

870115

20

2e^a

UNIVERSIDAD AUTONOMA DE GUADALAJARA

Incorporada a la Universidad Nacional Autónoma de México

ESCUELA DE INGENIERIA



TESIS CON
FALLA DE ORIGEN

CALCULO Y DISEÑO DEL ESTACIONAMIENTO DEGOLLADO
DE 7 PISOS EN EL CENTRO DE LA CIUDAD
DE GUADALAJARA.

TESIS PROFESIONAL

QUE PARA OBTENER EL TITULO DE
INGENIERO CIVIL
P R E S E N T A
MARIO GUSTAVO TELLO OLMOS

GUADALAJARA, JALISCO

1986



UNAM – Dirección General de Bibliotecas Tesis Digitales Restricciones de uso

DERECHOS RESERVADOS © PROHIBIDA SU REPRODUCCIÓN TOTAL O PARCIAL

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

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

I N D I C E

CAPITULO		Pág.
I	ANTECEDENTES Y NECESIDADES	1
II	ANALISIS DEL SITIO	5
	2.1. Antecedentes	5
	2.2. Pozos de Exploración y Muestreo	6
	2.3. Materiales encontrados	6
	2.4. Nivel de las primeras aguas freáticas	9
	2.5. Principales propiedades físicas y mecánicas de los materiales	10
	2.6. Ensayos de resistencia normal a la penetración	10
	2.7. Obtención de la resistencia del suelo	11
	2.8. Conclusiones	12
III	ESPECIFICACIONES Y REGLAMENTO	14
IV	ANALISIS DE CARGAS MUERTAS Y VIVAS Y PRE-DISEÑO	21
	4.1. Estructura	21
	4.2. Cargas muertas y vivas	26
	4.3. Tableros tipos	26
	4.4. Cargas para cada tablero tipo	29
	4.5. Vigas secundarias para zonas de elevadores y escaleras	33
	4.6. Losas tipos	35
	4.7. Análisis de trabes secundarias	38
	4.8. Prediseño	41
V	ANALISIS SISMICO POR METODO ESTATICO	62
	5.1. Introducción	62

	5.2. Número de temblores por año	63
	5.3. Ondas sísmicas	64
	5.4. Magnitud, intensidad y efectos de los sismos	65
	5.5. Intensidad de sismos en México	68
	5.6. Análisis estático	69
	5.7. Sismo por torsión	85
VI	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA	95
	6.1. Introducción	95
	6.2. Variables principales	96
	6.3. Análisis de sistemas de piso	98
	6.4. Método de análisis	98
	6.5. Columnas	114
	6.6. Trabes	123
	6.7. Losas	131
VII	ANÁLISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION	138
	7.1. Cargas	138
	7.2. Tipo de cimentación	138
	7.3. Cortantes y momentos en losas y trabes de cimentación	139
	7.4. Zapata Z-3	
VIII	CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA	148

CAPITULO I

ANTECEDENTES Y NECESIDADES

Guadalajara es la primera ciudad de la República Mexicana después de la ciudad de México y capital del estado de Jalisco, conocida también como "LA PERLA DE OCCIDENTE", Perla por la belleza de tipo colonial y de Occidente, por encontrarse localizada en la parte oeste de la meseta central del país. Así mismo se le conoce como "Guadalajara la Blanca", "La sin par Guadalajara", o "La Perla Tapatía". Guadalajara significa "CORRIENTE DEL RIO SOBRE ROCAS".

Guadalajara tomó su nombre de la ciudad española llamada así, nombre puesto a la misma en honor a Don Nuño Beltrán de Guzmán que era originario de ese lugar de España.

Anteriormente, la ciudad ocupaba otro sitio y otro nombre. Fue fundada en 1520 por Cristóbal de Oñate a inmediaciones de Nochistlán, con el nombre de Villa del Espíritu Santo.

Posteriormente se trasladó a Tlacotlán en 1533, donde se elevó a la categoría de Ciudad.

Finalmente, en 1542 se fundó en el lugar que hoy ocupa el Valle de Atemajac.

Los primeros cimientos fueron colocados por Don Antonio de Mendoza. El primer caserío se estableció sobre el lado oriente del río de San Juan de Dios, en el barrio de Analco.

Guadalajara fue poblada en 1543 por 63 familias ; en 1823 tenfa 46,804 habitantes; en 1900 tenfa 101,208 , en 1940 subi6 a 229,235; en 1950 el censo marc6 372,970 habitantes; en 1955 su poblaci6n se calculaba en 485,000 y actualmente como resultado de los 6ltimos censos, Guadalajara tiene una poblaci6n aproximada de 2.5 millones de habitantes, que la hacen despu6s de la ciudad de M6xico, la ciudad m6s populosa.

La historia de Guadalajara se remonta a m6s de -- cuatro siglos, su fama de abolengo como ciudad culta se mantiene a6n en primer plano; la ciudad ha sido teatro - de trascendentales acontecimientos hist6ricos, algunos - de los cuales han determinado cambios radicales en la vida cultural, polftica y social de M6xico.

Guadalajara es una ciudad de amplias avenidas, -- espaciosos y hermosos parques, plazas y monumentos hist6ricos, palacios coloniales en donde hicieron gala los -- maestros de la arquitectura churrigueresca y m6ra, hermosas casas de tipo colonial y modernas zonas residenciales, siendo caracterfstica su fisonomfa colonial, mexicana, europea y cosmopolita que la colocan como la primera capital de la provincia mexicana".

Guadalajara tiene una altura de 1,546 metros sobre el nivel del mar, localizada en la parte central de Jalisco, a los 20°40'32" de latitud norte y a los - - - 103°23'9" de longitud al oeste del meridiano de Greenwich.

La temperatura promedio es: m6xima 38°C; mfnima - 6°C y media de 19°C a 22°C y con una precipitaci6n pluvial de 850 mm anuales en promedio.

NECESIDADES

El desenvolvimiento de los principales centros urbanos trae como consecuencia problemas cada vez mayores en número y más complicado en todas las actividades culturales, comerciales, industriales, etc.

Sobre todo en las poblaciones afecta mucho el crecimiento en todos sus aspectos, por el aumento considerable en las necesidades de la vida diaria.

Son muchos los problemas que se presentan a la Ingeniería, tomando en cuenta a todos los habitantes de la ciudad y la gran afluencia turística que a ésta tenemos, es necesario enfocarnos a una gran realidad. La Ingeniería Civil se hace absolutamente necesaria en cualquier parte y mayormente en el desarrollo de los grandes centros urbanos, entre los cuales hago mención básicamente de los estacionamientos a lo cual va encaminado mi estudio.

