_c = 11.19 - 7.20 = 3.99 \text{ Ton.}$$

Se acepta para el cálculo de rigideces en traves una sección constante para todos los niveles de 60 x 35 cm.

## V.2.- SECCIONAMIENTO PRELIMINAR DE COLUMNAS.

Las dimensiones iniciales de las columnas pueden ser consideradas tomando como base las secciones arquitectónicas propuestas, o efectuando consideraciones simplificatorias de un análisis estático y sísmico de los marcos, sin embargo, para el caso en estudio, el efecto sísmico sobre las columnas está restringido por el sistema de anclaje de las losas al terreno, entonces los elementos mecánicos actuantes están regidos por la condición estática.

El efecto de las deformaciones del sistema de anclaje estará restringido también de tal manera que no produzca un momento flexionante excesivo sobre las columnas que haga con esto regir sobre éstas la condición estático más sismo por este concepto.

Los desplazamientos estáticos de las columnas por cada entrepiso para fines del proyecto en estudio, se consideran despreciables dado que el momento estático en las columnas es pequeño debido a la simetría de cargas y claros, excepto en los extremos donde la columna equilibra el momento de empotramiento distribuido mediante el método de Cross al ser liberado el nudo y producirle un giro que produce dicho momento, en base a esto, las deformaciones en las anclas serán tan pequeñas que el diseño de columnas estará regido por la condición de cargas estáticas. Con esto las anclas quedan sujetas a la acción sísmica de la estructura más un incremento de fuerza estática producida por la tendencia al desplazamiento de la estructura en cada uno de los cabezales de los marcos.

El seccionamiento de las columnas se hará tomando como base una columna crítica bajo cargas gravitacionales, en este caso se analizará la columna 4 - C para la cual se proporcionará el criterio de diseño de todos los niveles.

COLUMNA	NIVEL	P <sub>E</sub> (Ton)	PoPo (Ton)	P <sub>t</sub> (Ton)	PaO. (Ton)
4 - C	V	6.33	1.15		
	IV	21.53	1.15	7.48	7.48
	III	31.63	1.81	22.68	30.16
	II	31.63	1.81	33.44	63.60
	I	31.63	3.33	33.44	97.04
	P.B.			34.96	132.0

El esfuerzo directo obtenido para un concreto de  $f'c = 225 \text{ Kg/cm}^2$  es de  $fc = 67 \text{ Kg/cm}^2$ .

El área de concreto sujeta a compresión simple — sin considerar la contribución del acero de concreto en una — columna en el primer nivel que es el mas desfavorable por — carga axial es :

$$A_g = \frac{P}{f_c} = \frac{132,000 \text{ Kg}}{67 \text{ Kg/cm}^2} = 1,970 \text{ cm}^2.$$

Una sección de 50 x 50 nos proporciona un área de concreto de  $2,500 \text{ cm}^2$ .

Por consideración de momento estático, se iniciará el análisis estructural con secciones de 40 x 40 en los —

dos últimos tramos, 50 x 50 en los dos siguientes inferiores  
y 60 x 60 en los restantes.

VI.- ANALISIS POR CARGA VERTICAL.

VI.1.- RIGIDEZ ANGULAR Y FACTOR DE TRANSPORTE.

RIGIDEZ ANGULAR NATURAL.— Por definición, rigidez angular natural en el extremo de una barra, es el momento de apoyo sobre barra ( A/B ) que aparece en dicho extremo cuando gira un ángulo unitario (  $\theta = 1$  radián ), y el extremo opuesto cumple con los requisitos de empotramiento perfecto.

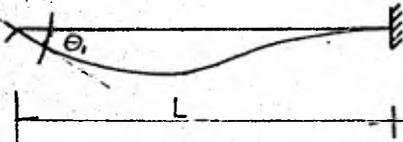
Sea una barra de eje recto, sección constante y del mismo material, la cual gira un ángulo unitario en el extremo 1 y que se encuentra empotrada en el extremo 2 como se muestra en la figura VI.1.a.

$$\int H_1 = \int V_1 = 0$$

$$\int H_2 = \int V_2 = \theta = 0$$

(1)

(2)



$$EI = \text{CTE.}$$

$$\theta_1 = 1 \text{ RADIAN}$$

FIGURA VI.1.a

El momento que aparece en el extremo 1 se denomina rigidez angular natural; y obedece a la expresión general deducida de la teoría de la barra plana:

$$\text{Si } \theta = 1$$

el momento que aparece en el extremo ( 1 ) es:

$M_1 = ra_1 =$  Rigidez angular natural en el extremo ( 1 ).

$$ra_1 = \frac{1}{A_0} + \frac{X_1^2}{\frac{1}{2}y} + \frac{Y_1^2}{\frac{1}{2}x} \quad \text{--- (6.1)}$$

El área elástica quedará representada por un rectángulo como se muestra en la figura VI.1.b. en base a la cual se pueden determinar inmediatamente las propiedades elástico - geométricas.

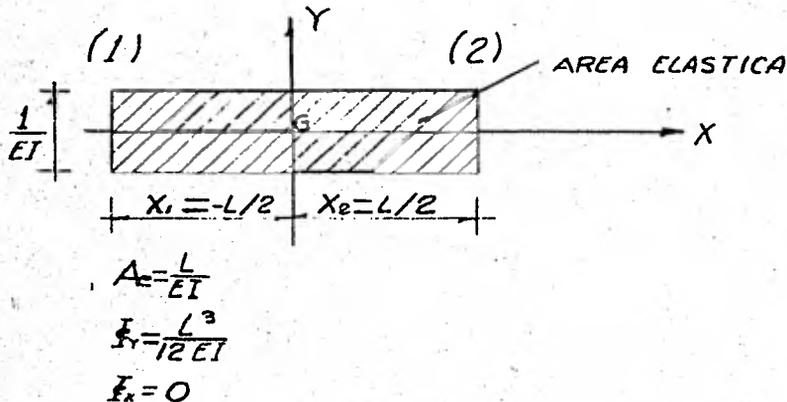


FIGURA VI.1.b

Puesto que la barra es de eje recto, el valor de  $Y_1 = 0$ , por lo que el tercer término de la expresión general de rigidez angular desaparece y la ecuación queda:

$$ra_1 = \frac{1}{A_0} + \frac{X_1^2}{\frac{1}{2}y} \quad \text{--- (6.2)}$$

Sustituyendo los valores correspondientes :

$$ra_1 = \frac{1}{\frac{L}{EI}} + \frac{(-L/2)^2}{\frac{L^3}{12 EI}}$$

$$ra_1 = \frac{EI}{L} + \frac{3 EI}{L}$$

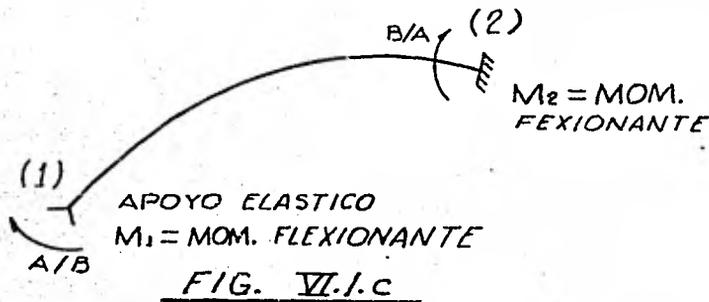
$$\therefore ra_1 = \frac{4 EI}{L} \quad \text{Kg / M} \quad \text{-----} \quad (6.3)$$

**FACTOR DE TRANSPORTE ANGULAR.**— Para el caso considerado, el factor de transporte de ( 1 ) a ( 2 ) es la relación del momento que se produce en el extremo ( 2 ) con respecto al del extremo ( 1 ), mismos que deben ser de la misma índole, es decir, los dos de apoyo sobre barra o viceversa

De acuerdo a lo anterior, el factor de transporte angular de ( 1 ) a ( 2 ) para el caso en estudio vale:

$$ta_{1-2} = - \frac{M_2}{M_1}$$

El signo negativo obedece a que los momentos calculados por la expresión  $M = r_o \cdot \Theta$  nos proporciona momentos flexionantes como se observa en la figura VI.1.c.



Y los momentos producidos por cualquier giro deben ser de apoyo sobre barra ó barra sobre apoyo simultáneamente, por lo cual el signo negativo del factor de transporte queda justificado, y se puede escribir por la expresión :

$$ta_{1-2} = - \frac{\frac{1}{A_0} + \frac{X_1 X_2}{I_y} + \frac{Y_1 Y_2}{I_x}}{\Gamma_{a_1}} \quad (6.4)$$

Sustituyendo valores para nuestro caso en particular se tiene:

$$ta_{1-2} = \frac{\frac{1}{L} + \frac{(-L/2)(+L/2)}{L^3}}{\frac{4EI}{L}} = - \frac{\frac{EI}{L} - \frac{3EI}{L}}{\frac{4EI}{L}}$$

$$ta_{1-2} = - \frac{\frac{2EI}{L}}{\frac{4EI}{L}} = + \frac{1}{2}$$

$$ta_{1-2} = + \frac{1}{2} \quad (6.5)$$

Si se quiere estudiar ahora las características correspondientes al extremo (2) figura VI.1.d. por un razonamiento similar se obtiene:

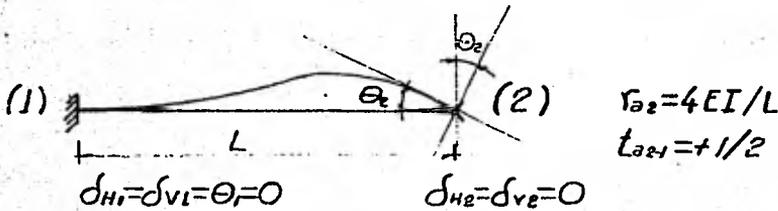
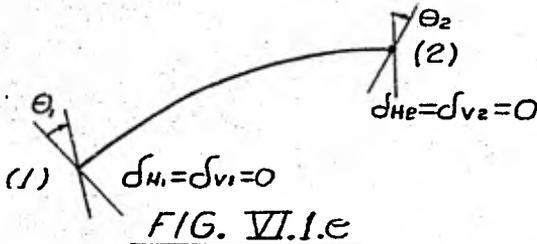


FIG. VI.1.d

RIGIDEZ ANGULAR MODIFICADA.— Se denomina rigidez angular modificada en un extremo de la barra cuando el apoyo opuesto al considerado no satisface la condición de empotramiento perfecto, ésto es, que aparecen simultáneamente en — las secciones extremas de la barra los giros  $\theta_1$  y  $\theta_2$  como — se muestra en la figura VI.1.e.



La ecuación de la barra queda:

$$M = \theta_1 \left( \frac{1}{Ac} + \frac{X_1}{I_x} x + \frac{Y_1}{I_y} y \right) - \theta_2 \left( \frac{1}{Ac} + \frac{X_2}{I_x} x + \frac{Y_2}{I_y} y \right) \quad (6.6)$$

Si la relación entre rotaciones es

$$K = \frac{\Theta_2}{\Theta_1} \quad \Theta_2 = \Theta_1 K$$

$$M = \Theta_1 \left[ \left( \frac{I}{A_c} + \frac{X_1^2}{I_y} + \frac{Y_1^2}{I_x} \right) - K \left( \frac{I}{A_c} + \frac{X_2^2}{I_y} + \frac{Y_2^2}{I_x} \right) \right]$$

y los momentos en las secciones extremas valen

$$M_1 = \Theta_1 \left[ \left( \frac{I}{A_c} + \frac{X_1^2}{I_y} + \frac{Y_1^2}{I_x} \right) - K \left( \frac{I}{A_c} + \frac{X_1 X_2}{I_y} + \frac{Y_1 Y_2}{I_x} \right) \right]$$

$$M_2 = \Theta_1 \left[ \left( \frac{I}{A_c} + \frac{X_1 X_2}{I_y} + \frac{Y_1 Y_2}{I_x} \right) - K \left( \frac{I}{A_c} + \frac{X_2^2}{I_y} + \frac{Y_2^2}{I_x} \right) \right]$$

aplicando el concepto de rigidez angular en el extremo ( 1 ) de la barra, si  $\Theta = + 1$  entonces  $M_1 = \Gamma'_a 1$ .

Se acentúa el símbolo de la rigidez para indicar que se trata de una rigidez angular modificada.

$$\Gamma'_{a1} = \left( \frac{I}{A_c} + \frac{X_1^2}{I_y} + \frac{Y_1^2}{I_x} \right) - K \left( \frac{I}{A_c} + \frac{X_1 X_2}{I_y} + \frac{Y_1 Y_2}{I_x} \right)$$

Pero el primer paréntesis corresponde a la rigidez angular natural de la barra en el extremo ( 1 ) y el segundo es el momento que aparece en el extremo ( 2 ) producido por un giro unitario en el extremo ( 1 ) de la barra, entonces:

$$\Gamma'_{a1} = \Gamma_{a1} + K \Gamma_{a1-2}$$

$$\Gamma_{a1} = \Gamma_{a1} (1 + K t_{a1-2})$$

Esta expresión nos permite calcular el valor de la rigidez angular modificada conociendo la relación de giros del extremo (1) con respecto al extremo (2).

Mediante un razonamiento similar se puede obtener la rigidez angular modificada en el extremo (2) la cual se puede escribir como :

$$\gamma'_{a_2} = \gamma_{a_2} (1 + K' ta_{2-1})$$

$$\text{siendo } K' = \frac{1}{K}$$

Para obtener el valor de  $K$  podemos hacer uso de la definición de factor de transporte angular modificado

$$ta'_{1-2} = - \frac{M_2}{M_1}$$

Sustituyendo los valores correspondientes a los momentos en ambos extremos se tiene :

$$ta'_{1-2} = - \frac{-\gamma_{a_2} (ta_{2-1} + K)}{\gamma_{a_1} (1 + K ta_{1-2})}$$

razonando de la misma forma, el factor de transporte angular modificado de (2) a (1) se escribe como :

$$ta'_{2-1} = - \frac{M_1}{M_2}$$

Partiendo de esto al sustituir los valores correspondientes de los momentos obtenemos :

$$ta'_{2-1} = \frac{\gamma_{a_1} (K' + ta_{1-2})}{\gamma_{a_2} (1 + K' ta_{2-1})}$$

Aplicando estas expresiones al caso práctico que nos interesa del extremo ( 2 ) de la barra que tiene un apoyo articulado, figura VI.1.f.

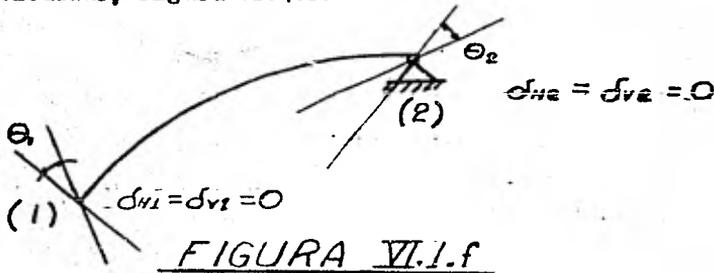


FIGURA VI.1.f

Por condiciones de apoyo para el extremo ( 2 ) - se tiene que  $M_2 = 0$  , por lo tanto,  $ta_{1-2} = 0$ .

Llevando este valor a la expresión del factor de transporte angular modificado de ( 1 ) a ( 2 ) :

$$0 = \frac{ra_2 ( ta_{2-1} + K )}{ra_1 ( 1 + K ta_{1-2} )}$$

De aquí se tiene que:

$$K = - ta_{2-1}$$

Y por lo tanto, el valor de la rigidez angular - modificada está dado por la siguiente expresión :

$$\underline{r^*a_1 = ra_1 ( 1 - ta_{2-1} ta_{1-2} )}$$

Llevando estas expresiones a la aplicación en barras de eje recto con el extremo ( 2 ) articulado, podemos obtener el valor de la rigidez angular como sigue :

Sustituyendo los valores anteriormente obtenidos para el caso de rigidez angular natural, se tiene :

$$r'a_1 = \frac{4 EI}{L} \left[ 1 - \left( \frac{1}{2} \right) \left( \frac{1}{2} \right) \right]$$

$$= \frac{4 EI}{L} \left( \frac{3}{4} \right)$$

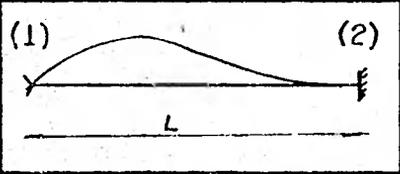
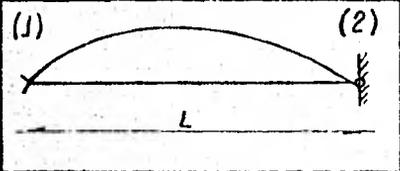
$$\underline{\underline{r'a_1 = \frac{3 EI}{L}}}$$

Y el factor de transporte por condiciones de apo-

yo es :

$$\underline{\underline{t'_{1-2} = 0}}$$

## RESUMEN DE RIGIDECES ANGULARES Y FACTOR DE TRANSPORTE.

CONDICION DE APOYO.	RIGIDEZ ANGULAR. $r_{a1}$	FACTOR DE TRANSPORTE $t_{a1-2}$
	$\frac{4 E I}{L}$	$1 / 2$
	$\frac{3 E I}{L}$	$0$

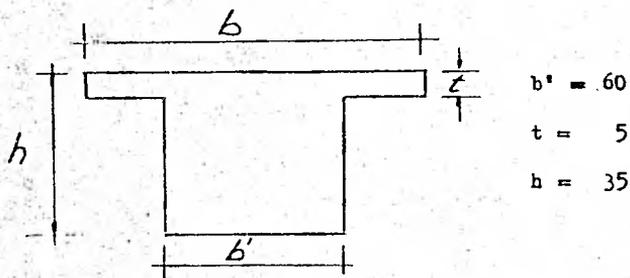
RIGIDECES EN TRABES.— Para la obtención de las rigideces en trabes es considerada la contribución de la losa que se encuentra limitada por la trabe y la primera nervadura de columna de acuerdo a los requisitos para que la viga trabaje como sección "T" que se especifica en el reglamento del ACI en vigor, como se menciona a continuación :

- 1).— El ancho efectivo del patín que se emplee en

el diseño de la viga "T" simétricas no debe exceder de la — cuarta parte de la longitud del claro de la viga y su ancho a cualquier lado del alma no debe exceder de ocho veces el espesor de la losa, ni de la mitad de la distancia libre a la siguiente viga.

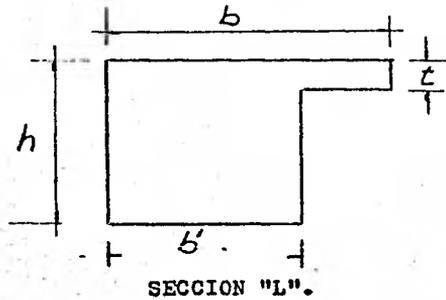
2).— Para vigas que tengan un patín de un solo lado, el ancho efectivo del voladizo no excederá de  $1/12$  de la longitud del claro de la viga, ni de seis veces el espesor de la losa, ni de la mitad de la distancia libre a la siguiente.

Para estas condiciones, en la dirección de los — ejes números, de longitud  $l = 5.50$  M se tienen los valores — considerados por el ancho efectivo.



SECCION "T"

$$b \leq \left\{ \begin{array}{l} \frac{550}{4} = 137 \\ 16(5) + 60 = 140 \\ 50 + 60 = 110 \end{array} \right. \quad \underline{b = 110 \text{ cm.}}$$



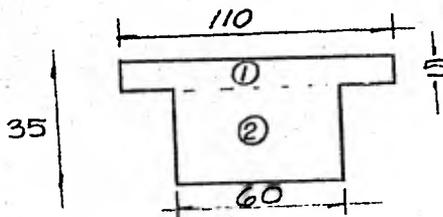
$$\begin{aligned} b' &= 60 \\ t &= 5 \\ h &= 35 \end{aligned}$$

$$b \leq \begin{cases} \frac{1}{12} (550 + 60) = 105 \\ 6(5) + 60 = 90 \\ 25 + 60 = 85 \end{cases} \quad \underline{b = 85 \text{ cm.}}$$

Para los dos casos rige la distancia entre la trabe mas próxima, que para este caso es la nervadura próxima paralela a la trabe, las condiciones de ancho efectivo del patín son similares para la dirección de los ejes letras con — claro igual a 5.00 M.

#### OBTENCION DEL MOMENTO DE INERCIA EN TRABES.

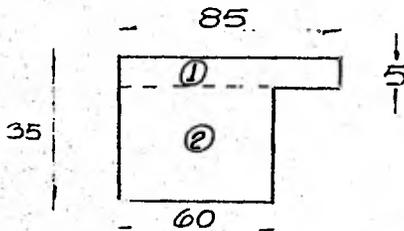
Para una sección "T" se tienen los siguientes valores :



SECCION	AREA (cm <sup>2</sup> )	y ( cm )	Ay	Ic	$\bar{y}$	$A \bar{y}^2$
1	550	32.5	17875	1145	13.4	96758
2	1800	15.0	27000	135000	4.1	30258
$\Sigma$	2350	19.10	44875	136145		129016

$$I_{xx} = 265,100 \text{ cm}^4.$$

PARA LA SECCION "L".