Es necesario fortalecer la demanda que tienen los estacionamientos, ya que de su buen uso depende y se desprende una solución a los problemas que afronta la vialidad.

Observamos que el renglón de vialidad es el que tiene mayor importancia ya que una ciudad como ésta, de gran importancia habitacional, industrial y turística está siendo ya insatisfactoria para lograr una forma ágil en el traslado sobre todo en el centro de la ciudad, puesto que es ahí de donde tienen que trasladarse todas o casi todas las personas a sus diferentes ocupaciones: estudiantes, trabajadores, profesionistas, etc.

El aumento considerable de automóviles en la ciudad es de un 20% con respecto al año anterior, y el incremento de los automóviles que se concentran en el centro de la ciudad es de un 7% mayor al anterior, y es ahí exactamente donde se encuentra el mayor movimiento industrial y financiero del estado y es precisamente en donde ya no hay espacios libres.

Resulta pues insuficiente la propiedad raíz y en el valor de la construcción se proyectan los estacionamientos en áreas pequeñas, haciéndolos esbeltos, dentro de los cuales se trata de aprovechar al máximo los espacios.

El motivo principal que me induce a presentar esta obra es agilizar la circulación e incrementar la seguridad de los transeúntes.

La capacidad de este estacionamiento es de 285 automóviles que aliviaría aproximadamente 18 cuadras de estacionamiento en la calle. Con esto, tendríamos que en las calles de un solo sentido, habrá un carril más en 18 cuadras o en el caso que fuera doble la circulación, aliviaría aproximadamente 9 cuadras que darían una vialidad más ágil en el centro de la ciudad.

La cantidad máxima de carros que una cuadra puede albergar en su terreno es de 1,516 mt². y son 50 automóviles, es decir, que tenemos un gran déficit en lo que a estacionamientos se refiere, y es por eso que trato de dar una solución.

CAPITULO II

ANALISIS DEL SITIO

2.1. ANTECEDENTES

En la ubicación que mencionamos para la edificación de un estacionamiento para automóviles de 8 niveles que será de concreto reforzado, al igual que su cimentación y para que la cimentación trabaje adecuadamente para soportar la construcción, se ha hecho necesario conocer las principales propiedades físicas y mecánicas del subsuelo donde se desplantará la cimentación.

Dentro de las propiedades que determinaremos de los tipos de suelo que se encuentren en el subsuelo será sus pesos volumétricos, límites de Atherberg, ángulo de fricción, cohesión, coeficiente de permeabilidad, densidad relativa y capacidad de carga, mediante muestras que se obtendrán en el campo y se buscarán las propiedades antes mencionadas en el laboratorio.

En el lugar se llevarán a cabo ensayos de penetración standard a la penetración normal con el martinete de 140 libras, con su altura de caída de martinete de 75 cms. y muestreador partido de dos pulgadas tipo terzaghi.

Ya con los resultados obtenidos de estos ensayos y pruebas de laboratorio, se ven las conclusiones para el diseño adecuado de la cimentación de la estructura.

2.2. POZOS DE EXPLORACION Y MUESTREO

En la Fig. 2.1 se muestra la localización de los tres pozos de exploración y muestreo que se hicieron; estos tres pozos se escogieron tratando que además de que quedaran dentro del área por construir, también fueran un muestreo que nos diera información acerca de toda el área.

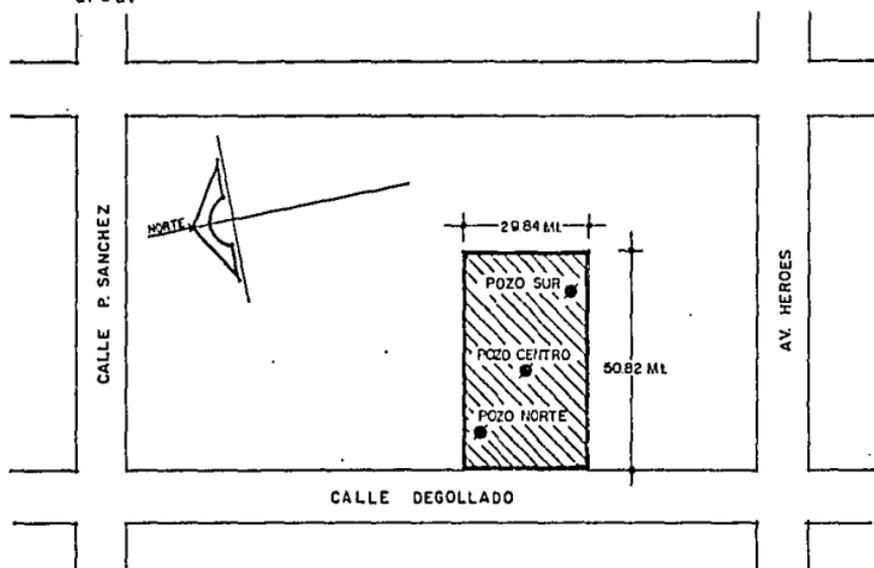


FIG. 2.1. LOCALIZACION

2.3. MATERIALES ENCONTRADOS

Para ver los materiales encontrados y como están localizados en el subsuelo, en la Fig. 2.2 se muestra el perfil estratigráfico obtenido y las características de cada uno de los materiales encontrados y son los siguien

tes:

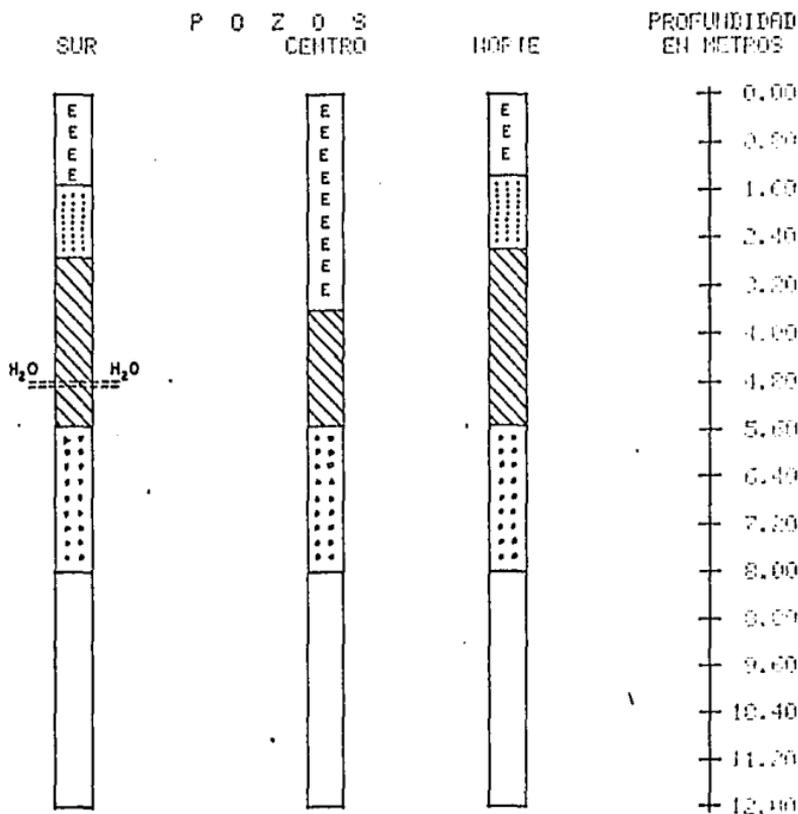
ESCOMBRO: Fue el primer estrato que se aprecia y que consiste en los residuos de escombros de cimentaciones anteriores y que tiene como espesor máximo de tres - sesenta metros, en el pozo centro.

POMEX: Como segundo estrato obtuvimos pómex, que consisten éstos en cenizas volcánicas intemperizadas, - donde los gases de combustión fueron atrapados durante - el proceso de enfriamiento dando lugar a la estructura - porosa que es la característica de los materiales pomfícos.

ARENAS LIMOSAS: Fue el tercer estrato encontrado consistente en una variedad de materiales friccionantes - cuya granulometría cubre la gama de las arenas finas y - de los limos gruesos, y sus colores que van del amarillo ocre al café.

JAL FINO BLANCO: Es el cuarto estrato encontrado y consiste en un tipo de arena pomfítica fina, de mediana compacidad; húmedo en los pozos centro y norte y saturado en el pozo sur.

ARENAS JALOSAS: Quinto estrato consistente en -- una variación de los materiales pomfíticos y friccionantes de lugar, de compacidad creciente con la profundidad y de granulometría variable.



CLAVE DE LAS REPRESENTACIONES GRAFICAS

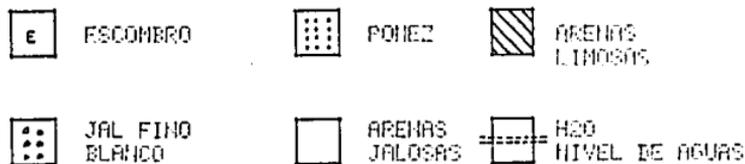


FIG. 2.2 PERFILES ESTRATIGRAFICOS DEL SUBSUELO

2.4. NIVEL DE LAS PRIMERAS AGUAS FREATICAS

El nivel de las primeras aguas freáticas apareció solamente en el pozo sur indicado dentro de la Fig. 2.1 a la profundidad de 4.80 mts. en tanto que los otros dos pozos a esta profundidad sólo se mostraron las arenas húmedas aunque no se instaló una estación piezométrica, ni se aforó el pozo, se estima que proviene de un lente permeable de poco gasto y que no será difícil abatir mediante el bombeo adecuado.

En los pozos centro y norte el nivel de las primeras aguas freáticas se encontró a la profundidad de 8 metros.

Se estima que la cimentación empleada no será a mucha profundidad, pero sí existe la posibilidad de que al abrir una excavación profunda, de que la subpresión del peso del material extraído libere la presión de porohidrostática y el nivel de agua se empareje a los 4.80 mts. de profundidad.

Si se llegara a excavar a mayor profundidad que la de las aguas freáticas, deberá tenerse cuidado de introducir puntas coladoras abajo del fondo de la excavación proyectada, de manera que no exista una componente de succión hacia arriba, y de que no se afloje el subsostrato inferior de apoyo, por extracción indebida de material fino.

2.5. PRINCIPALES PROPIEDADES FISICAS Y MECANICAS DE LOS MATERIALES

PROPIEDAD	UNIDAD	ARENAS LIMOSAS	JAL FINO BLANCO	ARENAS JALOSAS
Peso vol. seco	Kg/m ³	1.300	1.100	1.200
Densidad sólidas	Tantos	2.0	1.8	1.9
Porosidad	%	35.0	39.0	36.7
Relación de vacíos	Tantos	0.54	0.64	0.58
Límite de líquido	%	22	15	18
Límite plástico	%	10	10	10
Índice plástico	%	12	5	8
Cohesión	Kg/m ²	nula	nula	nula
Ángulo de fricción int.	α	30	32	34
Coefficiente de permeabilidad	Cm/seg	2*10 ⁻⁴	4*10 ⁻³	5*10 ⁻³
Densidad relativa	Tantos	0.65	0.62	0.7
Contracción lineal	%	inaprec	inaprec	inaprec
Sensitividad	Tantos	1.0	1.0	1.0
Clasificación.	sucs	sp	sn	sw
		Arenas mal Graduadas	Arenas limosas	Arenas bien gra duadas

2.6. ENSAYOS DE RESISTENCIA NORMAL A LA PENETRACION

Se presenta en número de golpes que se le dieron al martinete, para cada pie de hundimiento de la penetración del muestreador, de acuerdo con los ensayos de resistencia normal a la penetración.

Prof.en Mts.	Pozo norte	Pozo centro	Pozo sur
4.00	14	14	14
4.50	15	15	15
5.00	16	16	16
5.50	17	17	17
6.00	18	18	18
6.50	19	19	19
7.00	20	20	20
7.50	21	21	21
8.00	21	21	21
8.50	21	21	21
9.00	21	20	21
9.50	21	22	22
10.00	23	23	23
10.50	24	24	24
11.00	25	24	25
11.50	26	25	25
12.00	15	26	26

2.7. OBTENCION DE LA RESISTENCIA DEL SUELO.

A esta resistencia del suelo a la compresión también se le suele llamar fatiga y se obtiene dividiendo el número de golpes necesarios para hundir el penetrómetro standard un pie/entre 8 y así nos da la compresión del terreno a la profundidad deseada en que se hizo la prueba.

$$\text{Fatiga} = \frac{\# \text{ de golpes}}{8} \quad \text{ASTM-1586-67 (1976)}$$

Sacamos a continuación la fatiga del terreno en Kg/cm^2 a cada uno de los pozos a cada 1.00 mt.