SECCION	AREA (cm <sup>2</sup> )	y ( cm )	Ay	Ic	$\bar{y}$	$A \bar{y}^2$
1	425	32.5	13812	865	14.16	85214
2	1800	15.0	27000	135000	3.34	20080
$\Sigma$	2225	18.34	40812	135885		105294

$$I_{xx} = 241,180 \text{ cm}^4.$$

El material para traveses, columnas y losas es el mismo y de la misma calidad, por esta razón el módulo de elasticidad es constante al efectuar las distribuciones de momentos, por lo cual pueden obtenerse solo rigideces relativas pa-

ra las distintas condiciones de apoyo, mismas que se resumen en la tabla VI.1.g. y la rigidez considerada será rigidez angular relativa.

TABLA VI.1.g. RIGIDEZ ANGULAR RELATIVA EN TRABES.

T I P O	L (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	4 I/L	3 I/L
TRABE	550	265100	1928	—
	500	265100	2120	—
CENTRAL	530	265100	—	1500
	320	265100	—	2485
	290	265100	—	2742
TRABE DE BORDE	550	241180	1754	—
	500	241180	1929	—
	210	241180	—	3445

INERCIA EN COLUMNAS.

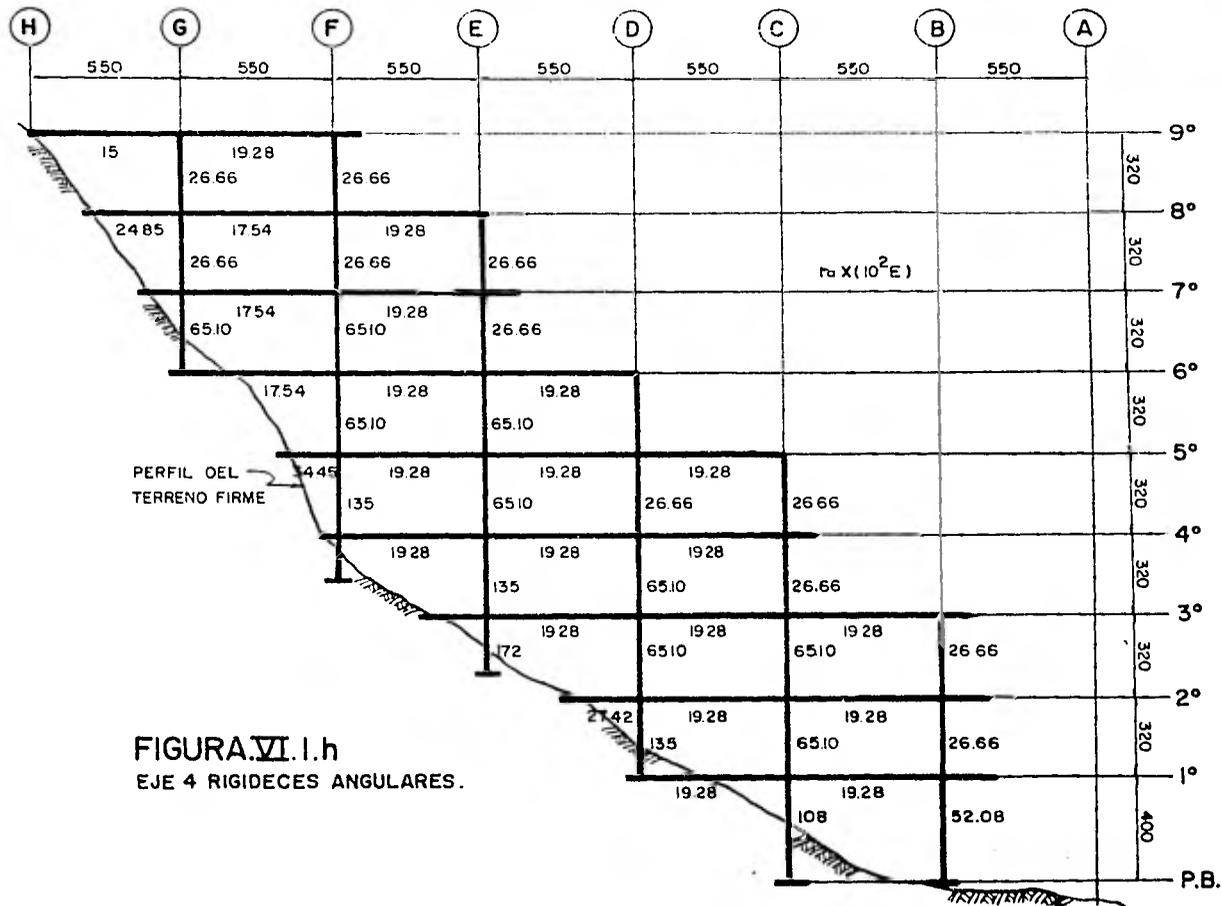
SECCION	$I = \frac{b^4}{12} \text{ (cm}^4\text{)}$
40 x 40	213,333
50 x 50	520,833
60 x 60	1,080,000

RIGIDEZ RELATIVA EN COLUMNAS.

SECCION	L (cm)	I (cm <sup>4</sup> )	4 I/L
40 x 40	320	213,333	2,666
50 x 50	320	520,833	6,510
	400	520,833	5,208
60 x 60	320	1,080,000	13,500
	250	1,080,000	17,280
	400	1,080,000	10,800

En las figuras VI.1.h. y VI.1.i se muestran los marcos eje " 4 " y " C " respectivamente los cuales contienen las rigideces relativas de cada elemento, con las que se puede efectuar el análisis estático definitivo de distribución de momentos en desequilibrio mediante el método de H. Cross.

VI.2.)- METODO DE H. CROSS.- El método de análisis estático utilizado en este proyecto es el de distribución de momentos debido a H. Cross, el cual parte de una estructura virtual con nudos absolutamente rígidos, es decir, que no permiten giros ni desplazamientos de las extremidades de las barras, y se llega a la estructura real deshaciendo por etapas esta rigidez, permitiendo sucesivamente los giros y los



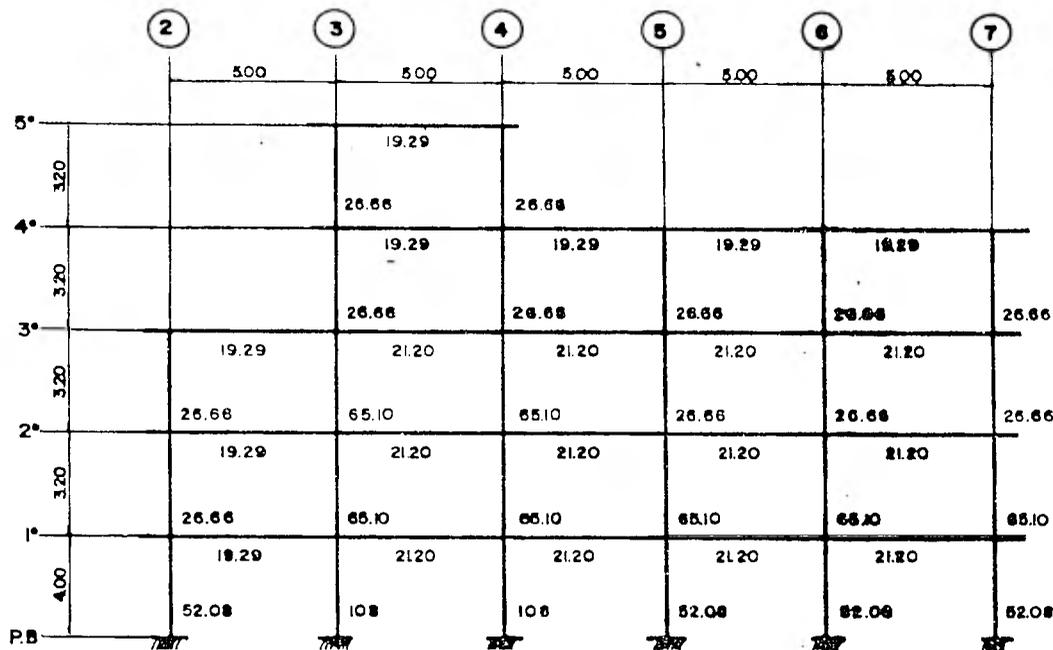


FIGURA VI.1.i. EJE C. RIGIDECES ANGULARES

desplazamientos.

Las situaciones que se consideran las exponemos - en etapas sucesivas a continuación :

a).- NUDOS ABSOLUTAMENTE RIGIDOS.- Las barras están completamente inoocomunicadas y en condiciones de empotramiento perfecto en sus dos extremos, por lo que los momentos en sus extremos son los correspondientes de una barra con empotramiento perfecto. Figura VI.2.a.

b).- NUDOS GIRATORIOS PERO INDESPLAZABLES.- Permiten el giro, pero no los desplazamientos de las extremidades de las barras, figura VI.2.b. Al liberar un nudo estableciendo la intercomunicación de sus barras, se sumarán algebraicamente los pares de empotramiento perfecto que actuaban aisladamente sobre cada una de ellas en la etapa anterior, como se muestra en la figura VI.2.c.

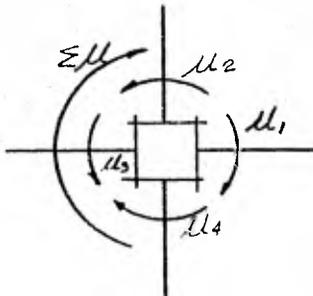


FIGURA VI.2.c.- RESULTANTE DE LOS PARES DE EMPOTRAMIENTO.

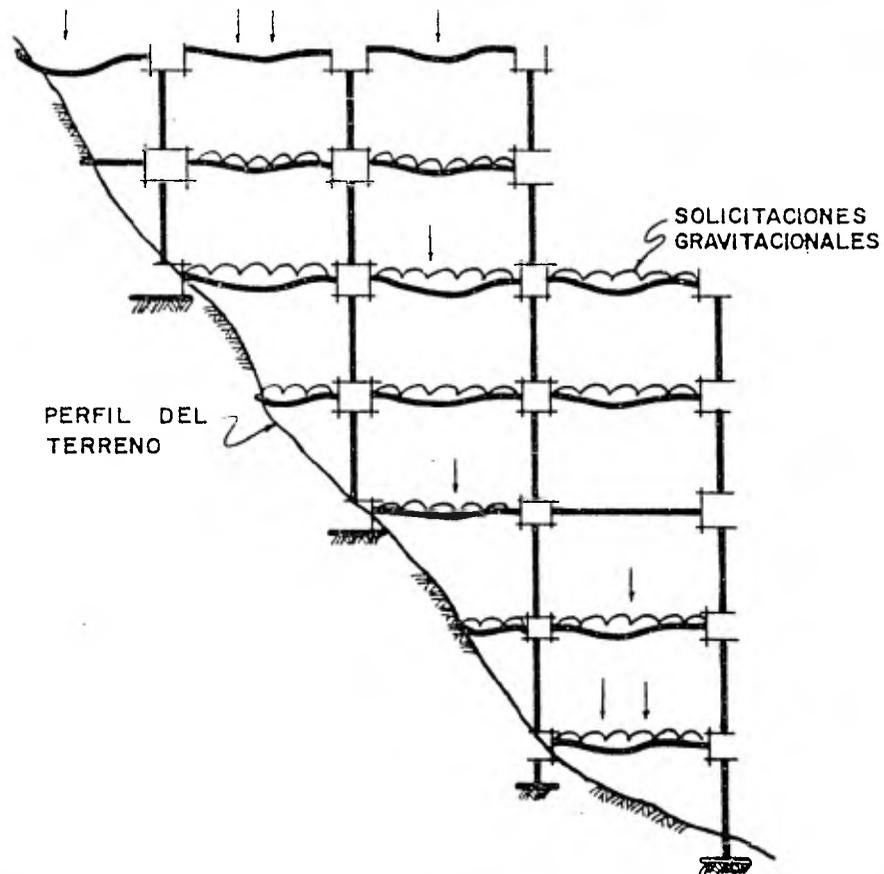


FIGURA VI 2 a. NUDOS ABSOLUTAMENTE RIGIDOS

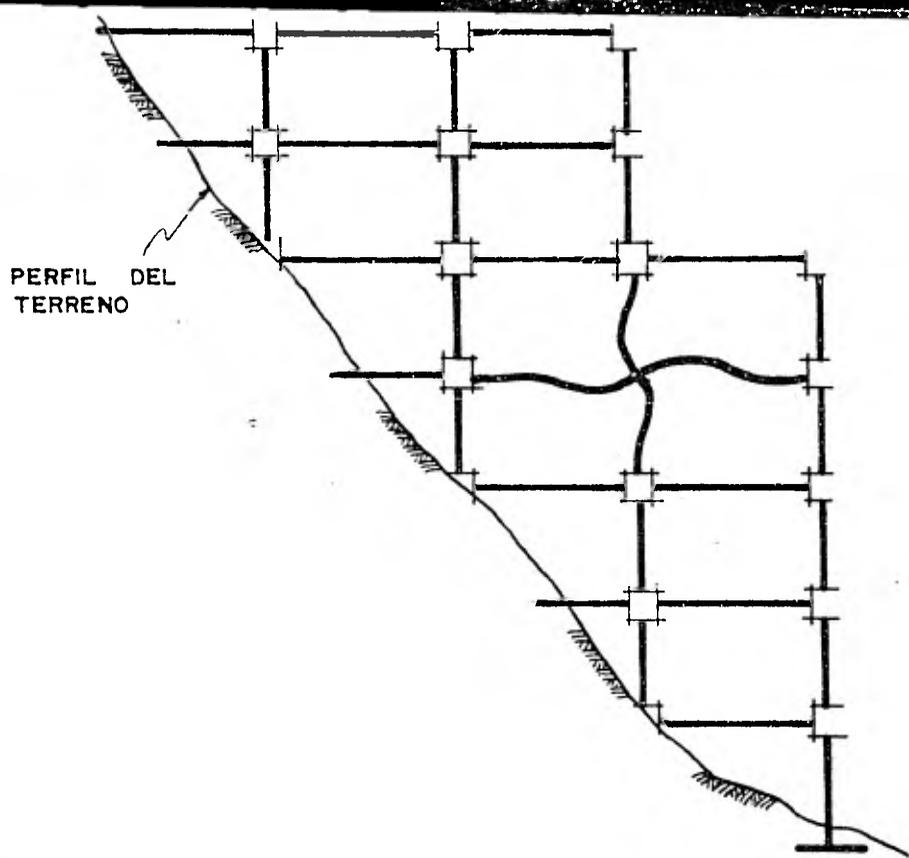


FIGURA VI 2.b. LIBERACION DE UN SOLO NUDO

donde  $\Sigma \mu$  = Momento desequilibrado inicial.

Si la resultante no es cero, las extremidades de las barras girarán, continuando el movimiento hasta que dicho par resulte equilibrado por los resistentes que se desarrollan aisladamente en cada una de las barras.

Como estos pares resistentes son proporcionales - al ángulo de giro ( igual para todos ) y en las rigideces de las barras, su determinación se reduce a repartir proporcionalmente a éstas un momento que equilibra a aquel momento de desequilibrado inicial, como se muestra en la figura VI.2.d .

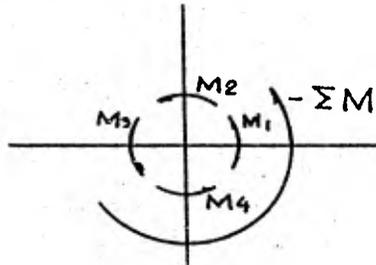


Figura VI.2.d. . COMPENSACION DEL MOMENTO DESEQUILIBRADO Y REPARTO.

$$M_1 = K_1 \theta$$

$$M_2 = K_2 \theta$$

$$M_n = K_n \theta$$

La compensación del momento desequilibrado será - el mismo pero de sentido contrario, el cual se expresa como :

$$-\sum \mu = \sum M = \theta \sum K$$

De aquí el momento equilibrante en cada extremidad está dado por :

$$M_n = K_n \frac{-\sum \mu}{\sum K}$$

Realizando la repartición en cada uno de los nudos, queda aparentemente en equilibrio la estructura, pero la etapa no termina puesto que la actuación de estos pares de repartición en uno de los extremos de cada barra, implica la aparición de otros en los extremos opuestos que están con los anteriores en la relación fijada por el factor de transporte de momentos, como se muestra en la figura VI.2.c.

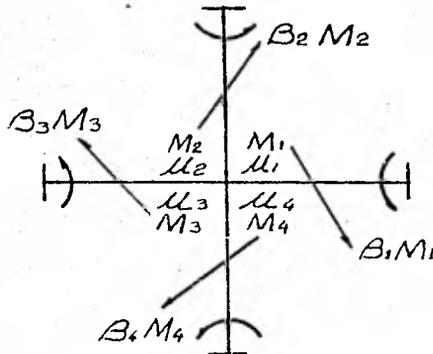


FIGURA VI.2.c

donde los coeficientes  $\beta$  son los factores de transporte respectivos para cada momento equilibrante en cada elemento.

Por consiguiente, después de hacer la repartición en un nudo, hay que transmitir en cada barra al extremo opuesto a un momento fracción conocida del que le ha correspondido, con lo que los nudos quedan otra vez desequilibrados, siendo preciso realizar la distribución de estos momentos transmitidos, lo que dará lugar a nuevos momentos de repartición y — traslado.

Observamos que esta etapa consta de dos operaciones : Repartición y Transmisión, que se repiten en ciclos sucesivos. En el primer ciclo se distribuyen las resultantes de los momentos de empotramiento perfecto. En los siguientes, las de los momentos de transmisión procedentes del ciclo anterior. Respecto al orden en la realización de estas operaciones, pueden seguirse dos caminos : El que acabamos de utilizar haciéndolas independientes, primero la repartición y después el traslado, o bien efectuándolas simultáneamente empezando por el nudo más desequilibrado y teniendo en cuenta al hacer la distribución del siguiente, no solo los momentos que se producen de la primera etapa, sino también el transmitido por la barra común al nudo anterior.

o).-- NUDOS DESPLAZABLES PERO NO GIRATORIOS.— Permiten el desplazamiento de las barras, pero de modo que se — mantengan siempre paralelas sus secciones extremas. Si los nudos se desplazan en la realidad, la hipótesis de inmovilidad—

supuesta en las dos primeras etapas equivale a tener en cuenta unos apoyos ficticios que impiden los desplazamientos, apoyos que es preciso suprimir ahora, dejando actuar las fuerzas acumuladas contra ellos en las etapas anteriores.

Por consiguiente, el dejar en libertad de desplazamiento los nudos, entran en acción unas fuerzas iguales y de sentido contrario que las reacciones que corresponderían a la estructura sustentada en los apoyos ficticios. Para calcular estas reacciones basta cortar la estructura a los dos lados del apoyo correspondiente y sumar las fuerzas externas en los nudos. El número de apoyos ficticios que es preciso disponer para conseguir la fijación de la estructura se denomina grado de desplazabilidad de la misma.

Para el proyecto en estudio no es necesario efectuar la tercera etapa del análisis para el método de Cross, ya que los apoyos ficticios supuestos en este método se convierten en apoyos reales en los que la resultante de fuerzas de desequilibrio de cada entrepiso estará absorbida por el terreno mediante las anclas correspondientes.

Se dice entonces que la estructura está restringida contra los desplazamientos laterales y por tanto la fuerza resultante que fuera virtual en una estructura sin esta restricción será la reacción horizontal que se transmite al ce-

ro, misma que se disipa por esfuerzos de fricción entre el sistema de anclaje y el suelo. En la figura VI.2.f. se muestra para uno de los entrepisos el valor de la fuerza resultante que impide el desplazamiento del entrepiso.

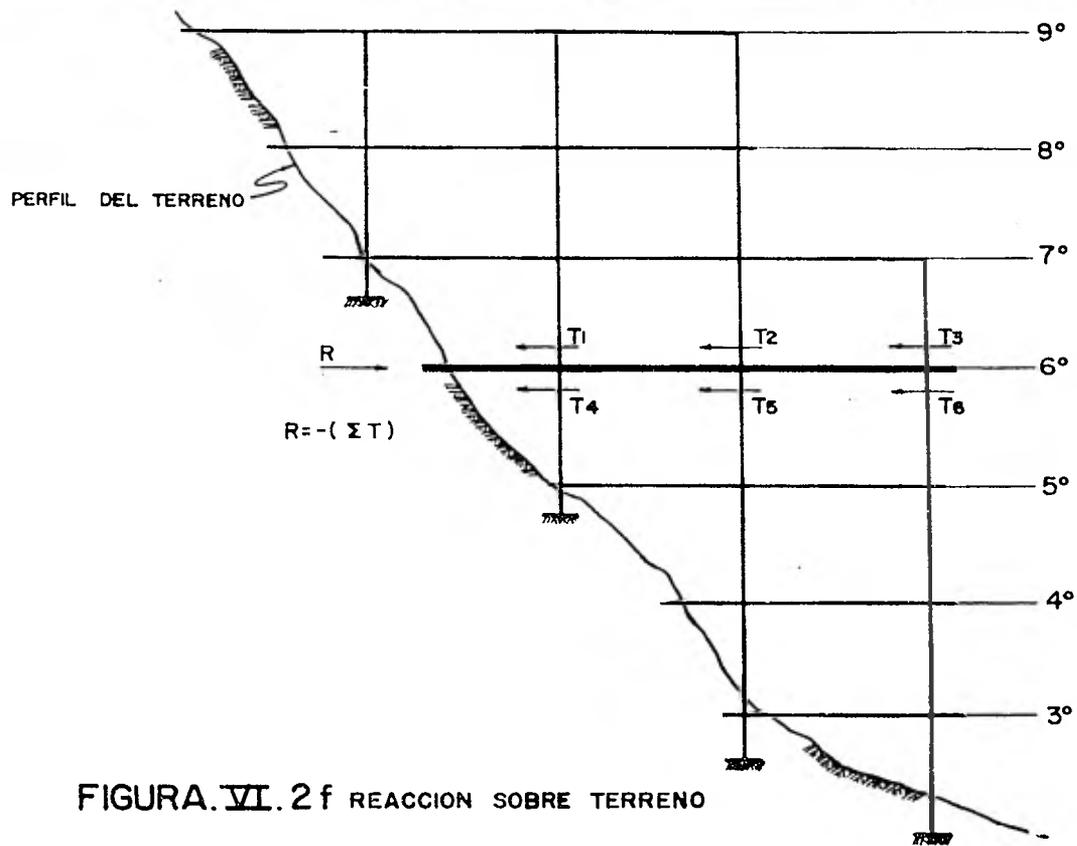
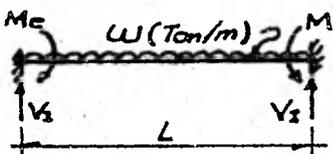
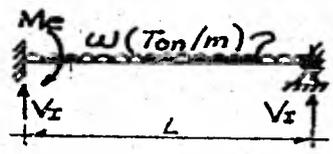


FIGURA. VI. 2 f REACCION SOBRE TERRENO

Los momentos de empotramiento considerados en la primera etapa del método de Cross, se calculan dependiendo de las condiciones de apoyo en los extremos de las traves.

En este caso se tienen las siguientes condiciones para carga uniformemente distribuidas a lo largo de toda la trabe.

CONDICIONES DE APOYO.	MOMENTO DE EMPOTRAMIENTO	CORTANTE ISOSTATICO
	$M_e = \frac{w L^2}{12}$	$V_I = \frac{w L}{2}$
	$M_e = \frac{w L^2}{8}$	$V_I = \frac{w L}{2}$

Las columnas no admiten desplazamientos laterales bajo condiciones estáticas debido a que están restringidos — por el sistema de anclaje al cerro, por lo cual las fuerzas — que producen los desplazamientos en cada entrepiso son absorvidas por las anclas, entonces el sistema de distribución de momentos se reduce a las dos primeras etapas del método de — Cross descritas anteriormente sin tomar en cuenta la compensación de momentos internos que impidan los desplazamientos la-

terales.

En base a lo anterior se considera muy apegado a la realidad efectuar el análisis bajo cargas estáticas haciendo la simplificación de distribución separadamente por cada entrepiso empotrando las columnas en sus extremos lejanos.

La resistencia a la flexión de columnas en cualquier nivel de piso debe proporcionarse distribuyendo el momento entre las columnas inmediatamente arriba y abajo del piso en cuestión, en forma proporcional a sus rigideces relativas y condiciones de restricción.

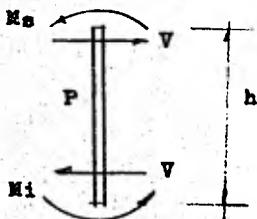
Teniendo como datos para cada piso las rigideces relativas de sus elementos, se pueden obtener los factores de distribución del momento de disequilibrio del nudo mediante la expresión :

$$FD_i = \frac{K_i}{\sum K}$$

el cual nos permite conocer la proporción del momento desequilibrado que le corresponde a cada elemento.

Con los momentos de empotramiento definidos para cada trabe, se procede a la distribución del momento desequilibrado en forma proporcional a las rigideces de los elemen-

tos que concurren al nudo hasta terminar el proceso iterativo que nos da como resultado la obtención de los momentos y fuerzas cortantes finales en las traveses y columnas. La fuerza cortante en las columnas se obtiene como :



$$V = \frac{M_s + M_i}{h}$$

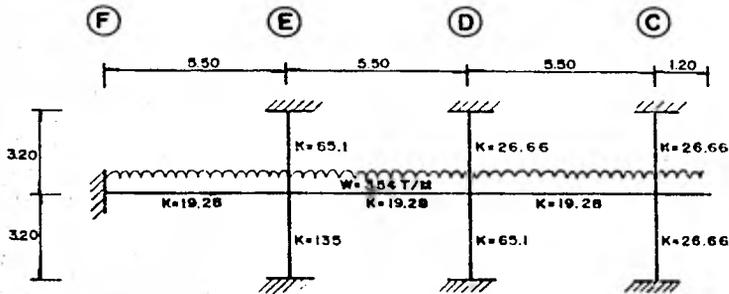
y la carga axial por nivel sin considerar peso propio sobre la columna será la suma de cortantes de las barras izquierda y derecha de cada nudo en cada dirección.

$$P_x = V_{Ix} + V_{Dx}$$

$$P_y = V_{Iy} + V_{Dy}$$

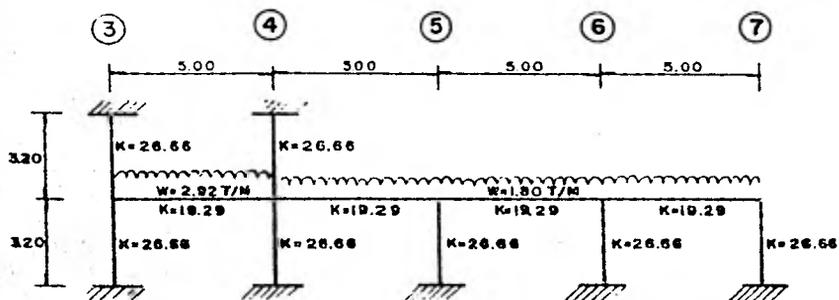
La carga axial total acumulada será la suma de carga estática por cada dirección y el peso propio de tramos.

En este trabajo se efectuó el análisis estático de los marcos ejes "4" y "C", figuras VI.2.g y VI.2.h. con la suposición de empotramiento de las columnas en sus extremos lejanos y se presentan los cálculos para el 4º nivel de ambos, de manera similar se procede para el resto de los niveles.



NUDO F	N U D O E				N U D O D				N U D O C				
	TD	TI	CS	CI	TD	TI	CS	CI	TD	TI	CS	CI	TD
K	19.28	19.28	65.1	135.0	19.28	19.28	26.66	65.1	19.28	19.28	26.66	26.66	0
Fd		0.08	0.27	0.57	0.08	0.15	0.20	0.50	0.15	0.28	0.37	0.37	
M <sub>0</sub>	-8.92	8.92			-8.92	8.92			-8.92	8.92			-2.55
d		0	0	0	0	0	0	0	0	-1.68	-2.38	-2.38	
f									-0.63				
d					0.12	0.16	0.42	0.12					
f				0.06						0.06			
d		0.00	-0.02	-0.04	0.00					-0.02	-0.02	-0.02	
M <sub>t</sub>	-8.92	8.92	-0.02	-0.04	-8.86	9.04	0.18	0.42	-8.63	7.30	-2.38	-2.38	-2.55
V <sub>i</sub>	9.74	9.74			9.74	9.74			9.74	9.74			4.25
Av	0	0			-0.33	0.33			0.42	-0.42			0
V <sub>f</sub>	9.74	9.74			9.41	10.07			10.16	9.32			4.25
R	9.74		1 9 . 1 5				2 0 . 2 3				1 3 . 5 7		

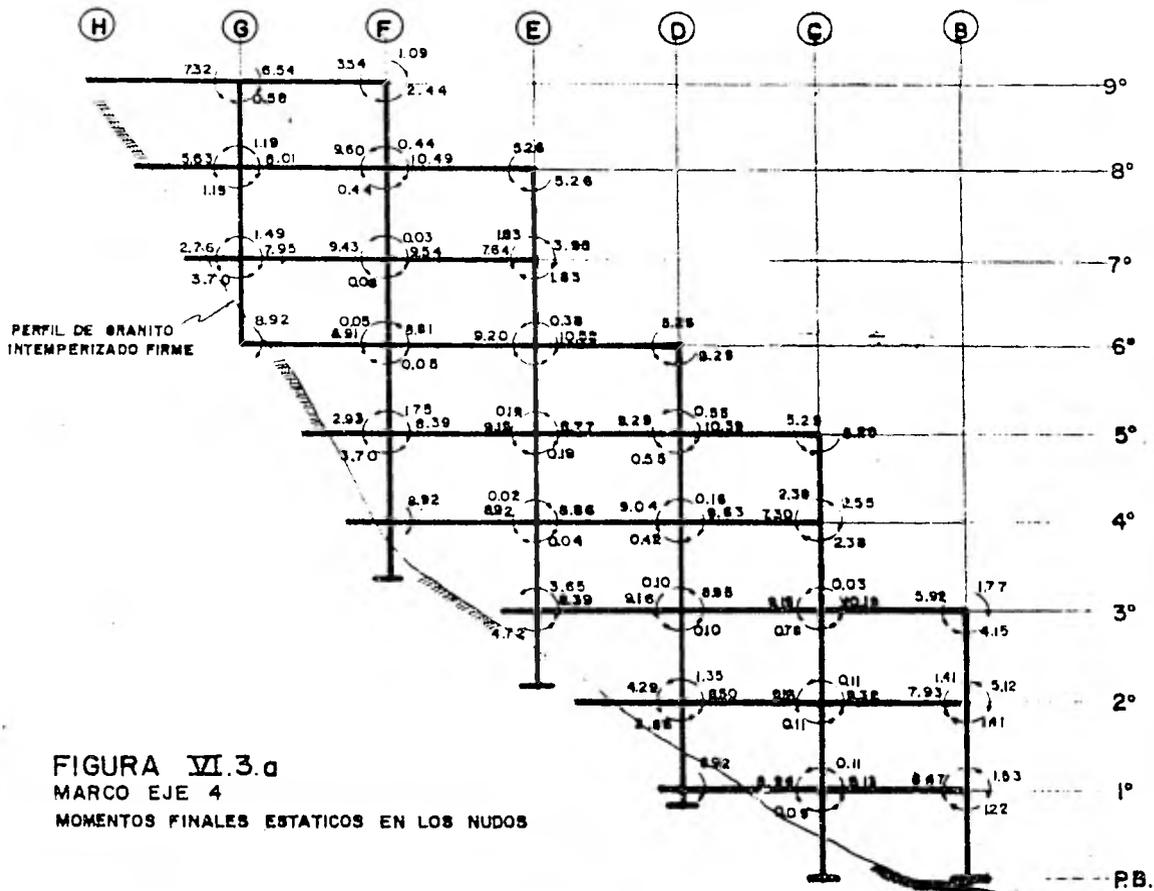
FIGURA VI.2.g. MARCO EJE 4 NIVEL 4°  
ANALISIS ESTADICO METODO DE CROSS



	NUDO 3			NUDO 4				NUDO 5			NUDO 6			NUDO 7	
	CS	CI	TD	TI	CS	CI	TD	TI	CI	TD	TI	CI	TD	TI	CI
K	26.66	26.66	19.29	19.29	26.66	26.66	19.29	19.29	26.66	19.29	19.29	26.66	19.29	19.29	26.66
Fd	0.37	0.37	0.28	0.21	0.29	0.29	0.21	0.30	0.40	0.30	0.30	0.40	0.30	0.42	0.58
Ms			-6.08	6.08			-3.75	3.75		-3.75	3.75		-3.75	3.75	
d	2.25	2.25	1.58	-0.48	-0.68	-0.68	-0.48	0	0	0	0	0	0	-1.87	-2.18
f			-0.25	0.79			0	-0.25		0	0		-0.79	0	
d	0.08	0.08	0.07	-0.17	-0.23	-0.23	-0.17	0.08	0.10	0.08	0.24	0.32	0.24	0	0
Mf	2.34	2.34	-4.66	6.21	-0.91	-0.91	-4.41	3.58	0.10	-3.67	3.99	0.32	-4.30	2.19	-2.18
VI			7.30	7.30			4.50	4.50		4.80	4.50		4.50	4.50	
Av			-0.31	0.31			0.17	-0.17		-0.06	0.06		0.42	-0.42	
Vf			6.99	7.61			4.67	4.33		4.44	4.56		4.92	4.08	
R	6.99			12.28				6.77			9.48			4.08	

FIGURA VI.2.h. MARCO EJE C NIVEL 4°  
ANÁLISIS ESTÁTICO MÉTODO DE CROSS

VI.3.- RESULTADOS.- En las figuras VI.3.a. y —  
VI.3.b. se muestran los resultados de los momentos definiti—  
vos sobre los elementos de los marcos ejes "4" y "C" respecti—  
vamente, y en las figuras VI.3.c. y VI.3.d. los resultados de  
fuerzas cortantes sobre todos los elementos y carga axial so—  
bre columnas.



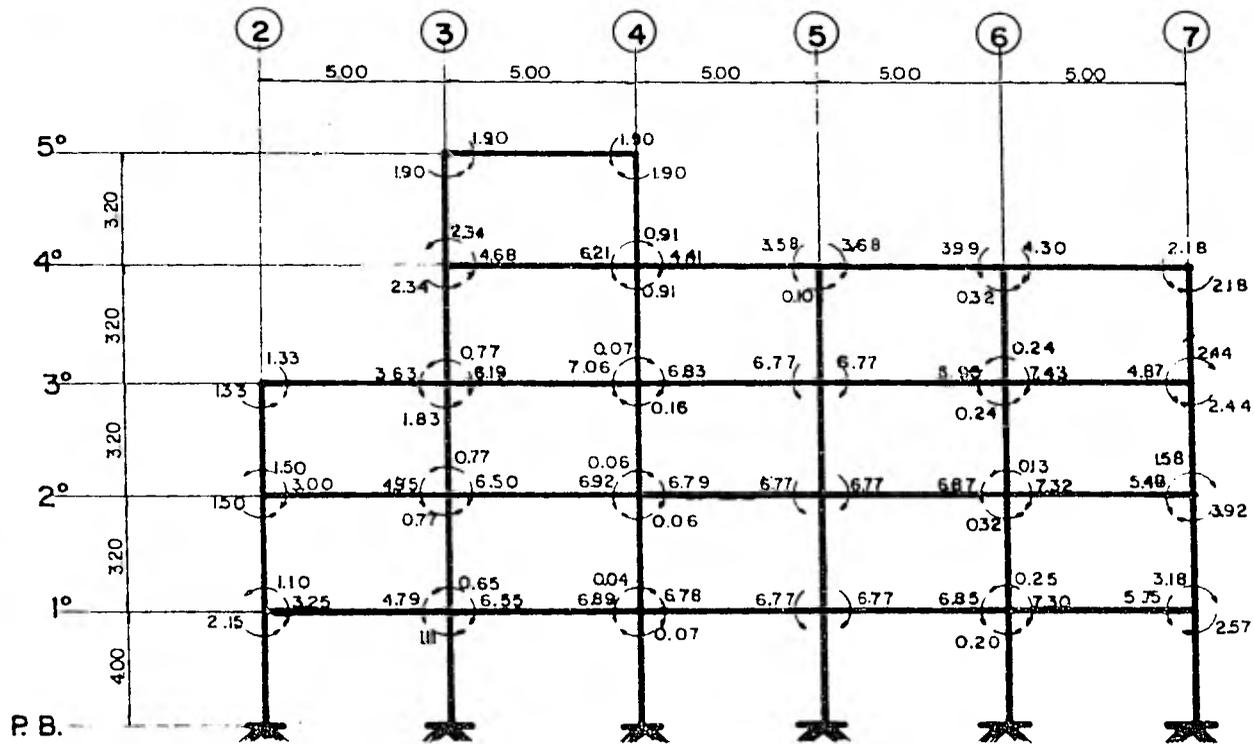
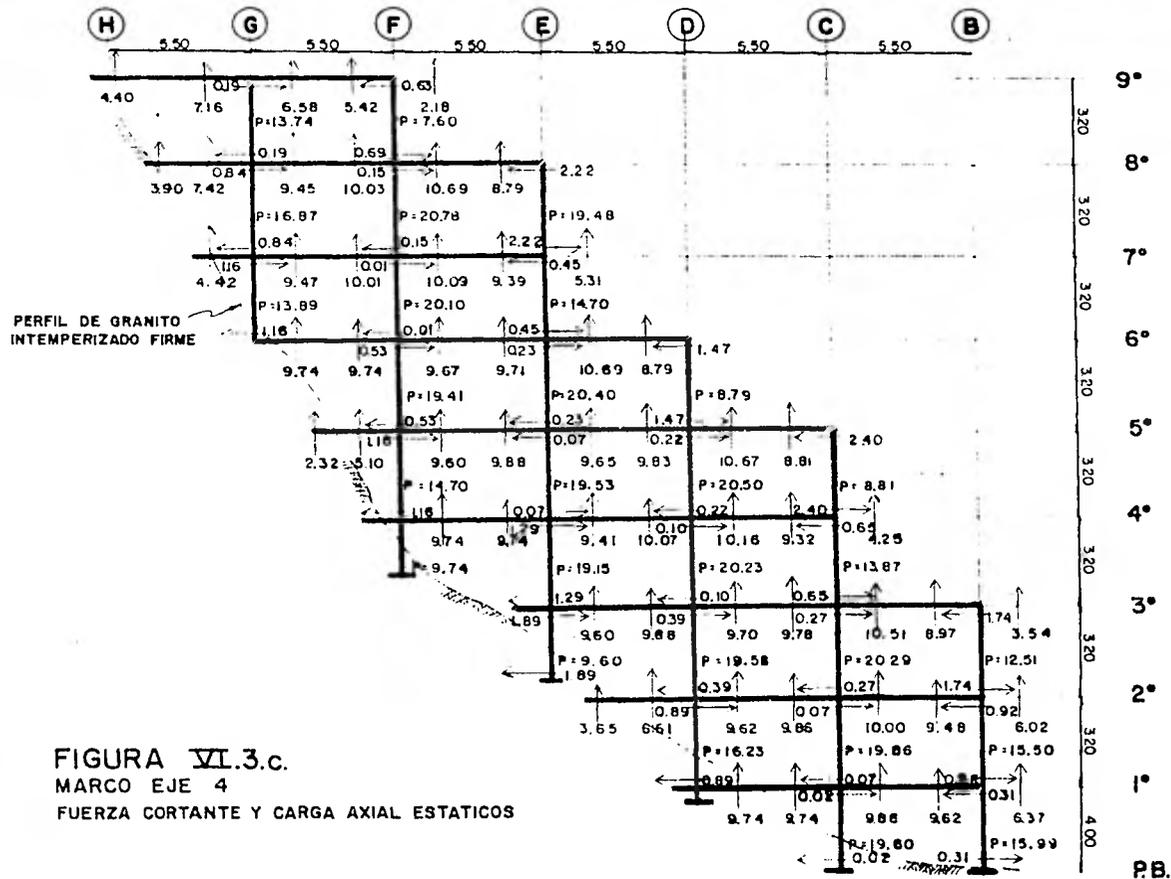


FIGURA VI.3.b. MARCO EJE C  
MOMENTOS FINALES ESTATICOS EN LOS NUDOS



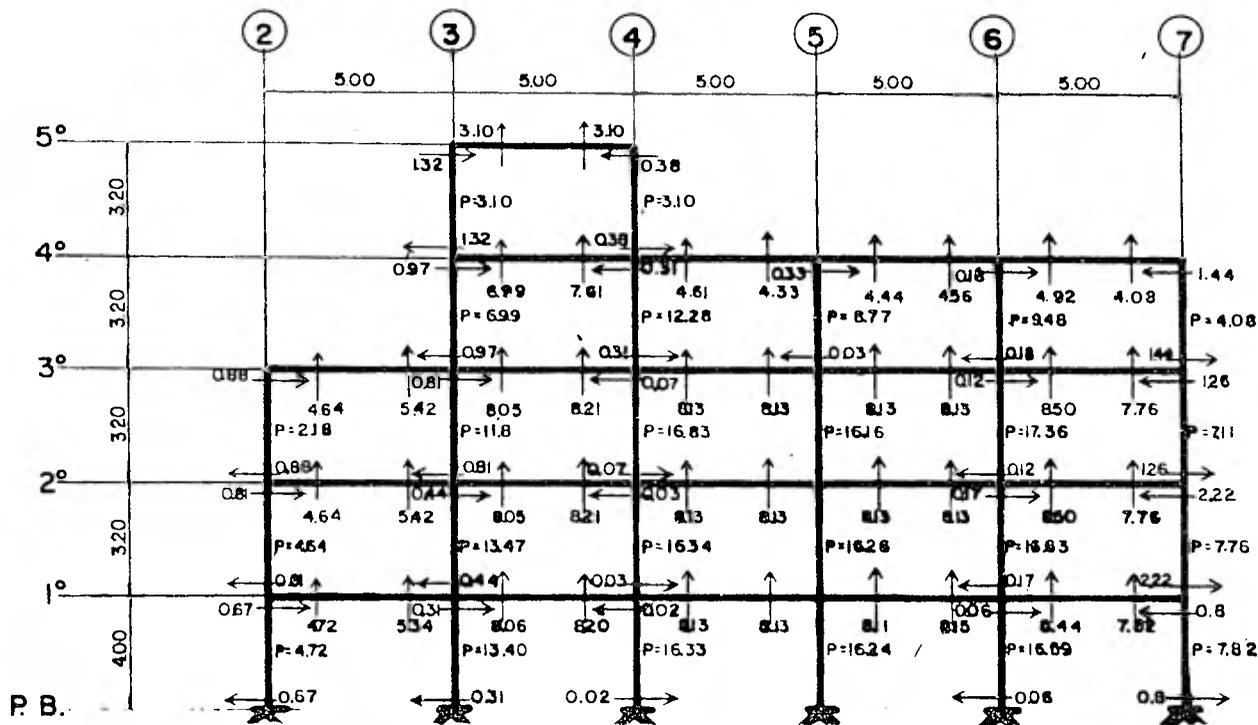


FIGURA. VI.3.d. MARCO EJE C  
FUERZA CORTANTE Y CARGA AXIAL ESTATICOS

## VII.- DISEÑO DE LA SUPERESTRUCTURA.

El diseño de los elementos de la superestructura se simplifica al considerar únicamente los efectos estáticos. Al partir de la premisa de que no existen desplazamientos relativos en la estructura y que por tal motivo no se generan elementos mecánicos sísmicos, el diseño de los elementos estructurales de concreto: trabes y columnas, no presenta gran importancia para los fines que se pretenden en este trabajo, sin embargo, para complementarlo se efectúa un diseño simplificado utilizando el método de la teoría elástica, tradicionalmente usado, para la trabe del eje C en el 42 nivel y un tramo de la columna 4-C.