PROF. EN METROS	POZO NORTE	POZO CENTRO	POZO SUR
4.00	1.75	1.75	1.75
5.00	2.00	2.00	2.00
6.00	2.25	2.25	2.25
7.00	2.50	2.50	2.50
8.00	2.63	2.63	2.63
9.00	2.63	2.50	2.63
10.00	2.88	2.88	2.88
11.00	3.13	3.00	3.13
12.00	3.25	3.25	3.25

2.8. CONCLUSIONES

De acuerdo con los resultados anteriores las conclusiones en torno al diseño de la cimentación para la estructura proyectada son las siguientes:

2.8.1. La resistencia del suelo de acuerdo a los ensayos de penetración standard se considera que fue muy buena y se tomará una profundidad de desplante de 5 mts. en que existe una fatiga del terreno de 2.00 Kg/cm^2 que es igual a 20.0 ton/m^2 , en que se considera un terreno - MUY FIRME.

2.8.2. Ya viendo la tan buena resistencia del terreno a la compresión, vemos que en nuestro caso tenemos la oportunidad de utilizar varios tipos de cimentación, ya sea zapatas aisladas, zapatas ligadas, continuas, individuales, combinadas o de plataforma; cualquier siste-

ma utilizado nos proporcionaría buenos resultados, pero el sistema que se decida a utilizar se verá en el capítulo que corresponde a la cimentación ya habiendo obtenido el total de descarga de cargas sobre ella.

2.8.3. Si hubiera excavaciones a mayor profundidad del nivel de aguas freáticas, como ya habíamos indicado, se tendrá el cuidado de no succionar los materiales finos; además deberá tenerse el cuidado de proteger las construcciones vecinas apuntalándolas y recimentándolas donde se utilice, de manera que no sufran daño durante la excavación.

2.8.4. La profundidad de desplante que se tomó -- fue de 5 mts. por abajo del nivel de la calle, pero vemos que el esfuerzo permisible, en toneladas por metro cuadrado no deberá exceder al número de golpes por pie - en la tabla de resistencia normal a la penetración, puesto que existe una relación de uno a uno entre ambos valores.

Así para una profundidad de desplante de cinco metros a la que se desplantará la cimentación, el esfuerzo que nos resultó fue de 20.0 ton/m².

CAPITULO III

ESPECIFICACIONES Y REGLAMENTO

CARGAS Y FACTORES DE SEGURIDAD: Al diseñar una estructura de concreto reforzado para cargas de trabajo, los miembros se proporcionan de tal manera que, como resultado de la aplicación de esas cargas, el esfuerzo en el concreto resulta una fracción de su resistencia a la compresión, y el esfuerzo en el acero de refuerzo es así mismo, una fracción del esfuerzo en el límite de fluencia o de la resistencia final del acero. El recíproco de esta fracción es el llamado "factor de seguridad", -- aunque resulta más adecuado designarlo como el "factor de los esfuerzos", toda vez que en realidad sólo conocemos cuál es el factor de seguridad de los materiales respecto a su resistencia de ruptura o de fluencia. Esto es, si se tiene un factor de seguridad de los esfuerzos -- digamos de 2.5 no existe garantía alguna de que la estructura sea capaz de soportar 2.5 veces las cargas de trabajo aplicadas. Para poder determinar el factor de seguridad real de la estructura, es necesario que se conozca la carga que provoca el colapso de ella.

Sin embargo, el proceso se invierte al diseñar, -- debiendo el diseñador decidir la relación que deben guardar la carga última y la de trabajo, de tal forma que la estructura posea un margen de seguridad adecuado.

La relación entre la carga última y la carga de trabajo es el factor de carga. Los reglamentos actuales dan valores para los factores de carga que deben considerarse en el diseño, atendiendo el estado límite que --

interviene en cada parte del mismo.

Al considerar la seguridad de la estructura, deben considerarse dos aspectos principales: la probabilidad de falla y las consecuencias de la misma.

Por otra parte, si la estructura falla o en forma más general, queda en condiciones que no le permitan servir adecuadamente, ello dependerá de un diverso número de factores que la han convertido en una estructura insegura.

Estos factores pueden ser: inexactitud en el conocimiento de los valores de las cargas superpuestas vivas y de algún otro tipo, que la estructura tendrá que soportar durante su vida útil; inexactitud en las hipótesis fundamentales y en el análisis estructural; inexactitud en las hipótesis que se introducen al diseñar, en lo referente a las propiedades fundamentales del concreto y del acero; lo riguroso de la supervisión y control que se tenga con la calidad de los materiales y de la ejecución de la obra, así como el posible deterioro de la estructura en el transcurso del tiempo.

Todos estos factores que pueden conducir a la inseguridad de colapso de la estructura, son de naturaleza aleatoria y por consiguiente resulta razonable introducir el concepto de probabilidad al establecer métodos para la determinación de la seguridad de la estructura.

De hecho, el problema consiste en mantener la probabilidad de colapso o de capacidad para prestar servicio, dentro de un límite permisible, lo cual involucra ciertos aspectos que deben considerarse, tales como:

costo de la construcción, mantenimiento de la estructura, seguros contra diversos riesgos, consideraciones de tipo psicológico, etc.

El objeto de aplicar la teoría de las probabilidades en el proceso de diseño, es el de obtener un costo óptimo en la construcción, al mismo tiempo que contar con la probabilidad necesaria para evitar que se alcancen los estados límites más relevantes.

PROCEDIMIENTO PARA ELEGIR EL FACTOR DE CARGA ADECUADO

Al seleccionar la carga de trabajo que va a obrar sobre la estructura, el diseñador deberá considerar la vida útil de ella; esto es, debe decidir cuál será la carga de trabajo que se aplicará a la estructura, en un período digamos de unos cincuenta años. Por supuesto que el diseñador no tiene una seguridad muy aproximada de la certeza de esta selección. El grado de inseguridad depende por lo tanto, de qué tan confiable es la información disponible.

Es claro que el diseñador no posee una certeza absoluta sobre la intensidad de la carga considerada; de ahí que el grado de incertidumbre depende de qué tan confiable es su información. La confiabilidad de su información variará desde una suposición sin base alguna, hasta lo que puede ser una inspección estadística que comprenda varios años. En el caso de tener que adivinar, debe adoptar un factor de carga que refleje el hecho de que no se posee un conocimiento más que impreciso de las cargas que van a actuar en la estructura.