En el diseño preliminar fueron definidas las dimensiones de los elementos, con las cuales se obtuvieron sus rigideces para llevar a cabo el análisis definitivo de la estructura, con los resultados de dicho análisis se procede a efectuar la revisión de las secciones mencionadas y el cálculo del refuerzo necesario.

### VII.1.)- DISEÑO DE TRABES.

a).- REVISIÓN DE LA SECCIÓN.- Los resultados de los elementos mecánicos de la trabe en estudio son los graficados en la figura VII.1.a. cuya sección inicial es de 60 x 35

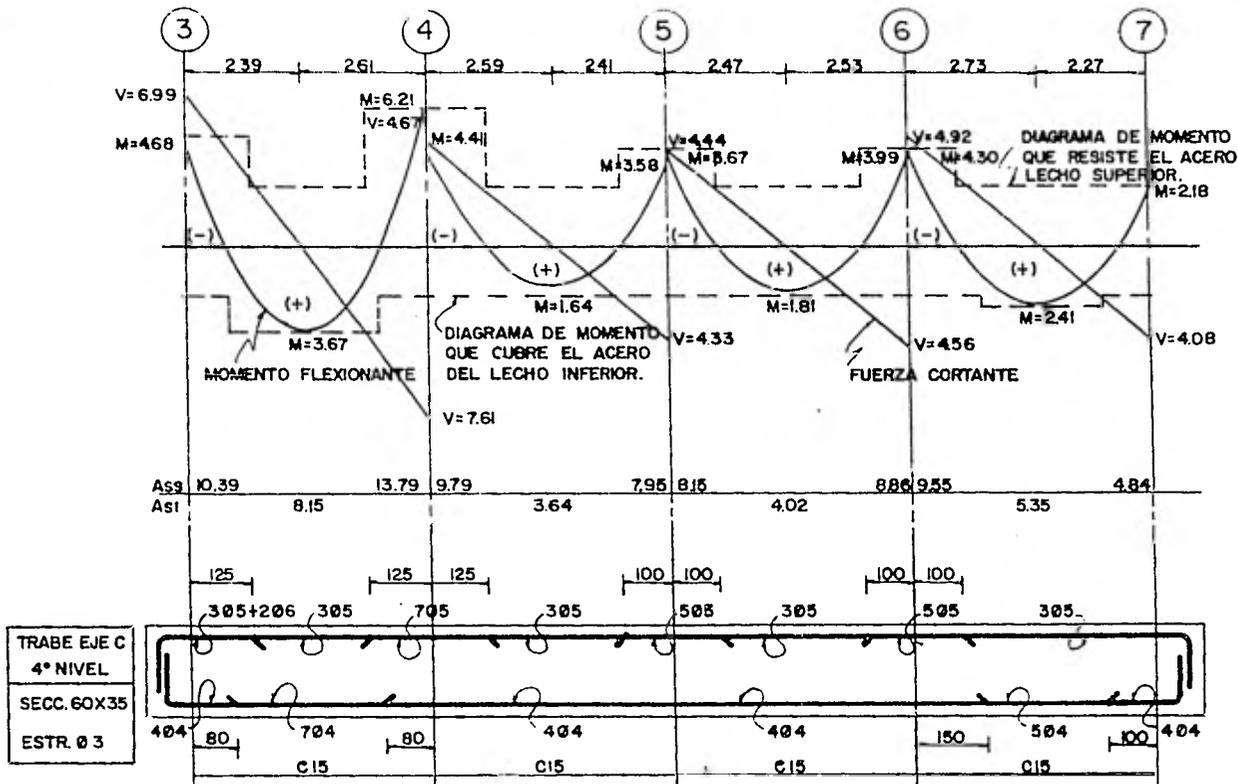


FIGURA VII.1.0. TRABE EJE C 4º NIVEL

DIAGRAMA DE CORTANTE Y MOMENTO, ARMADO DE TRABE.

y el momento interno resistente de tal manera que se produzca una falla balanceada es según las expresiones de cálculo deducidas por la teoría elástica en el Capítulo V :

$$M_r = K b d^2 = 15.53 (60) (30)^2 = 8.38 \text{ Ton-M}$$

Puede observarse de la figura antes mencionada — que el momento máximo actuante es de 6.21 Ton-M por lo que la sección es adecuada por momento, queda entonces la revisión — de la sección por fuerza cortante.

La fuerza cortante que resiste el concreto es :

$$V_c = \mathcal{F} b d = 4.0 (60) (30) = 7.20 \text{ Ton.}$$

El cortante máximo actuante es de 7.61 Ton, la — sección resiste casi por sí sola los efectos de fuerza cortante, sin embargo, la diferencia de fuerza cortante ( $V^1$ ) debe — ser tomada por el acero de refuerzo transversal y la sección — se considera adecuada para las acciones actuantes.

b).— ACERO LONGITUDINAL.— El acero longitudinal — en tensión puede expresarse en función del momento flexionante como sigue:

$$A_s = \frac{M}{f_s j d} = \frac{M \times 10^5}{1700 (0.884) (30)} = 2.22 \text{ M}$$

$$A_s = 2.22 \text{ M}$$

Mediante esta expresión se calcula el área de acero necesaria en tensión para cada momento máximo positivo y negativo del diagrama de la figura VII.1.a.

Para este caso en particular no es necesario colocar acero en compresión debido a que la sección es capaz de resistir por sí sola dichos esfuerzos sin llegar a la falla, sin embargo, se colocará refuerzo por especificación de acero mínimo por flexión.

$$A_{s_{\min}} = P_{\min} b d$$

$$P_{\min} = \frac{14}{f_y} = \frac{14}{4200} = 0.0033$$

$$A_{s_{\min}} = 0.0033 (60) (30) = 5.94 \text{ cm}^2.$$

El Área de acero por flexión en la trabe será la calculada de acuerdo con el momento actuante, pero en ningún caso podrá ser menor que  $5.94 \text{ cm}^2$ .

En el caso en que el momento actuante sea mayor que el resistente de la sección para que se produzca la falla balanceada, la diferencia de momento debe ser tomada con acero de refuerzo en compresión.

o).- ACERO TRANSVERSAL.- Si la fuerza cortante actuante en cualquier sección de la trabe excede a la resistan-

te de la sección de concreto, es necesario colocar acero transversal para resistir la diferencia de cortante :

$$V' = V_a - V_c = 7.61 - 7.20 = 0.41 \text{ Ton.}$$

y la separación de los estribos puede calcularse mediante la expresión :

$$s = \frac{0.75 \quad v \quad f_s \quad d}{v'}$$

donde:

$v$  = Área del acero transversal en dos ramas.

$f_s$  = Esfuerzo de trabajo del acero de estribos.

$d$  = Peralte efectivo de la trabe.

Para la trabe en cuestión, utilizando varilla de  $\frac{1}{4}$ " de diámetro, la separación requerida es :

$$s = \frac{0.75 (2 \times 0.316) (2100) (30)}{0.41 \times 10^3} = 73 \text{ cm.}$$

Sin embargo, existen las siguientes restricciones en cuanto a la separación máxima por especificación del reglamento:

1).- La separación será tal que una grieta potencial a  $45^\circ$  que se extienda de la mitad del peralte del miembro,  $d/2$ , a las varillas de tensión longitudinales sea crusa-

da por lo menos por una línea de refuerzo en el alma.

2).- El área del refuerzo transversal no será menor del 0.15 % del área,  $b_s$ , calculada como el producto del ancho del alma por la separación del refuerzo transversal.

La separación máxima por especificación para la trabe es :

$$s = d/2 = \frac{30}{2} = 15 \text{ cm.}$$

Y el área mínima de la varilla :

$$v = \frac{0.0015 (60) (15)}{2} = 0.67 \text{ cm}^2$$

En conclusión, se pondrán estribos con varillas de 3/8" a la separación de 15 cm.

### VII.2.)- DISEÑO DE COLUMNAS.

a).- GENERALIDADES.- El diseño de columnas queda definido por la sección del concreto, el refuerzo longitudinal y transversal, tales que sean capaces de resistir todas las acciones externas que obran sobre ellas.

La consideración del análisis de la estructura bajo efectos gravitacionales únicamente, reduce al máximo los -

elementos mecánicos en las columnas, dando como resultado — gran simplicidad en su diseño.

De los resultados del análisis efectuado en el — Capítulo VI.3 podemos elaborar una tabla de datos para el diseño de la columna 4-C en el primer tramo.

TABLA DE DATOS COLUMNA 4-C								
TRAMO	$P_x$	$P_y$	$P_t$	$P_{ool}$	$P_oP_o$	$P_E$	$M_x$	$M_y$
4-5	8.81	3.1	11.91	10.79	1.09	11.88	5.29	0.91
3-4	13.57	12.28	25.85	21.37	1.09	34.34	2.38	0.41
2-3	20.29	16.63	36.92	30.53	1.71	66.58	0.75	0.16
1-2	19.86	16.34	36.20	29.93	1.71	98.22	0.11	0.06
0-1	19.60	16.33	35.93	29.71	2.19	130.12	0.09	0.07

De la tabla anterior :

$P_x$  = Carga estática del entrepiso en dirección del eje 4.

$P_y$  = Carga estática en dirección del eje C.

$P_t$  = Carga total de la losa por entrepiso sobre la columna —  
( $P_x + P_y$ )

$P_{ool}$  = Carga sobre la columna, corregida por carga viva.

$P_oP_o$  = Peso propio de la columna por tramo.

$P_E$  = Peso total acumulado por cada nivel.

$M_x$  = Momento actuante en sentido del eje 4.

$M_y$  = Momento actuante en el sentido del eje C.

b).— REFUERZO LONGITUDINAL.— De la tabla de datos—  
de la columna, puede observarse que el momento flexionante so—

bre ella en el primer tramo puede despreciarse y su diseño está regido solo por carga axial.

Si partimos del refuerzo mínimo de la columna para absorber el esfuerzo por contracción y flujo plástico de 0.01 y sabiendo que la sección es de 60 x 60, podemos calcular la carga axial máxima resistente de la sección y compararla con la carga actuante. Con ello se define entonces el funcionamiento de la columna.

La carga axial máxima de la sección está dada por la siguiente expresión :

$$P = 0.85 A_g (0.25 f'_c + p f_s)$$

donde :

$A_g$  = Área de la sección transversal de concreto.

$p$  = Porcentaje de acero longitudinal con respecto al área total de concreto.

$f_s$  = Esfuerzo de trabajo del acero longitudinal.

La carga axial resistente de la columna considerando el refuerzo longitudinal mínimo es :

$$P = 0.85 (60)^2 [0.25 (225) + 0.01 (1700)] = 224 \text{ Ton.}$$

La carga máxima actuante es de 130 Ton por lo que

el acero mínimo de la columna con la sección transversal original es suficiente para resistirla.

Finalmente el área de acero mínima longitudinal -  
es :

$$A_s = 0.01 (3600) = 36 \text{ cm}^2$$

$$8 \phi 8$$

o).- REFUERZO TRANSVERSAL.- Si el momento flexionante en la columna es despreciable, la fuerza cortante es nula y por tanto el refuerzo transversal se define en base a la separación máxima y área mínima por especificación del reglamento del ACI-318-77 como sigue :

1).- El diámetro mínimo para varillas de estribos para confinar varillas longitudinales del N° 10 o menores será del N° 3, y del N° 4 para varillas longitudinales mayores al N° 10 .

2).- La separación de los estribos no deberá exceder de : 16 diámetros de la varilla longitudinal, 48 diámetros de la varilla del estribo ni de la mínima dimensión de la sección.

Con fundamento en lo anterior, el diámetro del estribo será de  $3/8''$  y la separación estará definida por la menor de los siguientes valores :

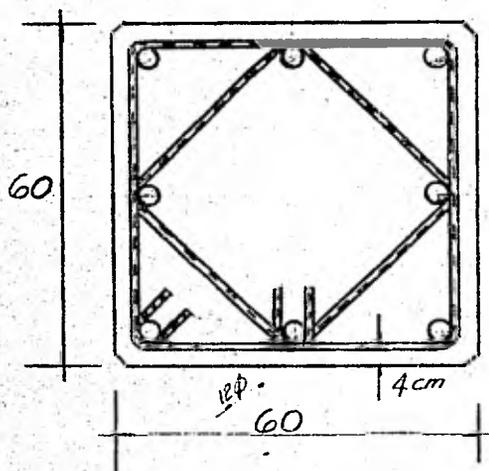
$$16 (2.54) = 40$$

$$48 (0.95) = 45$$

6 60 cm.

El diseño definitivo de la columna queda como si-

gue :



8 varas. N° 8

Estr.  $\phi$  3 @ 40 cm.

### VIII.- ESTUDIO DE LA CIMENTACION.

Para que la estructura se comporte realmente bajo las condiciones de funcionamiento establecidas, es decir, — principalmente que el efecto de las fuerzas accidentales sea tomado por la cimentación, es necesario proporcionar los elementos de tal manera que sean capaces de soportar en su totalidad dichas acciones.

Si las anclas de cimentación tienen grandes deformaciones, ésto repercute directamente en la estructura originando efectos de flexión y torsión en las columnas.

En este Capítulo se estudiarán los elementos de cimentación en cuanto a su comportamiento bajo esfuerzos de trabajo para proporcionar sus características de resistencia que se tomarán como base para su diseño, efectuándose a la vez el diseño de las anclas para un entrepiso así como las cuadrías y armado de una zapata de cimentación.

#### VIII.1.- ELEMENTOS DE CIMENTACION.

Los elementos de cimentación los hemos dividido en dos grupos principalmente, de tal manera de estabilizar la estructura bajo condiciones sísmicas y estáticas respectivamente.

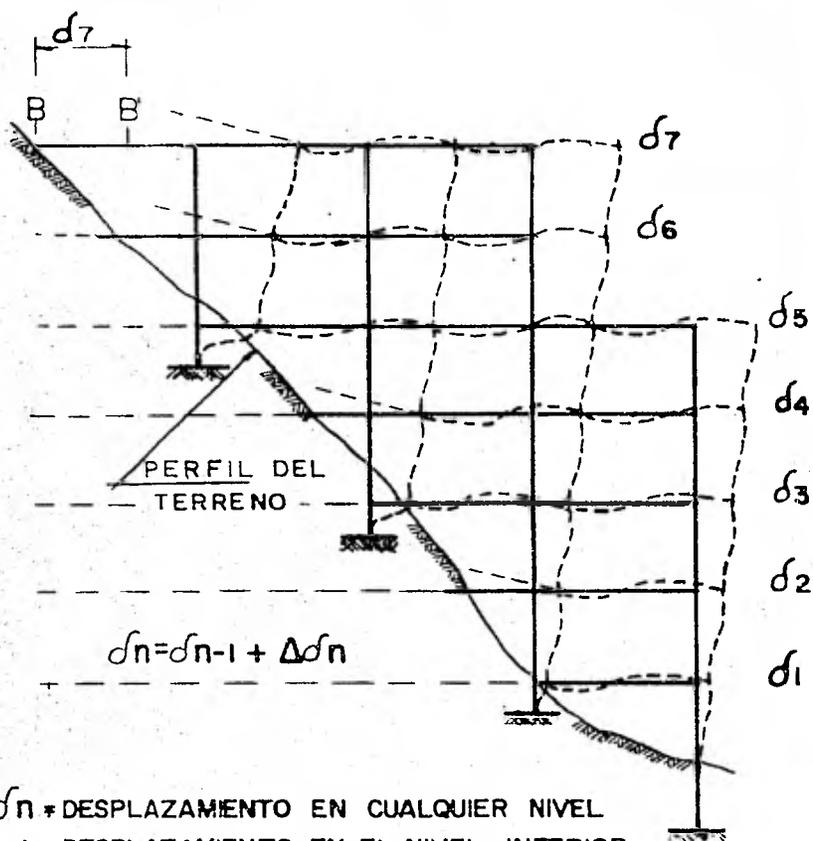
a).- ANCLAS.— Ante las sollicitaciones accidentales—

les la estructura tiende a desplazarse lateralmente, figura - VIII.1.a. la fuerza de empuje se transmite del suelo a cada - entrepiso apoyado en él, dicha fuerza es considerada como el producto del peso del nivel por el coeficiente sísmico correg pondiente expresado como un porcentaje de la gravedad.

En el análisis de la superestructura fueron consi derados los marcos restringidos contra el desplazamiento late ral, figura VIII.1.b. motivo por el cual todos sus elementos- estaban sujetos solo a fuerzas estáticas, de esta forma todo el sismo debe actuar sobre el sistema de anclaje, de tal mane ra que cada masa de entrepiso tenga el mismo movimiento late ral que el suelo y que por su rigidez no existan desplazamien tos relativos entre los entrepisos.

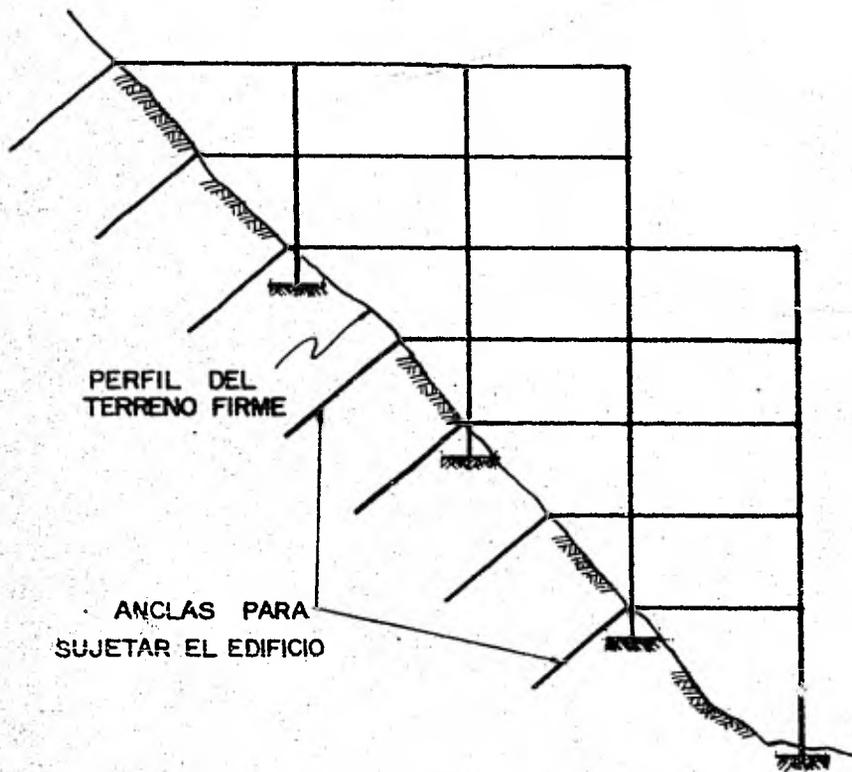
La función principal de las anclas es impedir los desplazamientos relativos entre los distintos niveles de la - estructura, además de estar soportando a la vez las fuerzas - horizontales estáticas originadas por una asimetría en la es tructura en cuanto a cargas y condiciones de apoyo. Las fuer zas que impiden el desplazamiento en cada entrepiso de un mar co no actúa sobre los elementos de la superestructura, sino - en un apoyo real proporcionado por las anclas, sin embargo, - la superposición de efectos estático + sismo es la que propor ciona condiciones mas desfavorables en su diseño.

Las anclas estarán trabajando solo a tensión, ya-



- $\delta_n$  = DESPLAZAMIENTO EN CUALQUIER NIVEL  
 $\delta_{n-1}$  = DESPLAZAMIENTO EN EL NIVEL INFERIOR  
 $\Delta\delta_n$  = DESPLAZAMIENTO RELATIVO DE ENTREPISO

FIGURA VIII. I G. ESTRUCTURA LIBRE DESPLAZADA



$$\delta r = 0$$

$\delta r$  = DESPLAZAMIENTO RELATIVO ENTRE NIVELES

FIGURA.VIII.1b. ESTRUCTURA FIJA AL SUELO

que los efectos de compresión descargan directamente sobre el suelo, por esta razón serán de acero de alta resistencia adherido a un volumen de concreto que transfiera los esfuerzos al suelo como se muestra en la figura VIII.1.c.

b).- ZAPATAS AISLADAS.- Las zapatas aisladas son los elementos que resisten las fuerzas estáticas que descargan las columnas, así como los momentos en la base originados por los giros en las trabes debido al peso que gravita sobre ellas y de las columnas.

La determinación de zapatas trabajando aisladamente fué tomada en base a que el suelo es muy rígido y no existe posibilidad de asentamientos diferenciales, la capacidad de carga del suelo considerando un factor amplio de seguridad es suficiente para proporcionarnos dimensiones razonables en las zapatas.