Es deseable que una parte del factor de carga refleje la precisión del método de análisis y diseño que se va a utilizar, ya que otra parte del factor de carga deberá considerar la precisión del conocimiento que se tendrá respecto a la carga de trabajo que va a obrar sobre la estructura.

El diseño de los miembros estructurales se basa en una información concerniente a la resistencia y a otras propiedades de los materiales que se usarán al construir la estructura. La precisión del conocimiento del Ingeniero de las resistencias mínimas en las que puede basar sus cálculos, depende de la calidad de la mano de obra utilizada en la construcción, así como también de la posibilidad de que las dimensiones de la estructura terminada correspondan a las mostradas en los planos. Por lo tanto es deseable también, que el factor de carga tome en cuenta la posibilidad de una mano de obra de poca calidad la cual eventualmente afecte la estabilidad de la estructura.

Por lo tanto, es conveniente considerar al establecer el factor de carga, el aspecto que concierne a si el contratista cuenta con la experiencia necesaria, así como si por el contrario carece de ella.

Un contratista experimentado del que se sepa que ejerce una adecuada supervisión sobre su personal y realiza obras confiables, requerirá un factor de carga menor que el caso de un contratista con poca experiencia para el mismo tipo de obra.

Al considerar las consecuencias de la falla de-

ben tenerse en cuenta dos factores: el peligro del colapso así como el costo o las consecuencias económicas del mismo.

Al establecer el peligro de colapso habrá que tomar en consideración la posibilidad de la pérdida de vidas humanas. Es evidente que será aceptable un factor de carga menor cuando no exista peligro para la vida humana que si llegase a ocurrir una falla en la que como consecuencia de ella, pudiesen perecer cientos o miles de personas. En forma análoga si las consecuencias económicas de la falla son de poca cuantía, entonces el factor de carga será menor que si la falla de la estructura interrumpiese el proceso de manufactura de un producto importante, o quedara cerrada temporalmente una carretera, aeropuerto o vía férrea.

Los métodos para establecer valores de los factores de carga adecuados, han sido mencionados en forma muy diversa en la literatura por varios autores. En lo general difieren solamente en los valores numéricos asignados a los diferentes factores y también en la forma en que se combinan estos valores hasta la obtención del factor de carga final.

Uno de los métodos que puede constituir un ejemplo adecuado, es el procedimiento tabular presentado por la institución de Ingenieros de Estructuras de Inglaterra en su informe sobre Seguridad Estructural y que a continuación se presenta.

Es de hacerse notar que el siguiente procedimiento puede utilizarse como una guía para el establecimiento de factores de carga en diversas estructuras y no ne-

cesariamente debe ser tomado al pie de la letra.

METODO TABULAR DE LA INSTITUCION DE INGENIEROS ESTRUCTURALISTAS

El método clasifica los factores considerados en dos grandes grupos; en la siguiente forma:

Grupo X. Factores que influyen en la probabilidad de colapso:

- A. Mano de obra, con relación a la supervisión,-- mantenimiento y materiales.
- B. Distribución de las cargas, con relación al -- control de uso.
- C. Exactitud en el análisis, con relación al tipo de estructura.

Grupo Y. Factores que influyen en la severidad - de las consecuencias de un colapso:

- D. Daños a las personas.
- E. Consideraciones económicas.

Los factores A, B y C se clasifican en las categorías: muy buena, buena, regular y mala, de acuerdo con - el criterio del diseñador. Los factores D y E, se clasifican como no severo, severo y muy severo.

Los reglamentos en los cuales está basado el presente trabajo son:

- Reglamento de construcciones para el D.F.

- Normas técnicas complementarias al reglamento -
de construcciones del D.F.

- Reglamento de las construcciones de concreto --
reforzado (ACI 318-77) y comentarios.

CAPITULO IV

ANALISIS DE CARGAS MUERTAS Y VIVAS Y PREDISEÑO

4.1. ESTRUCTURA

El edificio para este estacionamiento tiene 8 niveles los cuales se utilizarán únicamente para estacionar carros, ya que para este fin fue construido. Como ya se habfa indicado el edificio se encuentra ubicado en una superficie de 29.9*50.82 mts.; en esta área la distribución fue la siguiente: en su parte profunda de 50.82 mts. se dividió en 7 claros dando así, 8 marcos en el sentido transversal; en su ancho fue dividido en 3 claros que nos dan 4 marcos en el sentido longitudinal (A,B,C,D); para ver la ubicación de estos marcos tanto en el sentido transversal como longitudinal se ve en las figuras 4.1, 4.2 y 4.3.

Dentro de esta estructura en los claros mayores que están entre los ejes B-C y C-D tenemos 4 trabes secundarias que tomarán la carga de la estructura en estos claros que se requieren en ese claro para que puedan circular los automóviles.

Todas las rampas de ascenso y descenso al igual que los lugares destinados para estacionar los carros serán de losa llena, que en este caso para estacionamiento es lo más apropiado en losa de piso, ya que se requiere en las rampas pendientes que se logran con mucha efectividad en su construcción con losa llena.

Esta estructuración se hizo de esta manera tratan

do de buscar lo más funcional del edificio, motivo por el cual a las columnas se les buscó un acomodo en que no obstruyeran el paso de los automóviles.

En la Fig. 4.4. vemos las plantas, donde se indican las traveses secundarias, y en las Figs. 4.8 a 4.28 se dan los marcos en sentido transversal y longitudinal.

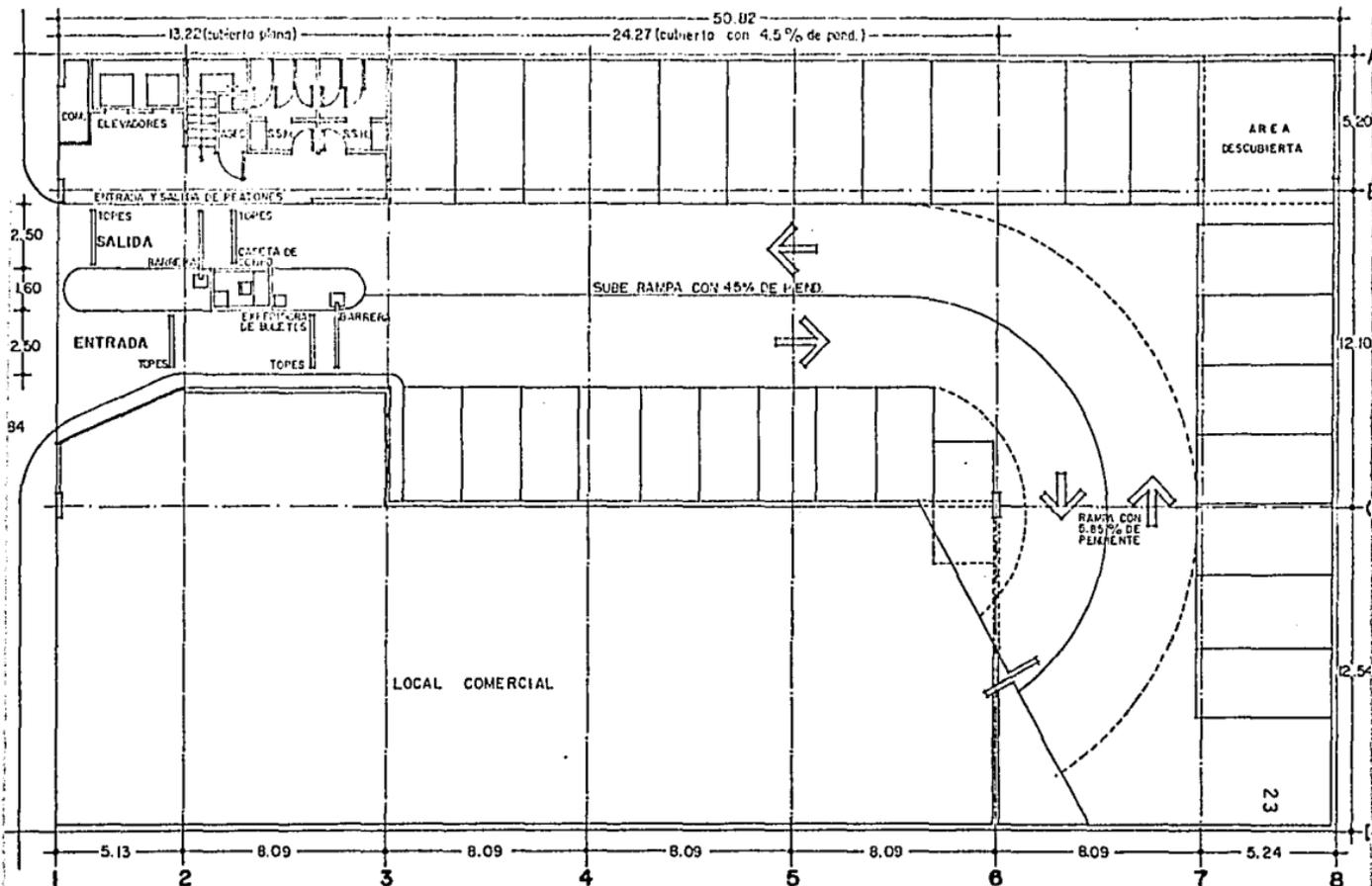


FIG. 4.1 PLANTA DE UBICACION

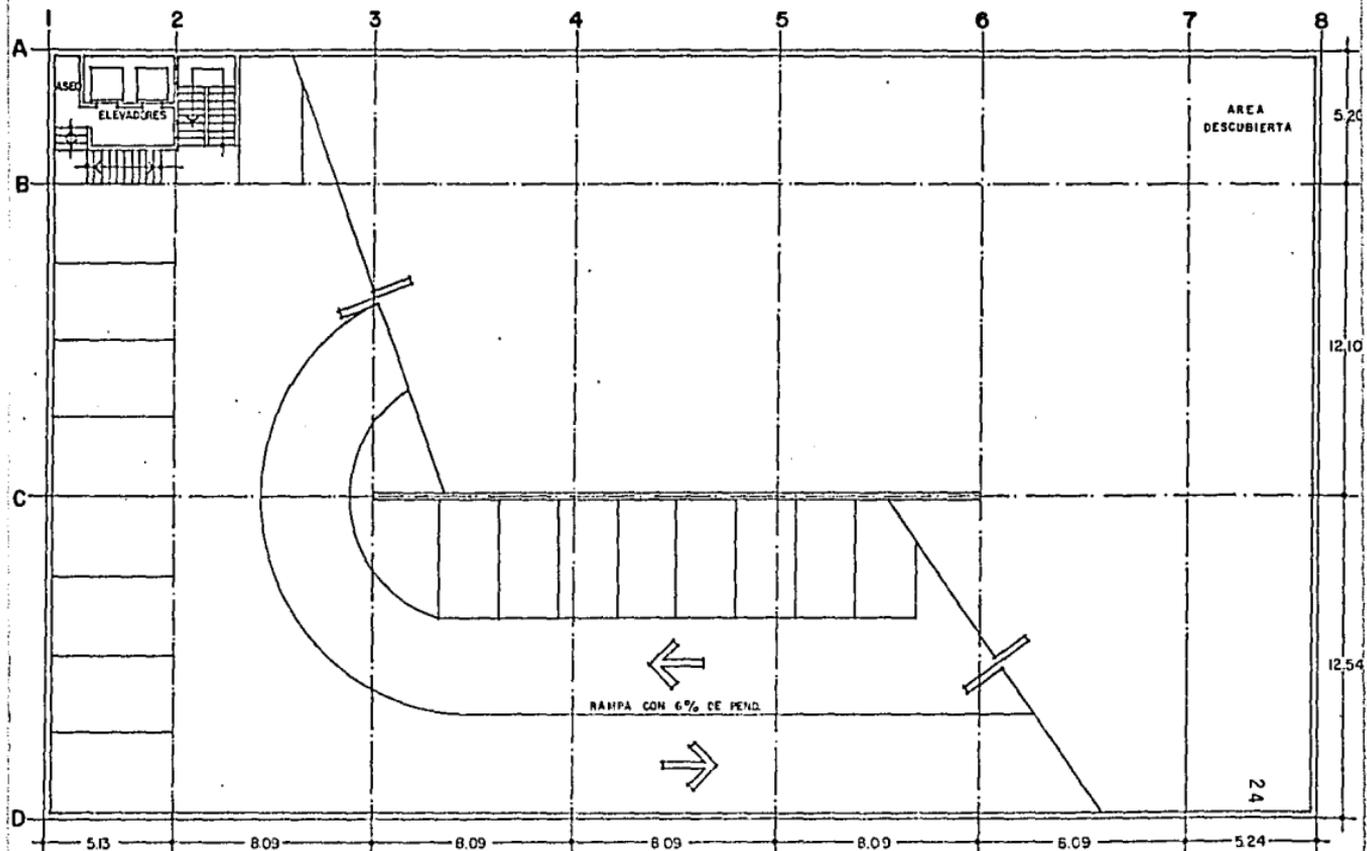


FIG. 4.2 PRIMERA RAMPA LOSA No.2

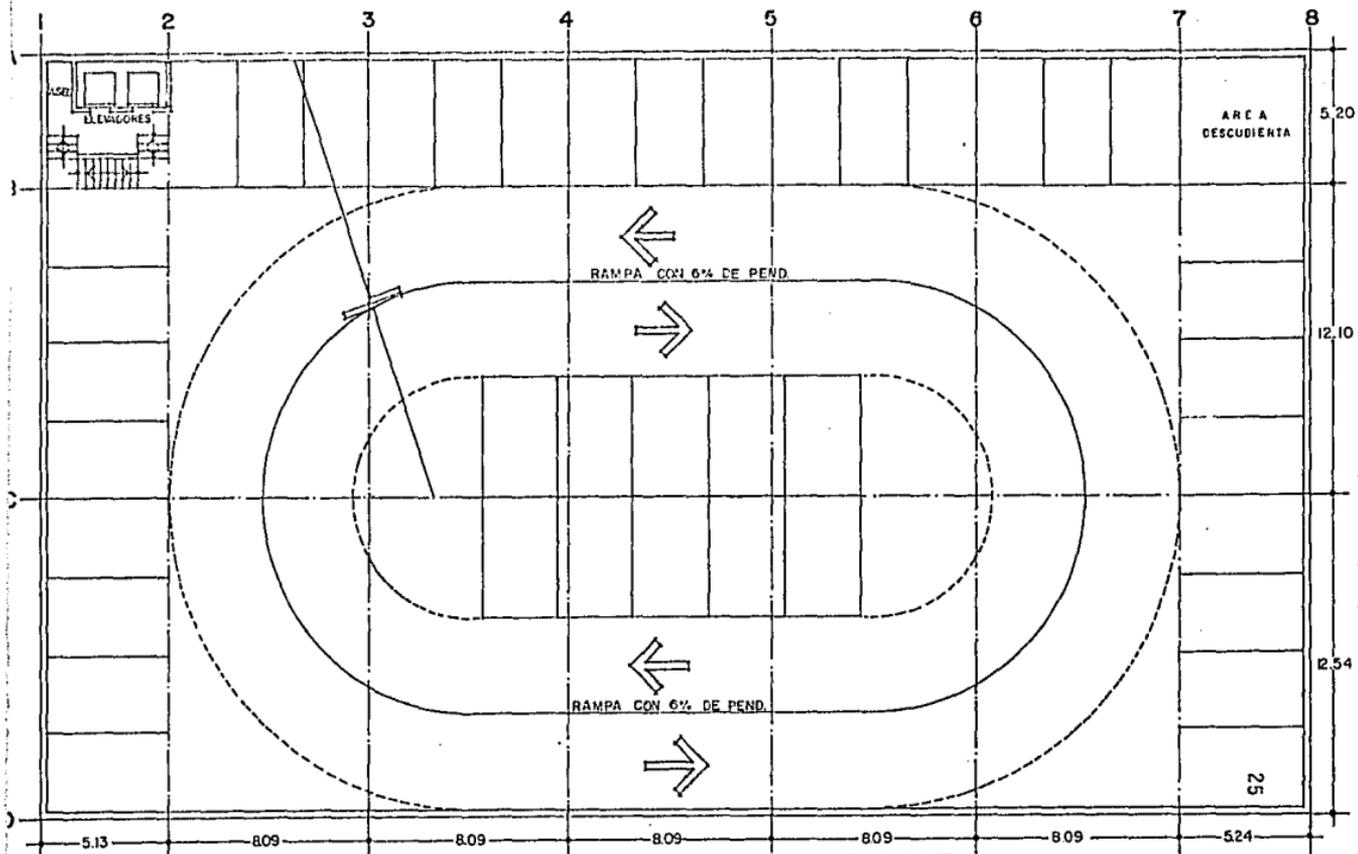


FIG. 4.3 RAMPAS TIPO DEL ESTACIONAMIENTO

4.2. CARGAS MUERTAS Y VIVAS

Como se ha mencionado, el diseño se hará de acuerdo al reglamento de las construcciones de concreto reforzado ACI-318-77 y se tomarán las normas del reglamento de construcciones del Distrito Federal que se deban aplicar a la ciudad de Guadalajara.

El sistema estructural ya explicado de losa llena que para el análisis de cargas se hará, suponiendo una losa pareja para todos los niveles de 12.5 cm. puesto -- que los pisos todos deberán ser iguales, alojarán el mismo número de carros y tendrán la misma función, se hará por medio de tableros tipos, con su carga correspondiente, dependiendo de la zona donde se encuentre la losa.

4.3. TABLEROS TIPOS

Para un mejor entendimiento de las cargas que actuarán sobre la estructura iremos dividiendo las zonas y así veremos qué áreas tienen similar carga viva o muerta.

4.3.1. Empezamos partiendo del $N^{\pm}0.00$ que está considerado en la banqueta, vamos subiendo por la losa rampa No. 1 con localización entre los ejes A a C que sube del eje 2 al eje 6; esta primera rampa no está propiamente apoyada en los marcos, sino en un relleno de arena amarilla compactada; así llegamos a la losa No. 2 localizada entre los ejes 6 a 8 y que va del eje A al D, continuamos por la losa rampa No. 3 que se encuentra entre -- los ejes C y D y sube del eje 6 al 3 para así llegar al primer nivel que es el nivel (+3.50 mts.). La rampa No.4

se encuentra entre los ejes 1 a 3 y del A al D y así llegamos a la losa rampa No. 5 localizada entre los ejes A al C que sube del eje 3 al 6 para llegar al nivel (+5.00 mts.) que es el nivel de la losa 6; de aquí para arriba todas las losas rampas y losas son iguales a las que anteriormente señalábamos y siguen la misma secuencia que marcamos desde la losa No. 2 hasta la losa No. 5, todas siguen con igual longitud y la misma pendiente y para mayor entendimiento las hemos marcado con una secuencia numérica ordenada desde el número 1 hasta el 28 que aparecen en el plano A.