Se tomará como premisa que todas las zapatas aisladas sean de dimensión cuadrada.

Fué descartada la posibilidad de zapatas corridas debido a lo errático de la topografía en la cual no fué posible hacer coincidir niveles de desplante de zapatas comunes sin efectuar excavaciones considerables en la roca.

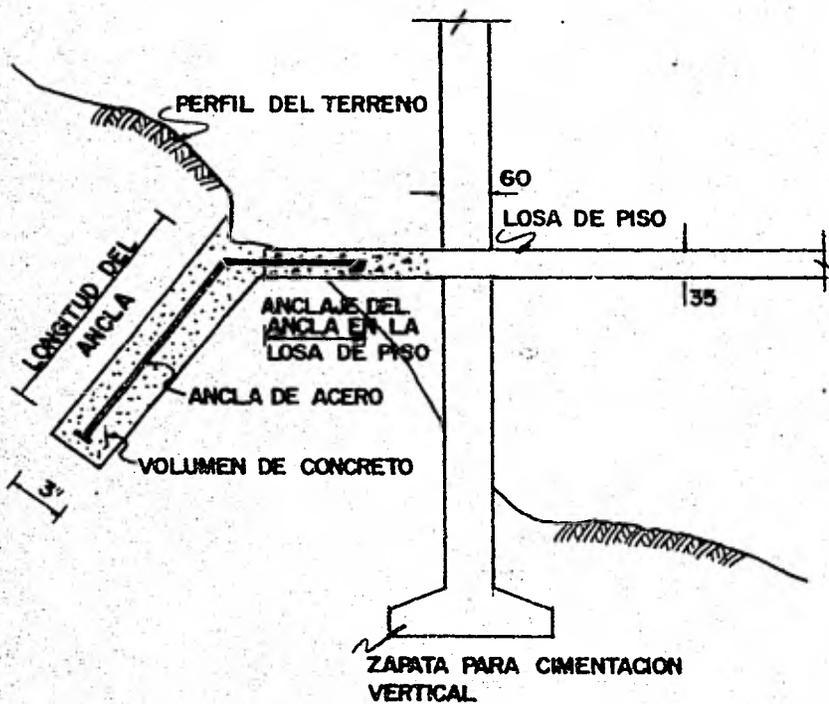


FIGURA VIII. I.C. DETALLE DE ANCLAJE AL SUELO.

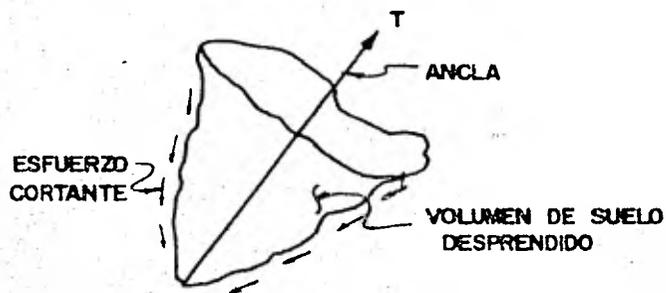
VIII.2.- COMPORTAMIENTO Y MODOS DE FALLA DE LAS -  
ANCLAS.

Cada una de las anclas estará sujeta a los diferentes tipos de falla dependiendo de las sollicitaciones, características de resistencia del ancla y propiedades mecánicas del suelo, las cuales se enumeran a continuación:

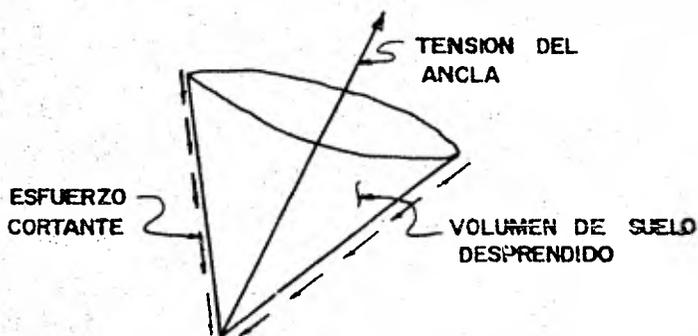
- a).- Falla del terreno por esfuerzo cortante.
- b).- Falla por adherencia entre el suelo y el concreto.
- c).- Falla por adherencia entre el concreto y la varilla del ancla.
- d).- Falla por esfuerzo de ruptura en tensión.

El sistema de anclaje debe ser diseñado tomando en consideración todos los tipos de falla posibles revisando los esfuerzos para cada uno de ellos, de tal manera que el esfuerzo actuante no rebase los límites permisibles para cada una de las condiciones.

1).- FALLA DEL TERRENO POR ESFUERZO CORTANTE.- La fuerza de tensión del ancla tiende a hacer fallar por desprendimiento a una masa de suelo correspondiente a un volumen delimitado por una superficie que puede considerarse oblicua. Figura VIII.2.a.



FALLA REAL DEL SUELO POR ESFUERZO CORTANTE



FALLA HIPOTETICA DEL SUELO CONSIDERADA

FIGURA VIII.2.a. FALLA DEL SUELO POR CORTANTE

La magnitud del esfuerzo resistente a la falla del suelo depende principalmente de la fuerza de cohesión de las partículas que lo constituyen, dichas fuerzas actúan en dirección tangencial a la superficie de falla por corte.

El problema por falla del suelo se soluciona proporcionando una longitud adecuada del ancla de tal manera que la fuerza total resistente se incremente al tener mayor superficie de resistencia por cohesión del suelo.

Para establecer la solución a este problema, es decir, encontrar una expresión que nos proporcione el valor de la longitud del ancla necesaria para que ésta no desprenda la masa del suelo debido a una aplicación de fuerza de tensión — producida por un jalón de la estructura bajo efectos sísmicos o por consideraciones estáticas, partimos de las características geométricas del volumen del suelo supuestamente desprendido, así como las propiedades mecánicas del mismo. En la figura VIII.2.b. se representan las características mecánicas y geométricas de la masa del suelo que se usan en la deducción de la expresión que nos permite calcular la longitud necesaria para cada ancla.

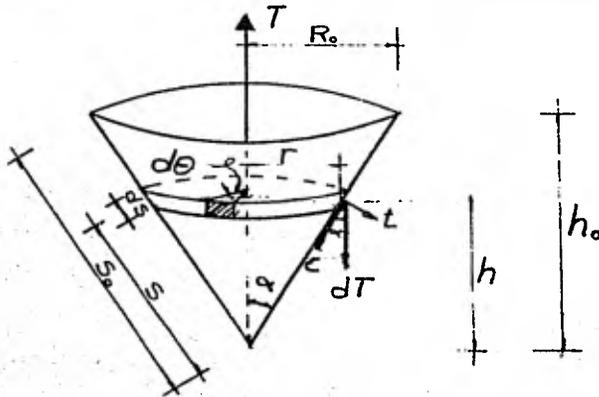
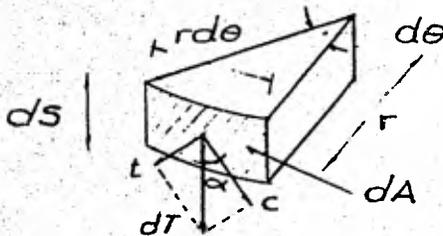


FIG. VIII.2.b.- MECANISMO DE FALLA DEL SUELO POR ESFUERZO COR-TANTE.

Si aislamos una diferencial de área podemos repre-sentar el diagrama de cuerpo libre de las fuerzas resistentes-del suelo que impiden que falle por cohesión.

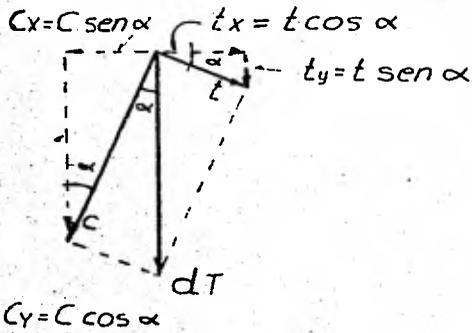


La resultante  $dT$  representa el valor de una fuerza resistente correspondiente a la unidad de área de la falla su-puesta, la cual puede descomponerse en sus dos componentes or-togonales, una en dirección normal a la superficie y la otra - en dirección tangencial a la superficie de falla correspondien-te al esfuerzo de cohesión entre las partículas del suelo.

La diferencial de área se puede expresar como :

$$dA = r \cdot d\theta \cdot ds$$

el valor de  $dT$  en función de sus componentes está dado por :



$$C_x = t_x$$

$$C \text{ Sen } \alpha = t \text{ Cos } \alpha$$

$$t = C \frac{\text{Sen } \alpha}{\text{Cos } \alpha}$$

$$t = C \text{ Tan } \alpha$$

O la cohesión es igual a :

$$C = t \text{ Ctg } \alpha$$

Y el valor de  $dT$  es la suma de las componentes verticales de "t" y "C".

$$dT = C_y + t_y$$

$$dT = C \text{ Cos } \alpha + t \text{ Sen } \alpha$$

$dT$  nos representa una fuerza de resistencia en -

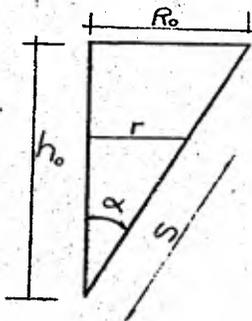
la unidad de área (  $dA$  ), la suma de todas las fuerzas  $dT$  será la fuerza total resultante en dirección de la fuerza de tensión del ancla, por lo tanto la resistencia total del suelo bajo la acción de una fuerza de tensión del ancla será la suma de todas las diferenciales de fuerzas correspondientes a cada diferencial de área, de aquí que dicha fuerza resistente será la integral de todas las diferenciales de fuerza  $dT$  con respecto al área total, esto es :

$$dT = ( C \cos \alpha + t \operatorname{Sen} \alpha )$$

$$T = \iint ( C \cos \alpha + t \operatorname{Sen} \alpha ) dA$$

$$T = \iint ( C r \cdot d\theta \cdot ds \cdot \cos \alpha + t r \cdot d\theta \cdot ds \operatorname{Sen} \alpha )$$

$$T = \int_0^{2\pi} \int_0^{S_0} C r d\theta ds \cos \alpha + \int_0^{2\pi} \int_0^{S_0} t r d\theta ds \operatorname{Sen} \alpha \quad (8.1)$$



$$\operatorname{Sen} \alpha = \frac{r}{S}$$

$$r = S \operatorname{Sen} \alpha \quad (8.2)$$

Sustituyéndonc la expresión (8.2) en (8.1)

$$T = \int_0^{2\pi} \int_0^{S_0} C \cdot S \operatorname{Sen} \alpha \cdot d\theta \cdot dS \cdot \cos \alpha + \int_0^{2\pi} \int_0^{S_0} t \cdot S \cdot \operatorname{Sen} \alpha \cdot d\theta \cdot dS \cdot \operatorname{Sen} \alpha$$

(8.3)

Los valores de C, t y  $\alpha$  son constantes y pueden salir de la integral.

$$T = C \operatorname{Sen} \alpha \operatorname{Cos} \alpha \int_0^{2\pi} \int_0^{S_0} S \cdot ds \cdot d\theta + t \operatorname{Sen}^2 \alpha \int_0^{2\pi} \int_0^{S_0} S \cdot ds \cdot d\theta$$

Integrando primero con respecto a  $\theta$

$$T = C \operatorname{Sen} \alpha \operatorname{Cos} \alpha (\theta) \int_0^{2\pi} \int_0^{S_0} S ds + t \operatorname{Sen}^2 \alpha (\theta) \int_0^{2\pi} \int_0^{S_0} S ds$$

Si  $\theta = 0$ , al sustituir el límite inferior se anulan los dos términos y queda solamente :

$$T = C \operatorname{Sen} \alpha \operatorname{Cos} \alpha \cdot 2\pi \int_0^{S_0} S ds + t \operatorname{Sen}^2 \alpha \cdot 2\pi \int_0^{S_0} S ds$$

Integrando ahora con respecto a S tenemos :

$$T = 2\pi C \operatorname{Sen} \alpha \operatorname{Cos} \alpha \left[ \frac{S^2}{2} \right]_0^{S_0} + 2\pi t \operatorname{Sen}^2 \alpha \left[ \frac{S^2}{2} \right]_0^{S_0}$$

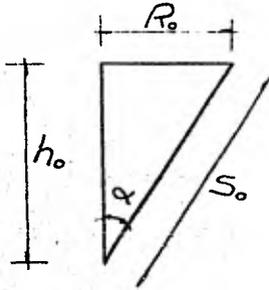
Y sustituyendo los límites queda :

$$T = \pi C \operatorname{Sen} \alpha \operatorname{Cos} \alpha S_0^2 + \pi t \operatorname{Sen}^2 \alpha S_0^2$$

$$T = \pi \operatorname{Sen} \alpha S_0^2 (C \operatorname{Cos} \alpha + t \operatorname{Sen} \alpha) \quad (8.4)$$

De la geometría de la superficie de falla se puede expresar el valor de "  $S_0$  " en función de la longitud del

ancla de la siguiente forma :



$$\cos \alpha = \frac{h_0}{S_0}$$

$$S_0 = \frac{h_0}{\cos \alpha} \quad (8.5)$$

Sustituyendo (8.5) en (8.4)

$$T = \pi \operatorname{Sen} \alpha \left( \frac{h_0}{\cos \alpha} \right)^2 [C \cos \alpha + t \operatorname{Sen} \alpha]$$

$$T = \pi h_0^2 \frac{\operatorname{Tan} \alpha}{\cos \alpha} [C \cos \alpha + t \operatorname{Sen} \alpha]$$

$$T = \pi h_0^2 \operatorname{Tan} \alpha (C + t \operatorname{Tan} \alpha) \quad (8.6)$$

Si la falla está considerando por corte, entonces la inclinación de la superficie será aproximadamente de  $45^\circ$ , bajo esta suposición,

$$\operatorname{Tan} \alpha = 1.0$$

$$C = t$$

Por lo tanto, la expresión se reduce a :

$$T = \pi h_0^2 (C + C)$$

$$\underline{T = 2\pi C h_0^2} \quad (8.7)$$

Del estudio de mecánica de suelos se sabe que la cohesión del suelo debe ser aproximadamente  $C = 0.4 \text{ Kg / cm}^2$ , podemos en base a esto conocer las longitudes de anclas para distintas fuerzas de tensión aplicadas, como se muestra en la

tabla VIII.2.c. según la expresión (8.8)

$$h_o = \sqrt{\frac{T}{2 \pi c}} \quad (8.8)$$

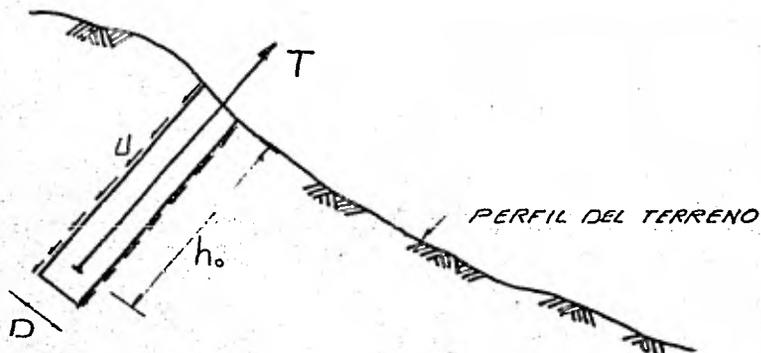
T (kg)	h <sub>o</sub> (cm)
1,000	20
2,000	28
5,000	45
10,000	63
15,000	77
20,000	89
30,000	109
50,000	141

TABLA VIII.2.c.- LONGITUD DE ANCLAS POR CORTE.

2).- FALLA POR ADHERENCIA ENTRE EL SUELO Y —

CONCRETO.- Otra falla posible en las an—

clas al estar trabajando a tensión, es debido a falta de superficie de contacto entre el suelo y el concreto de relleno en los barrenos, tal que no proporcione una adherencia adecuada para resistir dichos efectos. (Figura VIII.2.d.).



$T$  = Fuerza de tensión del ancla.

$D$  = Diámetro del barreno.

$U$  = Esfuerzo de adherencia entre suelo y concreto.

$h_o$  = Longitud del ancla.

FIG. VIII.2.d.- FALLA POR ADHERENCIA SUELO - CONCRETO.

La fuerza resistente por adherencia está dada por el producto del área superficial del barreno y por el esfuerzo de adherencia entre suelo y concreto, ésto es :

$$T \leq T_a$$

$$T_a = \pi D \cdot h_o \cdot U \quad (8.9)$$

$T_a$  = Fuerza resistente por adherencia.

El problema de adherencia se concreta a proporcionar una combinación adecuada de longitud del ancla y el diámetro del barreno. El diámetro del barreno está restringido a permanecer constante puesto que no es posible estar cambiando de brocas durante su construcción, lo cual implicaría un cos-

to mayor, por lo que la fuerza resistente por adherencia con-  
 ciendo el esfuerzo resistente está en función directa de la -  
 longitud de la barra.

El diámetro de barrenado utilizado en esta construc-  
 ción se recomienda de 3".

El esfuerzo de adherencia entre el suelo y el con-  
 creto se obtuvo de pruebas de campo, las cuales consisten en  
 someter anclas de diferentes longitudes y diámetros de vari-  
 lla a tensiones mediante un dispositivo de prueba mostrada en  
 la figura VIII.2.e. hasta hacer fallar por adherencia el con-  
 creto que envuelve al ancla. Se mide el valor de la fuerza -  
 con la que falla, en base a la cual se calcula el esfuerzo re-  
 sistente de adherencia. Para fines de diseño se recomienda -  
 usar un factor de seguridad de 3.

El esfuerzo resistente de adherencia se puede cal-  
 cular como :

$$U = \frac{P_u}{A_s} = \frac{\text{Fuerza última de tensión.}}{\text{Área superficial.}}$$

Por lo que el esfuerzo de diseño por adherencia -  
 será :

$$U_d = \frac{U}{F.S.} \quad (8.10)$$

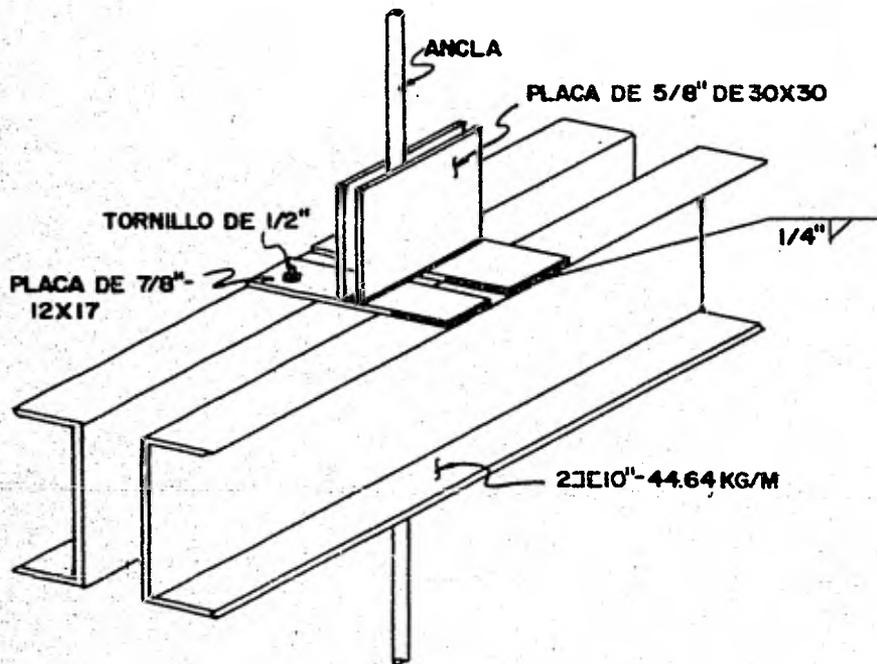


FIGURA VII.2.e. DISPOSITIVO PARA PRUEBAS DE ANCLAS

En la tabla VIII.2.f. se muestran los resultados de las pruebas in situ así como los valores del esfuerzo de diseño por adherencia para las distintas combinaciones de diámetros y longitudes. Para fines de diseño de anclas se tomó como base un promedio de  $U = 2.5 \text{ Kg/cm}^2$ , con éste valor y el diámetro del barrano de 3" se proporcionan las fuerzas de tensión del ancla que es capaz de resistir a distintas longitudes, de donde :

$$T = 77 ( 7.5 \text{ cm } ) ( h_o ) ( 2.5 \text{ Kg/cm}^2 )$$

$$T = 59 h_o \quad h_o = \frac{T}{59}$$

Si "h<sub>o</sub>" está en centímetros, "T" estará en Kgs., y tabulando se tiene :

T (Kg)	h <sub>o</sub> (cm)
1,000	17
2,000	34
5,000	85
10,000	170
15,000	254
20,000	338
30,000	508
50,000	847

TABLA VIII.2.g. LONGITUD DE ANCLA POR ADHERENCIA.

No. Anclas	(in)	LONG (cm)	ASUP (cm <sup>2</sup> )	Pu (Ton)	ESF. ADH. ULT. U (K/cm <sup>2</sup> )	ESF. DE DISEÑO Ud (kg/cm <sup>2</sup> )
1	3/4 "	175	4123	28	6.79	2.26
2	3/4 "	200	4712	36	7.64	2.55
3	1 "	225	5304	42	7.92	2.64
4	1 "	150	3534	31	8.77	2.92
5	1 1/2 "	300	7069	60	8.48	2.83
6	1 1/2 "	275	6479	49	7.56	2.52
$\Sigma Ud$						15.72

$$Ud \text{ prom} = \frac{\Sigma Ud}{N^{\circ} \text{ mues.}} = \frac{15.72}{6} = 2.62 = 2.5 \text{ K/cm}^2$$

TABLA VIII.2.f. RESULTADOS DE PRUEBAS POR ADHERENCIA IN SITU.

3.-) FALTA POR ADHERENCIA ENTRE EL CONCRETO

TO Y EL ANCLA.- En el sistema de anclaje al cerro es necesario que exista adherencia entre el concreto que cubre el volumen del barreno y el ancla introducida en él, de manera que ambos materiales se encuentren ligados entre sí. El esfuerzo promedio de adherencia resistente entre el concreto y la varilla dependen principalmente del diámetro de varilla y la resistencia del concreto, así como -

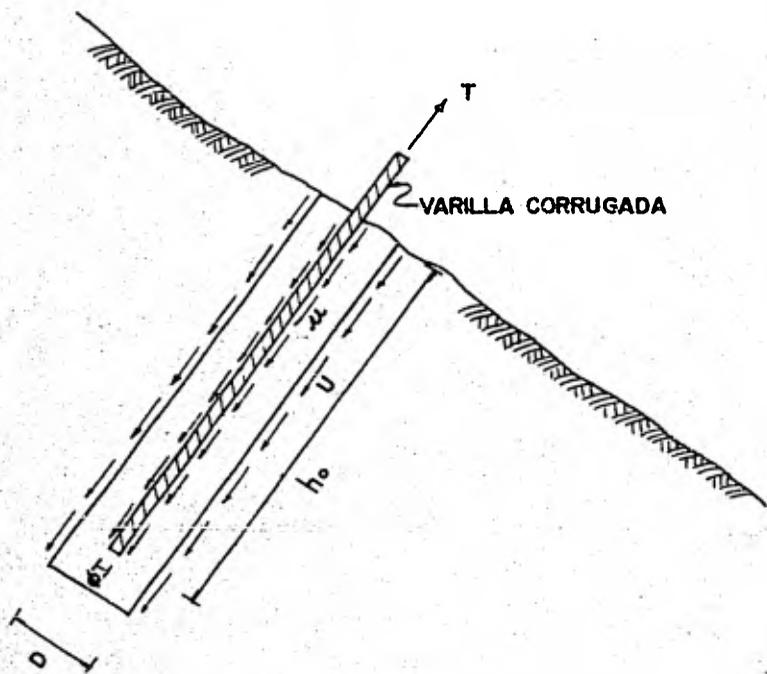


FIGURA. VIII 2.h. FALLA POR ADHERENCIA CONCRETO VARILLA.

del tipo de varilla ( lisa o corrugada ), del tamaño, de la posición en un lecho, del tipo de espécimen de prueba y de otras variables de menor importancia y puede representarse por la expresión :

$$\mu = \frac{k \sqrt{f'_c}}{\phi} \quad (8.11)$$

En base a ensayos de pruebas de especímenes en el laboratorio el reglamento del ACI-63 propone un esfuerzo de adherencia entre concreto y acero obtenido por la expresión :

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f'_c}}{\phi} \quad (8.12)$$

$\mu$  = Esfuerzo de adherencia (Kg/cm<sup>2</sup>).

$f'_c$  = Resistencia del concreto (Kg/cm<sup>2</sup>).

$\phi$  = Diámetro de la varilla (cm).

Conocido el valor de  $\mu$ , puede determinarse la longitud de desarrollo necesaria para que los esfuerzos de adherencia equilibren a la fuerza de tensión del ancla mediante la ecuación :

$$l_{d0} = \frac{T}{\mu n P} \quad (8.13)$$

$l_{d0}$  = Longitud de desarrollo (cm).

$P$  = Perímetro de la varilla.

$n$  = Número de varillas que forman el ancla.

Si sustituimos la ecuación (8.12) en la ecuación (8.13) :

$$h_o = \frac{T \cdot \phi}{3.2 n.P \sqrt{f_c}}$$

$$h_o = \frac{T \cdot \phi}{3.2 n.P \sqrt{f_c}}$$

Pero  $P = \pi \phi$

$$h_o = \frac{T \cdot \phi}{3.2 n(\pi \cdot \phi) \sqrt{f_c}}$$

$$h_o = \frac{T}{3.2 \pi n \sqrt{f_c}} \quad (8.14)$$

Si consideramos los siguientes valores que son — constantes :

$$n = 1$$

$$f_c = 250 \text{ Kg/cm}^2$$

$$h_o = \frac{T}{3.2 \pi (1) \sqrt{250}}$$

$$\underline{\underline{h_o = 0.00629 T}}$$

Al igual que para los tipos de falla anteriores - podemos efectuar una tabulación de valores longitud de varilla para distintas fuerzas de tensión, como se muestra en la tabla VIII.2.i.

T (Kg)	ho (cm)
1,000	6
2,000	13
5,000	31
10,000	63
15,000	94
20,000	126
30,000	189
50,000	314

TABLA VIII.2.i.- LONGITUD DE ANCLA POR ADHERENCIA CONCRETO - VARILLA.

---

4.-).- FALLA POR ESFUERZO DE RUPTURA A LA TENSION.

Otra posible falla del ancla al estar trabajando a tensión es debido a que se someta a un esfuerzo de trabajo mayor que el esfuerzo de ruptura, ésto se evita proporcionando una sección adecuada considerando el esfuerzo permisible a la tensión dentro de un valor en el que la varilla trabaje - adecuadamente sin que se presenten deformaciones considerables que puedan afectar el comportamiento supuesto de la estructura.

En este tipo de falla se cuidará principalmente, - el control de las deformaciones más que la falla por ruptura, - sin embargo, las anclas se diseñarán por esfuerzos permisibles a la tensión y se revisarán por deformación.

De lo anterior se puede escribir :

$$T \leq T_B$$

donde :

$T$  = Fuerza de tensión en el ancla. (kg).

$T_B$  = Fuerza resistente a la tensión del ancla (Kg).

La fuerza resistente a la tensión del ancla se -- valga como :

$$T_B = f_s A_s \text{ ----- } (8.15)$$

$f_s$  = Esfuerzo permisible a tensión (Kg/cm<sup>2</sup>)

$A_s$  = Area transversal del ancla (cm<sup>2</sup>)

La deformación por tensión en el ancla se puede deducir de la ecuación :

$$\epsilon = \frac{f}{E} = \frac{\text{Esfuerzo de tensión}}{\text{Módulo de elasticidad}} \quad (8.16)$$

$$\delta = \epsilon \cdot L \quad (8.17)$$

$$f = \frac{T}{A} \quad (8.18)$$

Sustituyendo (8.17) y (8.18) en (8.16) :

$$\frac{\delta}{L} = \frac{T/A}{E}$$

y la deformación por tensión del ancla está dada por :

$$\delta = \frac{TL}{AE} \quad (8.19)$$

Si existe adherencia perfecta entre el concreto y la varilla, sus deformaciones son iguales es decir, no existen desplazamientos por tensión relativos entre los dos materiales, y si toda la masa de concreto del ancla está

perfectamente adherida al suelo, entonces la deformación se presenta solamente en la junta entre dicha masa y el elemento en el cual se sujeta el ancla a la estructura.

Si no se permite una longitud muy grande de la varilla en la zona de transición de esfuerzos, se estarán restringiendo al máximo los desplazamientos en las anclas y solo quedan expuestas a fallas por ruptura y es totalmente independiente a la longitud de la varilla. En la tabla VIII.2.j. se presentan los diámetros de varilla necesarios para distintas fuerzas de tensión de acuerdo al esfuerzo permisible incrementado en un 50% debido a que la fuerza en el ancla estará regida por la condición estática combinada con el sismo.

$$f_s = 1,700 \times 1.5 = 2,550 \text{ Kg/cm}^2$$

$$T = A_s f_s$$

$$A_s = \frac{T}{2,550}$$

T (Kg)	VARILLAS
1,000	1 $\emptyset$ 5/16"
2,000	1 $\emptyset$ 1/2 "
5,000	1 $\emptyset$ 5/8 "
10,000	1 $\emptyset$ 1 "
20,000	1 $\emptyset$ 1 1/4"
30,000	1 $\emptyset$ 1 1/2 "
50,000	2 $\emptyset$ 1 1/2 "

TABLA VIII.2.j.- DIAMETROS DE VARILLA POR TENSION.

### VIII.3.- DISEÑO DE LA CIMENTACION.

a).- ANCLAS.- En el diseño de las anclas deben considerarse las acciones estáticas, así como la combinación estático más sismo. Del análisis estático se han obtenido las fuerzas horizontales en cada nivel de los marcos que tienden a desplazarlos lateralmente debido a la asimetría geométrica y de cargas, ahora se efectúa un análisis sísmico para cada una de las masas de entrepiso, las cuales transmiten su efecto al sistema de anclaje al cerro el cual evita los desplazamientos.

En el presente trabajo se desarrolla el criterio general de diseño de una cimentación anclada al cerro, la cual implica considerar principalmente la combinación de los efectos estáticos y sísmicos, sin embargo para fines de proponer el criterio en forma explícita, se hará el estudio solo para las acciones accidentales despreciando las acciones estáticas para cada nivel.

Para un caso real deben considerarse dichos efectos ya que éstos incrementan considerablemente las acciones sobre los elementos de cimentación.

Para la combinación estático y sísmico se permiten incrementar los esfuerzos de trabajo en los materiales, -

si ésto no se considera, entonces puede compensarse con la omisión de los efectos estáticos sobre la cimentación horizontal.

La fuerza sísmica por cada entrepiso se encuentra aplicada en su respectivo centro de masas y su dirección depende de la dirección del sismo.

La reacción de la cimentación por fuerzas horizontales se encuentra en el centro de rigideces de los elementos que la constituyen.

Si ambos puntos coincidieran, la cimentación estaría sujeta solo a esfuerzos directos, lograr ésto en este tipo de cimentación resulta imposible debido a la heterogeneidad de las placas de piso y de la configuración del terreno. Podría lograrse solo en dirección normal al oerro, sin embargo en dirección tangencial siempre existirá una excentricidad del punto de aplicación de la fuerza al centro de reacciones de la cimentación, por lo cual estarán actuando esfuerzos producidos por el momento adicionados a los esfuerzos directos.

La magnitud de la fuerza sísmica para cada nivel es función directa de la masa y de la aceleración del suelo ya que cada piso se encuentra sujeta a él, es decir, el desplazamiento relativo entre dos niveles consecutivos es nulo

debido a que el suelo experimenta el mismo desplazamiento en cualquier punto de la estructura.

El coeficiente sísmico se define como la aceleración que experimenta la base en relación a la gravedad para un sismo máximo esperado. De esta forma la fuerza sísmica para cada nivel se calcula por la expresión :

$$F_{si} = C.S. \cdot W_i$$

donde :

$F_{si}$  = Magnitud de la fuerza sísmica por nivel.

$W_i$  = Peso total de cada entrepiso.

C.S. = Coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico asignado para el caso en estudio según las características del suelo y la zona sísmica es de 0.15.

Una vez conocida la magnitud y el punto de aplicación de la fuerza sísmica en cada masa de piso puede efectuarse el análisis de rigideces de la cimentación con lo cual se determina el centro de reacciones ante las sollicitaciones horizontales. Conocido el centro de rigideces que proporciona el sistema de anclas puede calcularse la excentricidad que —

origina un momento en la placa de piso.

La fuerza sísmica es recibida por las anclae en - esfuerzo directo a tensión o compresión cuando el sismo es - normal a la resultante de los esfuerzos resistentes al volteo producido por el momento, y en esfuerzo cortante cuando actúa en dirección tangencial al cerro. En general nunca estarán actuando aislados los efectos de la fuerza sísmica en cuanto a su acción normal o tangencial mencionadas, sino que se presenta originando acciones combinadas, ésto se soluciona descomponiendo la fuerza sísmica en dos direcciones ortogonales tales que sean congruentes con las direcciones consideradas para - las anclas en el estudio de sus rigideces.

El momento se compensa por un sistema de fuerzas de tensión y compresión tomadas por las anclas.

La distribución de estos esfuerzos proyectados - con respecto a una línea de referencia tienen una distribución lineal si se considera que se encuentra dentro del rango elástico del material homogéneo por lo cual es aplicable la - fórmula de la escuadría para calcular los pares de fuerzas - que compensan el momento desequilibrante.

Del estudio de los diferentes modos de falla de - las anclas puede observarse que en promedio el tipo de falla-

que determina la longitud de proyecto del ancla es por la adherencia entre el suelo y el concreto, esto se cumple siempre y cuando se respeten las hipótesis del estudio. Indistintamente de que la falla por resistencia al esfuerzo cortante del suelo no presente problemas para el diseño de la cimentación deben respetarse las consideraciones hechas para este caso. - La primera suposición para el estudio de este tipo de falla fué que la fuerza de tensión del ancla estaba actuando en dirección normal a la tangente del cerro en el punto donde actúa.

### 1.- ESTUDIO DE PLACA DE PISO.

Con la finalidad de exponer el procedimiento de diseño para las anclas, es necesario analizar el comportamiento del conjunto estructura-anclaje, el cual depende principalmente de la configuración del terreno, magnitud de la losa de piso y de los ejes a los cuales se sujeta toda la masa del piso al cerro.

Para el estudio de la placa de piso se considera un sistema de ejes ortogonales, tal que el eje de las abscisas sea un eje que una los puntos de aplicación de las anclas extremas, y el eje de las ordenadas un eje perpendicular al anterior. El origen del sistema de ejes debe coincidir con el centro de reacciones del sistema de anclaje.

Las componentes de la fuerza sísmica tienen su línea de aplicación excéntrica al centro de rigideces de las anclas por lo cual originan un momento flexionante en las direcciones respectivas. Sea una placa de piso cualquiera, figura VIII.3.a. en la cual se representan con flechas las anclas correspondientes a cada eje actuando en dirección normal a la tangente del cerro en el punto de intersección con la placa, si unimos con una línea recta el punto 1 con el punto n, tendremos la cuerda que nos define la línea sobre la cual se encuentra el centro de rigideces de las anclas. Cada una de las

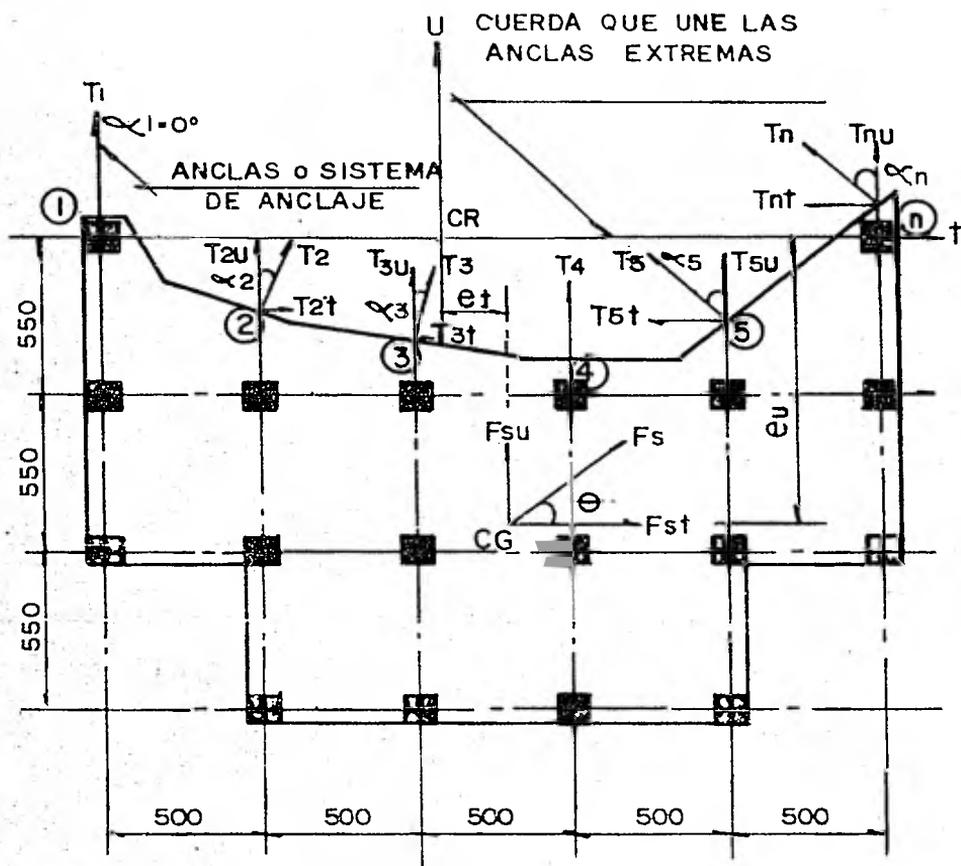


FIGURA VIII. 3 a. PLACA DE PISO ANCLADA AL CERRO

fuerzas en las anclas puede descomponerse en sus dos componentes ortogonales en dirección de la cuerda y normal a ésta respectivamente. A las fuerzas de las anclas se les ha asignado la letra "T" independientemente de que se trate de fuerza de compresión o de tensión, el subíndice indica el nudo de referencia. A la componente de la fuerza en dirección de la cuerda se le denomina como  $T_{it}$  y en dirección normal  $T_{iu}$ , la inclinación de las fuerzas de las anclas con respecto a la normal a la cuerda está definida por sus ángulos  $\alpha$ .

Podemos escribir con referencia a la figura:

$$T_{1t} = T_1 \text{ Sen } \alpha_1$$

$$T_{1u} = T_1 \text{ Cos } \alpha_1$$

$$T_{2t} = T_2 \text{ Sen } \alpha_2$$

$$T_{2u} = T_2 \text{ Cos } \alpha_2$$

•  
•  
•

•  
•  
•

$$T_{nt} = T_n \text{ Sen } \alpha_n$$

$$T_{nu} = T_n \text{ Cos } \alpha_n$$

2.- DIRECCION DEL SISMO QUE PRODUCE EFECTOS DESFA  
 VORABLES EN LAS ANCLAS DE CIMENTACION.

---

Supongamos una configuración cualquiera del terreno en contacto con la losa de piso. Aceptando que el centro de rigideces del sistema de anclas se encuentra sobre la cuerda que une las anclas extremas de la losa, la fuerza sísmica podrá actuar en cualquier dirección sobre la placa de piso, concentrada en su centro de masas y los efectos producidos por ésta serán resistidos por :

- a).-- La fricción desarrollada entre el suelo y la placa en contacto.
- b).-- El esfuerzo cortante del suelo cuando la fricción no es capaz de desarrollar el esfuerzo total actuante.
- c).-- Las anclas, actuando en esfuerzos producidos por fuerza directa y por un momento desequilibrante.

Tratar de lograr la existencia de fricción entre el suelo y la placa de piso presenta problemas constructivos por lo que se hará trabajar el suelo por esfuerzo cortante ante la acción de fuerzas en dirección de la cuerda antes men--

cionada, cuya línea de falla será dicha cuerda.

Considerando para el estudio un sistema de ejes ortogonales en el que el eje de las abscisas sea la cuerda — que une las anclas extremas y el eje de las ordenadas un eje perpendicular a éste y cuyo origen coincida con el centro de reacciones del sistema de anclas, como se muestra en la figura VIII.3.a.

Las condiciones de trabajo de las anclas son función de la dirección en que actúe el sismo; por tanto deben ser diseñadas de tal manera que cubran todas las posibles combinaciones de los efectos que ésto produce.

Las condiciones más desfavorables no se pueden — observar por simple inspección, sino que es necesario determinar el valor de la inclinación que produzca los mayores esfuerzos sobre el sistema de anclaje.

Supongamos que el sismo actúa en una dirección  $\theta$  con respecto al eje  $t$  (figura VIII.3.a.) la fuerza  $F_s$  que actúa en el centro de masas de la placa puede descomponerse en dos componentes ortogonales en dirección a los ejes de referencia  $t, u$ .

$$F_{st} = F_s \cos \theta \quad (8.20)$$

$$F_{su} = F_s \sin \theta \quad (8.21)$$

cada una de estas componentes tiene una excentricidad  $C_u$  y  $C_t$  respectivamente con respecto al centro de reacciones de las anclas, mismas que producen un momento a la placa :

$$M_t = F_{st} \cdot C_u \quad (8.22)$$

$$M_u = F_{su} \cdot C_t \quad (8.23)$$

El momento de desequilibrio será la suma algebraica de acuerdo a una convención de signos prevista de los momentos producidos por cada una de las componentes sísmicas

$$M_d = M_t + M_u \quad (8.24)$$

Se descarta la posibilidad que el sismo pueda producir efectos desfavorables cuando las componentes de la fuerza sísmica produzcan momentos de sentido opuesto con respecto al centro de rigideces, analizando entonces solo cuando dichos efectos se sumen, sustituyendo (8.20) y (8.21) en (8.22) y (8.23) y a la vez en la ecuación (8.24) se tiene :

$$M_d = F_s \cos \theta \cdot C_u + F_s \sin \theta \cdot C_t$$

$$M_d = F_s (C_u \cos \theta + C_t \sin \theta) \quad (8.25)$$

La componente en dirección del eje u producirá un esfuerzo axial que se distribuye proporcional a la sección de las anclas, si ésta se considera constante podemos representar el área como un valor unitario, tomando como un valor n al número de anclas en caso de encontrarse trabajando en grupos.

De esta forma el esfuerzo producido por jalón directo estará dado por :

$$f_1 = \frac{F_{au}}{A_t} \quad (8.26)$$

siendo  $A_t$  la suma de todas las áreas de las secciones de las anclas.

El esfuerzo producido por el momento desequilibrante dependerá del número de anclas así como de su posición respectiva y estará dado por :

$$f_2 = \frac{M_d}{S} \quad (8.27)$$

el esfuerzo total actuante estará dado por la suma de los esfuerzos producidos por carga axial y momento el cual se define según la fórmula de la escuadría :

$$f_d = f_1 + f_2$$

$$f_d = \frac{F_{au}}{A_t} + \frac{M_d}{S} \quad (8.28)$$

expresando la ecuación (8.28) en función del ángulo de inclinación  $\theta$  de la fuerza sísmica con respecto al eje  $t$

$$f_d = \frac{F_s}{A_t} \text{ Sen } \theta + \frac{F_s}{S} (C_u \text{ Cos } \theta + C_t \text{ Sen } \theta) \quad (8.29)$$

de esta ecuación puede deducirse el valor de la inclinación que produzca los esfuerzos máximos sobre las anclas maximizando la función mediante la primera derivada igualada a cero.

$$\frac{df_d}{d\theta} = \frac{F_s}{A_t} \text{ Cos } \theta - \frac{F_s}{S} C_u \text{ Sen } \theta + \frac{F_s}{S} C_t \text{ Cos } \theta = 0$$

$$\frac{1}{At} \cos \theta - \frac{e_u}{S} \sin \theta + \frac{e_t}{S} \cos \theta = 0$$

dividiendo la ecuación entre el  $\cos \theta$  tenemos :

$$\frac{1}{At} - \frac{e_u}{S} \tan \theta + \frac{e_t}{S} = 0$$

$$\frac{e_u}{S} \tan \theta = \frac{1}{At} + \frac{e_t}{S}$$

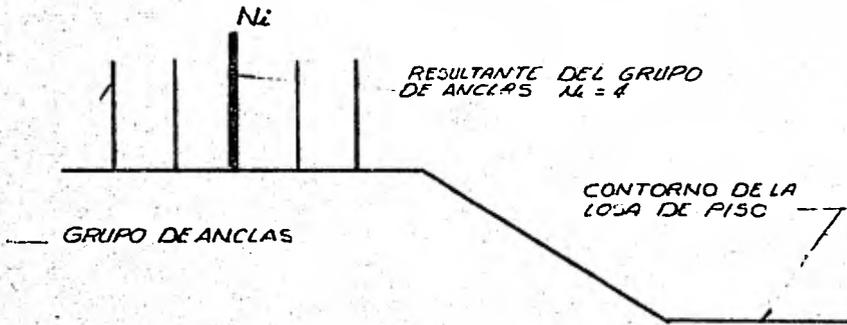
$$\tan \theta = \frac{S}{At e_u} + \frac{e_t}{e_u}$$

$$\theta = \text{Arc Tan} \left( \frac{S}{At e_u} + \frac{e_t}{e_u} \right) \quad (8.30)$$

ésta expresión nos define el valor del ángulo de inclinación - de la fuerza sísmica que produce el máximo esfuerzo para cada ancla en especial, ya que cada una de ellas tendrá un valor de  $\theta$  que le origine un esfuerzo máximo por lo cual es necesario analizar cada ancla aislada para su respectivo esfuerzo máximo.

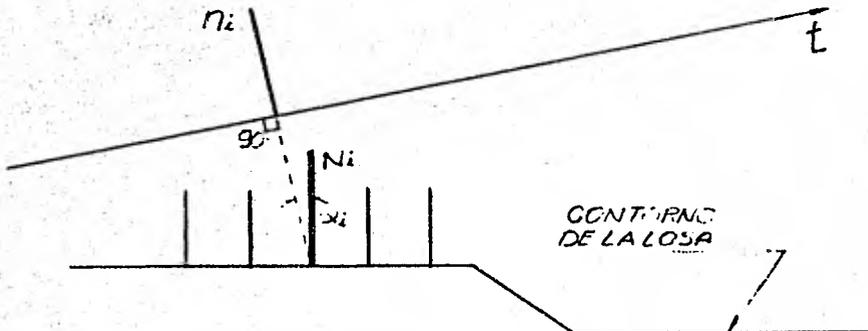
### 3.- CENTROIDE DE REACCION DE LAS ANCLAS.

El sistema de anclas puede trabajar en forma aislada o consideradas en grupos, en este último caso el efecto equivalente del grupo puede representarse por una sola actuando en su centroide, como se muestra en la siguiente figura:



Con la finalidad de obtener el valor de la excentricidad en dirección del eje  $t$ , es necesario calcular el centroide de todo el sistema de anclaje mediante el siguiente procedimiento :

a).- Proyectar sobre el eje  $t$  la componente de las anclas en dirección del eje  $u$ .



$n_i = N_i \cos \alpha_i$  : Area del grupo de anclas proyectada.

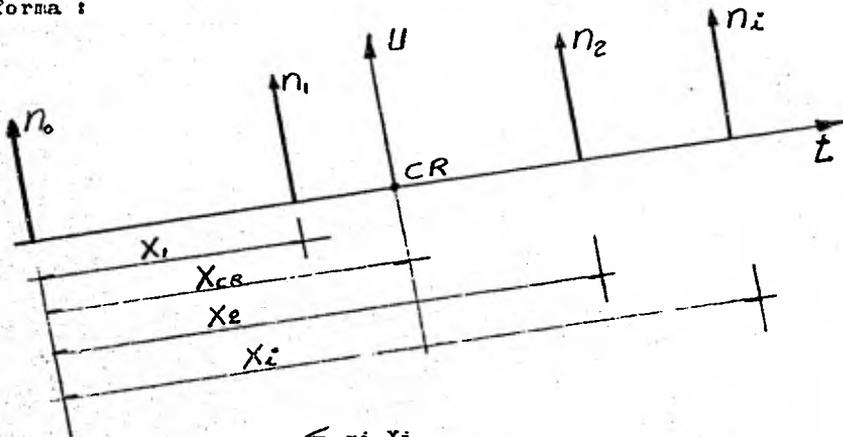
$N_i$  = Número de anclas : Area total del grupo de anclas.

b).- En el estudio interesan principalmente todas las componentes de la fuerza  $N_i$  en dirección del eje  $u$  que son las que resistirán los esfuerzos combinados máximos ya que las componentes en dirección del eje  $t$  serán resistidas por el suelo a esfuerzo cortante, el cual tiene una amplia capacidad para soportar este tipo de efectos.

Al área de cada ancla proyectada en dirección  $u$ , si se supone que tendrán una sección constante, se representará solo por un valor  $n_i$ , el cual estará representando dicha área proyectada según el ángulo  $\alpha_i$  correspondiente.

Se supondrá para cada ancla un área con valor unitario por varilla.

c).- Cálculo del centroide de anclas, tomando momentos estáticos con respecto a cualquier ancla, se recomienda tomarlo con respecto a cualquier ancla extrema de la siguiente forma :



$$X_{CR} = \frac{\sum n_i X_i}{\sum n_i}$$

de esta forma queda determinado el centro de reacciones del sistema de anclaje al cerro.

#### 4.- MOMENTO DE INERCIA Y MODULO DE SECCION DEL SISTEMA DE ANCLAS.

El momento de inercia o momento de segundo orden de un área con respecto a un eje dado puede definirse por la suma de los productos obtenidos al multiplicar cada elemento del área por el cuadrado de su distancia al eje dado.

$$I_x = \int y^2 dA$$

Para nuestro caso :

$$I_u = \int t^2 d n$$

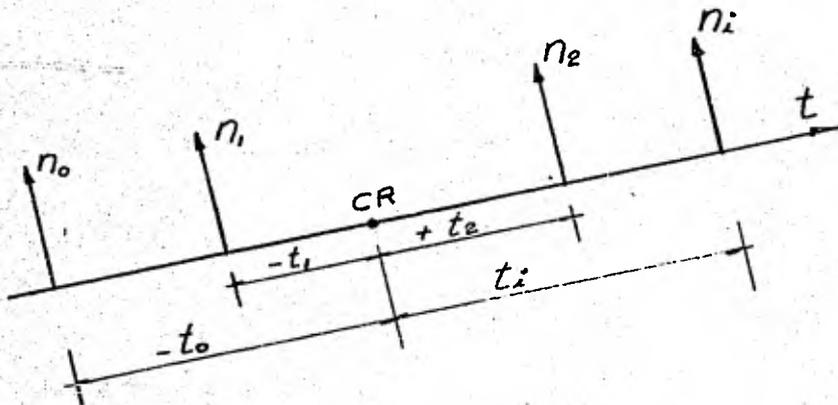
$$I_u = \sum_{i=0}^n n_i t_i^2$$

donde:

$I_u$  = Momento de inercia con respecto al eje u.

$n_i$  = Componente de las anclas en dirección u.

$t_i$  = Distancia del centroide de anclas a cada  $n_i$  .



$$I_u = \sum n_i t_i^2$$

El módulo de sección de todo el sistema de anclaje está dado por :

$$S = \frac{I}{Y}$$

$I$  = Momento de inercia con respecto a un eje dado.

$Y$  = Distancia del eje a cada punto considerado.

Para nuestro caso  $I = \sum n_i t_i^2$ ,  $Y = t_i$ , de donde:

$$S_i = \frac{\sum n_i t_i^2}{t_i}$$

$S_i$  = Módulo de sección en dirección  $t$ .

$t_i$  = Distancia del centroide de anclas a cada  $n_i$  correspondiente.

#### 5.- FUERZA AXIAL DE DISEÑO PARA LAS ANCLAS.

Conociendo el centro de reacciones del sistema de anclas se definen sus excentricidades que en combinación con el módulo de sección y el área total de anclas se calcula el ángulo  $\theta_i$  que produce para cada ancla un esfuerzo máximo  $f_d$ .

La fuerza actuante en cada ancla en dirección del eje  $u$  será:

$$F_{u_i} = f_{d_i} \cdot n_i$$

y la fuerza de diseño de cada ancla será la proyectada en dirección del ancla original y a su vez proyectado a  $45^\circ$  con respecto a la horizontal, de donde:

$$F_{d_i} = \frac{F_{u_i}}{\cos \alpha \cos 45^\circ}$$

El área de cada ancla queda expresada por :

$$A_{si} = \frac{F_{di}}{F_t}$$

$F_t$  = Esfuerzo permisible a la tensión del acero -  
incrementado por efectos accidentales en 1.5

Con fundamento a todos los conceptos expresados -  
anteriormente se efectúa el diseño del sistema de anclaje pa-  
ra el nivel del 4º piso representado en forma de tabla para -  
facilitar el cálculo y proporcionar mayor claridad en el pro-  
ceso de diseño.

En la figura VIII.3.b. se muestran el centro de -  
masas del entrepiso, obtenidas mediante la tabla VIII.3.c -  
así como el centro de rigidez con los cuales se obtienen las  
excentricidades en cada una de las direcciones. El proceso de  
cálculo para el diseño de las anclas se encuentra mostrado en  
la tabla VIII.3.d.

Las longitudes de las anclas se obtienen en base-  
a las fuerzas de diseño de cada ancla considerando el efecto-  
más desfavorable de los distintos modos de falla.

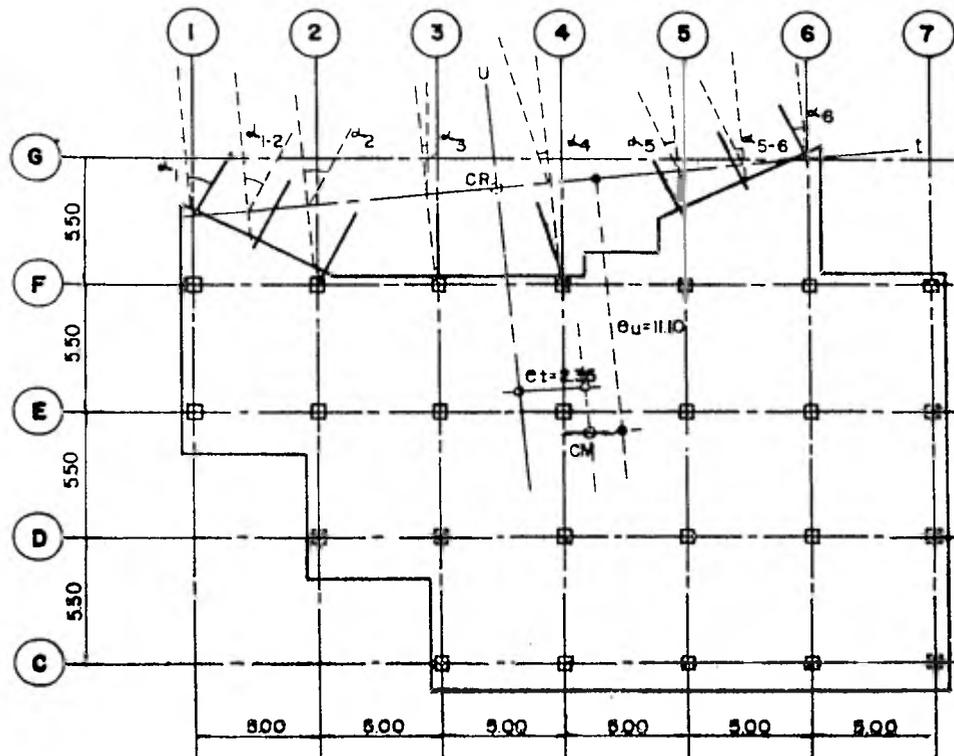


FIGURA. VIII.3.b. LOCALIZACION DE CENTROS DE RIGIDEZ Y DE MASAS.

EJES	1	2	3	4	5	6	7	$\Sigma W_i$	$Y_j$	$\Sigma W_i \cdot Y_j$
G						7.77		7.77	22.0	170.94
F	18.29	18.92	17.54	19.31	33.38	25.28	9.81	142.30	16.5	2347.45
E	15.70	24.33	31.63	31.63	31.63	31.63	17.63	189.09	11.0	2079.99
D		15.70	29.33	29.47	21.91	21.91	16.95	135.27	5.50	743.98
C			12.93	18.04	14.06	14.06	7.88	68.97	0	0.00
$\Sigma W_i$	33.99	63.95	91.43	98.45	100.98	100.62	51.98			
$X_i$	0	5.00	10.00	15.0	20.0	25.0	30.0			
$\Sigma W_i \cdot X_i$	0.00	319.75	914.30	1476.75	2019.6	2515.5	1559.4			

$$\bar{X} = \frac{\Sigma (\Sigma W_i \cdot X_i)}{\Sigma (\Sigma W_i)} = \frac{8805.3}{541.4} = 16.26 \text{ m}$$

$$\bar{Y} = \frac{\Sigma (\Sigma W_i \cdot Y_j)}{\Sigma (\Sigma W_i)} = \frac{5342.87}{541.4} = 9.87 \text{ m}$$

FIGURA VIII.3.C. CARGAS Y CENTROS DE MASA 4° NIVEL

DESCRIPCION	E J E S								SUMA
	1	1-2	2	3	4	5	5-6	6	
NI = NUMERO DE ANCLAS	1	1	1	1	1	1	1	1	
$\angle i$ = ANGULO QUE FORMA EL ANCLA CON LA NORMAL A LA CUERDA	33.5°	33.5°	33.5°	6.25°	9.25°	21°	21°	21°	
COS $\angle i$	0.834	0.834	0.834	0.994	0.987	0.934	0.934	0.934	
ni = NI · COS $\angle i$ PROYECCION DE LAS ANCLAS EN DIRECCION DEL EJE U	0.834	0.834	0.834	0.994	0.987	0.934	0.934	0.934	$\sum ni = 7.28$
XI = DISTANCIA DEL PUNTO I A LA FUERZA ni SOBRE LA CUERDA EN (m)	0	2.40	4.70	9.63	14.70	19.92	22.57	25.22	
ni · Xi = TOMANDO MOMENTO CON RESPECTO A I	0	2.00	3.919	8.573	14.508	18.597	21.071	23.545	$\sum ni Xi = 93.21$
	CENTRO DE REACCIONES = XCR = $\frac{\sum ni Xi}{\sum ni} = \frac{93.215}{7.283} = 12.798 \approx 12.80$								
	DATOS: eu = 11.10 m. et = 2.35 m. Fa = Cs · w = 0.15 × 541.4 = 81.21 ton.								
II = DISTANCIA AL CENTRO DE REACCIONES	-12.80	-10.40	-8.10	-3.17	1.90	7.12	9.77	12.42	
$II^2$	163.84	108.16	65.61	10.05	3.61	50.69	95.45	154.26	
ni · II <sup>2</sup> = MOMENTO DE INERCIA	136.64	90.21	54.72	9.99	3.56	47.35	89.15	144.08	$\sum ni II^2 = 575.78$
$S = \frac{\sum ni II^2}{\sum ni}$ MODULO DE SECCION	-44.98	-55.36	-71.08	-181.83	303.03	80.87	58.93	46.38	
$\theta$ max. = arc Tg $(\frac{S}{At} + \frac{e1}{eu})$ (EC.8.30)	37.53°	41.88°	47.49°	67.87°	75.83°	50.48°	43.28°	38.14°	
fd = $\frac{F1 \cdot S \cdot \sin \theta}{At} + \frac{F1}{2} (eu \cdot \cos \theta + e1 \cdot \sin \theta)$ (EC.8.29)	25.27	21.87	18.77	13.17	12.15	17.52	21.00	24.72	
F1 = ni · fd Fui = f $\angle i$ ni	21.08	18.24	15.65	13.09	11.98	16.36	19.61	23.09	
Fdi = $\frac{Fui}{\cos \theta} = V2$ (TON)	35.74	30.93	26.55	18.62	17.18	24.79	29.71	34.98	
Asi = $\frac{Fdi}{1.5 F1} \times 1000$ (CM <sup>2</sup> )	14.02	12.13	10.41	7.30	6.74	9.72	11.65	13.72	
$\phi$ = DIAMETRO DE VARILLA	13/4	13/4	11/2	11/4	11/4	11/2	11/2	13/4	

FIGURA VIII.3d CALCULO DE ANCLAS

b).- ZAPATAS.- El diseño de las zapatas se reduce a proporcionar las dimensiones adecuadas así como su refuerzo de tal manera que sean capaces de resistir las acciones que las columnas descargan sobre ellas.

Los elementos más importantes que rigen el diseño son los siguientes :

- a).- Flexión.
- b).- Cortante.
- c).- Penetración.
- d).- Adherencia.

La sección por sí sola resistirá todos los elementos mecánicos por cortante y penetración y el acero de refuerzo horizontal el esfuerzo de tensión producido por la flexión.

La capacidad de carga del suelo según los estudios del subsuelo en el Capítulo II, varía de acuerdo a la inclinación de la ladera (Fig. II.3.e.), para el caso que se presenta como criterio de diseño se efectúa en base a una inclinación menor de 30° por lo que la capacidad de carga útil se tomará como  $q_u = 30 \text{ Ton/m}^2$ .

Los elementos mecánicos de diseño se obtienen en base a los resultados del análisis estático de los marcos "C" y "4" reduciendo la carga viva para el diseño de la cimentación según lo especificado en el Capítulo IV.

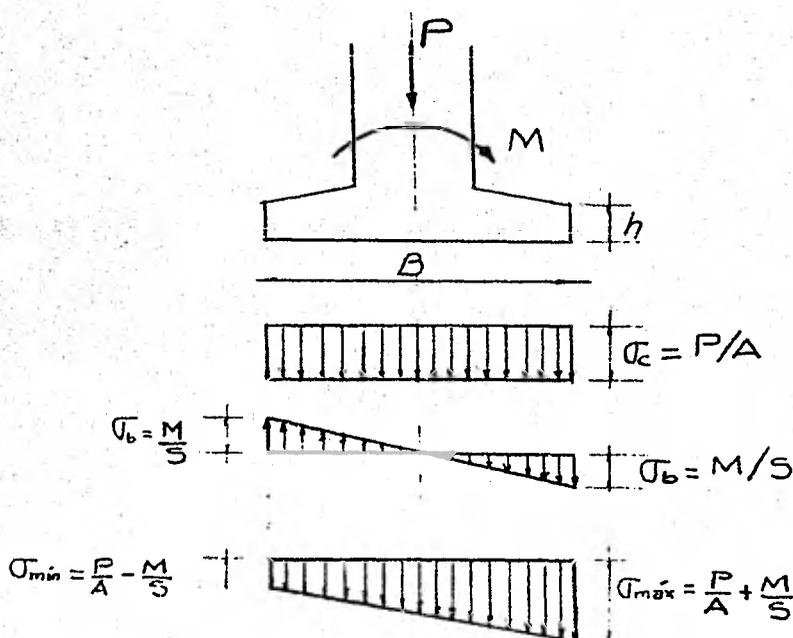
### 1).-- DESCRIPCION DE PROCESO DE DISEÑO.

El diseño de una zapata aislada se efectúa par—  
tiendo de los elementos mecánicos que le transmite la columna  
correspondiente.

Los esfuerzos en la base de la zapata al actuar —  
una carga y un momento sobre la columna, mismos que se trans—  
miten al suelo mediante la zapata, pueden calcularse mediante  
la fórmula de la escuadría:

$$f = \frac{P}{A} \pm \frac{M}{S}$$

El esfuerzo máximo no debe exceder de la capaci—  
dad de carga útil del suelo.



$$\sigma = \frac{P}{B^2} + \frac{M}{\frac{B^3}{6}}$$

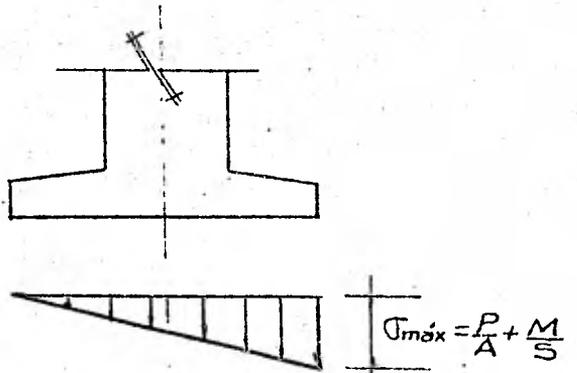
$$\sigma B^3 = P B + 6M$$

Si el momento es muy pequeño y se considera - con efectos despreciables en el incremento de esfuerzos en la base, el área de la base para una zapata cuadrada puede calcularse por :

$$A = \frac{P}{q_u}$$

donde  $q_u$  es la capacidad de carga útil del suelo considerada - para el diseño.

Sabiendo que el suelo no resiste esfuerzos de tensión y considerando el esfuerzo máximo producido cuando el esfuerzo de compresión es igual al de tensión se tiene :



en base a lo anterior:

$$\frac{P}{A} = \frac{M}{S}$$

pero :

$$S = \frac{bh^2}{6} = \frac{B^3}{6}$$

$$A = B^2$$

$$\frac{P}{B^2} = \frac{M}{B^3/6}$$

$$B = \frac{M}{P} \times 6$$

$$\frac{M}{P} = C$$

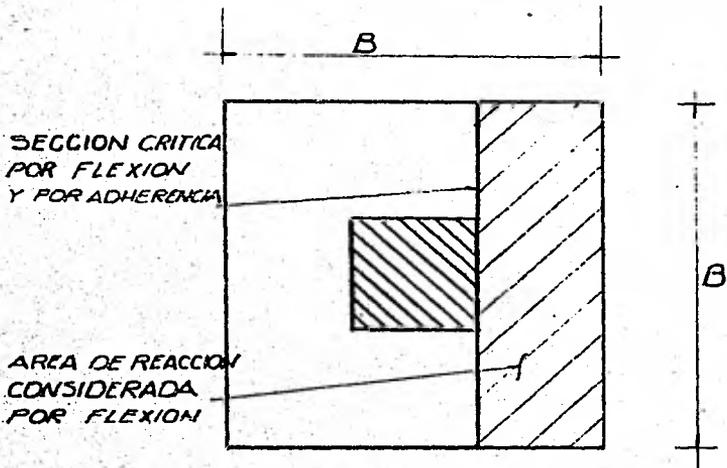
$$B \geq 6C$$

para que no se presenten tensiones en la base.

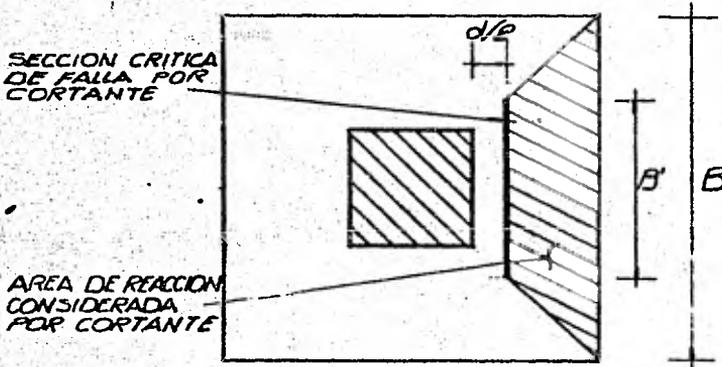
Una vez definidas las dimensiones en planta de la zapata en base a la capacidad de carga del suelo y haber verificado la inexistencia de tensiones en la base, pueden calcularse los esfuerzos de reacción del suelo mismos que actúan sobre la zapata produciendo sobre ella esfuerzos de flexión y cortante, con los cuales se dimensiona el peralte adecuado para resistir dichos efectos, revisando a la vez la penetración y la adherencia.

a).- FLEXION Y CORTANTE.— Para una zapata aislada

cuadrada, las zonas críticas de falla por flexión y cortante son las mostradas en la siguiente figura :



1).-- FLEXION.



2).-- CORTANTE.

FIG. VIII.4.c.-- ZONAS CRITICAS POR FLEXION Y CORTE.

En base a la distribución de la reacción del suelo puede tratarse a la zapata como una losa invertida apoyada sobre la columna, como se muestra en la figura VIII.4.d.

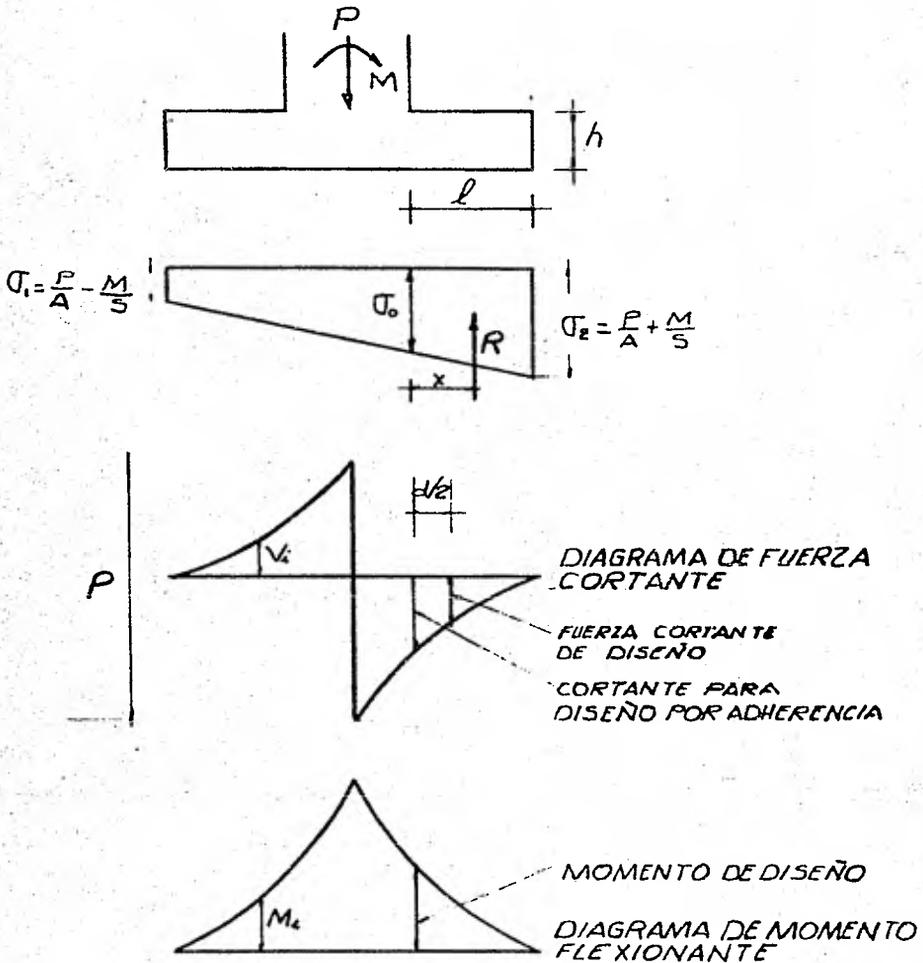


FIGURA VIII.4.d.

El peralte de la zapata por flexión se define mediante el momento flexionante :

$$d = \sqrt{\frac{M}{kF}}$$

y el área de acero puede calcularse considerándola como una viga en cantiliver :

$$A_s = \frac{M}{f_s j d}$$

Con el esfuerzo cortante admisible en el concreto de la zapata :

$$v_c = 0.5 \sqrt{f_c'}$$

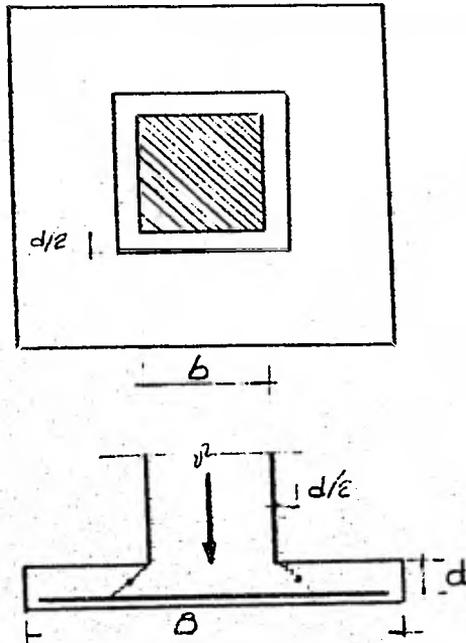
calculamos el peralte necesario por esfuerzo cortante :

$$v_a = \frac{V}{A} = \frac{V}{B \cdot d}$$

si  $v_a = v_c$

$$d = \frac{V}{v_c B}$$

b).-- PENETRACION.-- La superficie crítica de falla por penetración se considera localizada a medio peralte del paño del apoyo de la zapata, es decir a  $d/2$  del paño del pedestal o de la columna en su caso, por considerarse como losa.



SUPERFICIE DE FALLA POR PENETRACION.

El esfuerzo de penetración no es más que el esfuerzo producido por tensión diagonal, por tanto el esfuerzo permisible es :

$$\sigma_p = 0.5 \sqrt{f_c}$$

y el esfuerzo actuante en la superficie crítica de falla está dado por :

$$\sigma_p = \frac{P}{A_p}$$

donde :

$P$  = Carga axial que descarga la columna.

$A_p$  = Area de la sección crítica de falla por penetración.

$p$  = Esfuerzo permisible del concreto por tensión diagonal.

El área crítica por penetración según la figura -  
es :

$$A_p = 4 ( b+d ) d$$

$$A_p = 4 bd + 4 d^2$$

pero:

$$A_p = \frac{P}{U_p}$$

$$\frac{P}{U_p} = 4 bd + 4 d^2$$

$$d^2 + bd - \frac{P}{4 U_p} = 0$$

$$d = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 + \frac{4P}{U_p}}}{2}$$

$$d = \frac{-b \pm \sqrt{b^2 + P/U_p}}{2}$$

lo cual nos proporciona el peralte necesario por penetración en función del ancho del pedestal, la carga actuante de la columna y el esfuerzo resistente del concreto por tensión diagonal.

c).- ADHERENCIA.- Una vez definido el refuerzo de la zapata por flexión, y conociendo la fuerza cortante al pa-

ño del pedestal o de la columna originado por un área de reacción similar al considerado por flexión, mostrado en la figura VIII.4.d. Si se supone que los esfuerzos de adherencia " $\mu$ " están distribuidos uniformemente entre dos secciones cualquiera próximas entre sí, el equilibrio de una longitud corta de

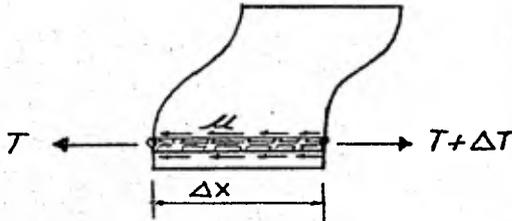


FIGURA VIII.4.f.

varilla ( Figura VIII.4.f.) requiere que :

$$\Delta T = \mu \sum o \Delta x \quad (8.31)$$

por otro lado, la fuerza " $T$ " de tensión interna debe variar en la misma proporción que el momento flexionante externo " $M$ "

$$\begin{aligned} \Delta K &= V \cdot \Delta X \quad \text{en consecuencia,} \\ \Delta T &= \frac{\Delta M}{jd} \quad (8.32) \end{aligned}$$

Igualando (8.31) con (8.32)

$$\begin{aligned} \mu \sum o \Delta x &= \frac{V \cdot \Delta x}{jd} \\ \mu a &= \frac{V}{\sum o jd} \quad (8.33) \end{aligned}$$

El esfuerzo de adherencia actuante debe ser menor o igual que el permisible en función de la calidad del concre-

to y del diámetro de la varilla utilizada.

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{f_c'}}{\phi} \leq 35 \text{ Kg/cm}^2$$

$\phi$  = Diámetro de la varilla utilizada.

si utilizamos para la zapata un  $f_c' = 250 \text{ Kg/cm}^2$

$$\mu = \frac{3.2 \sqrt{250}}{\phi} = \frac{50.60}{\phi}$$

igualando el esfuerzo de adherencia actuante con el permisible

$$d = \frac{V}{\mu \sum_o j} = \frac{V \phi}{50.60 \sum_o j}$$

la expresión anterior nos define el peralte necesario por adherencia mismo que se compara con los resultados anteriores y se concluye el peralte real de la zapata.

Con la finalidad de ejemplificar todo lo expuesto anteriormente, se efectúa el diseño de la zapata correspondiente a la columna 4-C para la cual se tienen los siguientes datos :

$$P = 130 \text{ Ton.}$$

$$M = 0.045 \text{ T-M.}$$

Las constantes de diseño son las obtenidas en el Capítulo V.

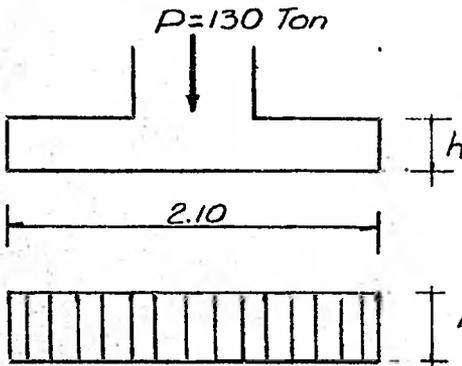
Puede observarse que el momento estático es despreciable para el cálculo de la cimentación, además el momento sísmico es nulo, por lo que el esfuerzo de reacción del suelo es uniforme.

El área de contacto de la zapata con el suelo para que no rebase su capacidad de carga es :

$$A = \frac{P}{q_u} = \frac{130 \text{ Ton}}{30 \text{ Ton/M}^2} = 4.33 \text{ M}^2$$

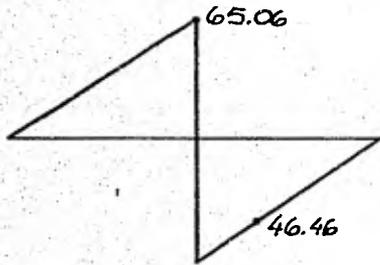
$$\underline{B = 2.10 \text{ M}}$$

ELEMENTOS MECANICOS SOBRE LA ZAPATA PARA FLEXION Y ADHERENCIA

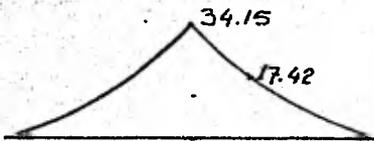


ESFUERZOS

$$P/A = \frac{130}{2.10 \times 2.10} = 29.5 \text{ T/m}^2$$



FUERZA CORTANTE



MOMENTO FLEXIONANTE

PERALTE POR PENETRACION.

$$\sigma_c = 0.5 \sqrt{f_c'} = 0.5 \sqrt{250} = 7.90 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d = \frac{-60 + \sqrt{60^2 + \frac{130,000}{7.90}}}{2}$$

$$d = \frac{-60 + 141.62}{2} = 40.8 \approx 40 \text{ cm.}$$

PERALTE POR FUERZA CORTANTE.

$$d = \frac{V}{\sigma_c B'} \qquad B' = b + d$$

$$= 60 + 40$$

en donde V es el valor de la fuerza cortante a la sección crítica calculada por :

$$V = \left( \frac{B + B'}{2} \right) \left( \frac{B}{2} - d/2 - b/2 \right) q$$

$$V = \left( \frac{2.10 + 1.0}{2} \right) \left( \frac{2.10}{2} - \frac{0.40}{2} - \frac{0.60}{2} \right) 29.5 = 25.15 \text{ Ton}$$

$$d = \frac{251.50 \text{ Kg}}{7.9 \text{ Kg/cm}^2 \times 100 \text{ cm}} = 31.83 \text{ cm.}$$

Rige peralte por penetración.

PERALTE POR MOMENTO.

$$d = \sqrt{\frac{17.42 \times 10^5}{19.63 \times 210}} = 20.45 \text{ cm.}$$

Sigue rigiendo peralte por penetraci6n.

$$A_s = \frac{17.42 \times 10^5}{1700 (0.883) \cdot (40)} = 24 \text{ cm.}^2$$

Usando varilla de  $\phi$  5/8"

$$S = \frac{210 (1.97)}{24} = 17 \text{ cm.}$$

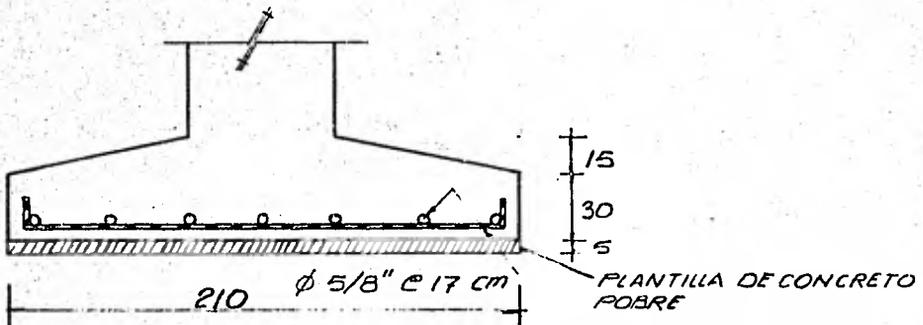
PERALTE POR ADHERENCIA.

$$\mu = \frac{50.60}{1.56} = 32 \text{ Kg/cm}^2$$

$$\Sigma o = 4.90 (13) = 63.7 \text{ cm}$$

$$d = \frac{46,460}{32 (63.7) (0.883)} = 26 \text{ cm.}$$

En consecuencia rige el peralte por penetraci6n y finalmente la zapata queda :



## IX.- CONCLUSIONES.

Del estudio realizado para el proporcionamiento de un criterio estructural para el diseño de edificios localizados en la ladera de un cerro cuyas características topográficas y del subsuelo fueron descritas en sus capítulos correspondientes, se puede concluir lo siguiente :

a).- La necesidad de anclar la estructura al cerro surgió bajo los problemas de desplazamientos acumulados en los niveles superiores, los cuales eran de carácter representativo para las columnas que se desplantaban en dichos niveles, con lo cual no era posible considerar el estructuramiento a base de marcos rígidos con desplazamientos laterales no restringidos.

Con la opción de sujetar el edificio al cerro mediante un sistema de anclaje se logró eliminar los desplazamientos relativos entre niveles con lo cual la estructura quedó sujeta solamente a la acción de cargas gravitacionales con todas las ventajas estructurales que esto implica.

En base a lo anterior, el edificio se mueve de acuerdo a la aceleración del suelo, la cual se supone constante para todos los niveles, siendo la aceleración en cada masa de piso la correspondiente del suelo.

b).- El problema principal de este tipo de estructuras, radica en el diseño de la cimentación horizontal, es decir, en el estudio del sistema de anclaje considerando las direcciones más desfavorables de los efectos sísmicos actuando directamente en cada una de las masas del entrepiso.

c).- Se eliminaron al máximo las excavaciones en el granito, ya que además de originar problemas de excavación en roca se obtiene una construcción en menos tiempo, con lo cual se tiene un gran ahorro económico.

d).- Para el caso elegido como ejemplo de desarrollo, se observa que la longitud del ancla está regida por la necesaria de acuerdo a la adherencia del suelo con el concreto expansivo de amarre del ancla, ya que el esfuerzo cortante del suelo es capaz de resistir la tensión del ancla fallando antes por adherencia suelo - concreto, sin embargo, si se elige otro diámetro del barrenado mayor al considerado (3") puede llegarse al equilibrio de resultados.

Puede observarse además de la comparación de resultados en la longitud del ancla por corte del suelo y por adherencia suelo - concreto, que para fuerzas de tensión menores de 10 Ton. es más desfavorable por corte que por adherencia, y todo lo contrario para fuerzas mayores a ésta.

En base a estos resultados, puede juzgarse la —

elección del diámetro del barreno, la resistencia del concreto ( $f^c$ ) y la necesidad de poner topes en las anclas para absorber la diferencia de tensión de adherencia entre el concreto y el ancla.

e).- La dirección más desfavorable del sismo está en función de los centros de masas y de reacciones de las anclas por cada entrepiso, las cuales dependen de dirección de anclas, diámetros y geometría de la placa de piso.

f).- Las zapatas de cimentación están sujetas a carga axial y momento estático producido por el giro de las trabes, con lo cual los esfuerzos en la base se reducen considerablemente al eliminar el efecto sísmico sobre ellas, con esto se consiguen dimensiones menores y refuerzo muy reducido.

En general, puede decirse que la solución al problema desarrollado se encuentra dentro de los fines Ingenieriles al definir el comportamiento físico de la estructura bajo todas las solicitaciones actuantes, ya que la simplicidad de la estructuración conduce a definir una seguridad en los resultados de los cálculos.

TENSION DEL ANCLA (KG)	LONGITUD MINIMA PERMITIDA DEL ANCLA EN (cm)		
	FOR CORTE DEL SUELO	FOR ADHERENCIA SUELO-CONCRETO	FOR ADHERENCIA CONCRETO-ANCLA
1,000	20	17	6
2,000	28	34	13
5,000	45	85	31
10,000	63	170	63
15,000	77	254	94
20,000	89	338	126
30,000	109	508	189
50,000	141	847	314

FIGURA IX.a. RESUMEN DE RESULTADOS DE LONGITUD DE ANCLAS.