4.3.2. Dentro del plano A vemos que tenemos varios tableros que son comunes y son los siguientes:

Tableros rampas No. 3,7,11,15,19,23 y 27

Tableros rampas No. 5,9,13,17,21 y 25

Tableros rampas No. 2,6,10,14,18,22 y 26

Tableros rampas No. 4,8,12,16,20,24 y 28

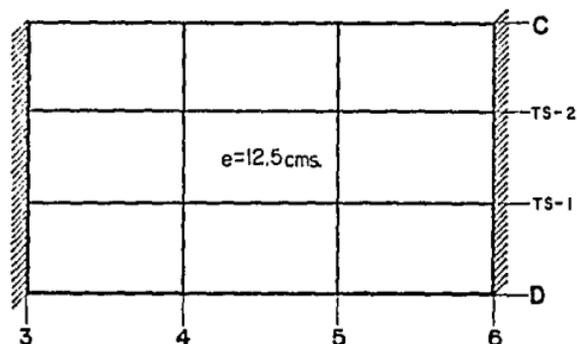
De aquí la única losa que no se encuentra es la losa rampa No. 1 que como ya habíamos dicho está apoyada en un relleno de arena amarilla.

4.4. CARGAS PARA CADA TABLERO TIPO

Teniendo distribuidos los tableros para todo el edificio, veremos las diferentes cargas vivas y muertas que corresponden a cada tablero y están indicadas en la Fig. 4.4. La tabla de coeficientes está en la Fig. 4.17.

Ahora obtendremos la carga por metro cuadrado de cada losa del edificio.

4.4.1. TABLERO TIPO No. 3, 7,11,15,19,23 y 27



Peso del concreto = 2400 Kg/m³

Peso de la losa = 2400 (.125) = 300 Kg/m²

Superficie de desgaste = 2400 (0.02) = 48 Kg/m²

300 Kg/m²

48 Kg/m²

348 Kg/m²

W muerta = 350 Kg/m²

W viva = 150 Kg/m²

W total = 500 Kg/m²

En miembros estructurales (trabes de marcos) según el reglamento del Distrito Federal para estacionamientos se le dará una concentración de 1.5 toneladas en el lugar más desfavorable.

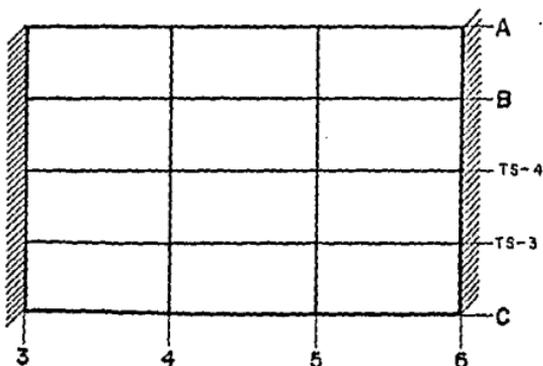
Para el análisis sísmico:

W muerta = 350 Kg/m²

W viva = 150 Kg/m²

W total = 500 Kg/m²

4.4.2. TABLERO TIPO 5,9,13,17, 21 y 25



E=12.5 cm.

$$\begin{aligned} \text{Peso de la losa} &= 2400 (.125) = 300 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Superficie de desgaste} &= 2400 (0.02) = \underline{48 \text{ Kg/m}^2} \\ &348 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$W \text{ muerta} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ viva} = \underline{150 \text{ Kg/m}^2}$$

$$500 \text{ Kg/m}^2$$

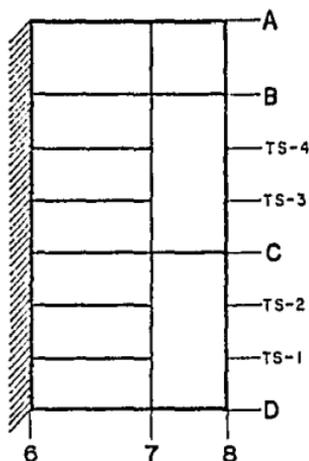
Para análisis sísmico:

$$W \text{ muerta} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ viva} = \underline{150 \text{ Kg/m}^2}$$

$$500 \text{ Kg/m}^2$$

4.4.3. TABLERO TIPO No.2,6,10,14,18,22 y 26



E=12.5 cms.

$$\begin{aligned} \text{Peso de la losa} &= 2400 (.125) = 300 \text{ Kg/m}^2 \\ \text{Superficie de desgaste} &= 2400 (0.02) = \underline{48 \text{ Kg/m}^2} \\ &348 \text{ Kg/m}^2 \end{aligned}$$

$$W \text{ muerta} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

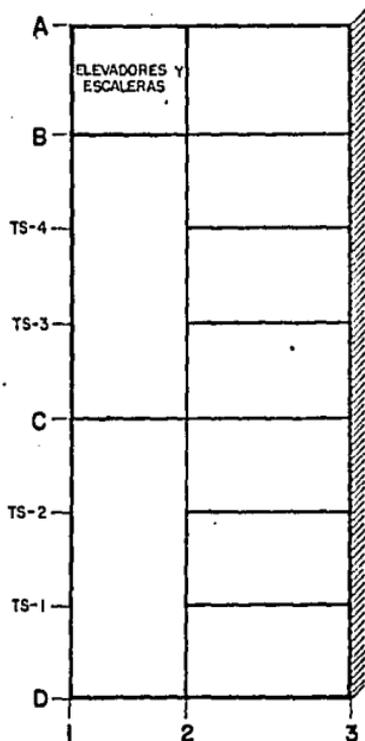
$$W \text{ viva} = \frac{150 \text{ Kg/m}^2}{500 \text{ Kg/m}^2}$$

Para análisis sísmico:

$$W \text{ muerta} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ viva} = \frac{150 \text{ Kg/m}^2}{500 \text{ Kg/m}^2}$$

4.4.4. TABLERO TIPO No. 4,8,16,20,24 y 28



En estas losas tenemos la sección comprendida entre los ejes 1 y 2 y A y B es la zona de escaleras y elevador y tiene las siguientes cargas:

$$E = 12.5$$

$$\text{Peso de la losa} = 2400(.125) = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Superficie de desgaste} = 2400(0.02) = \frac{48 \text{ Kg/m}^2}{348 \text{ Kg/m}^2}$$

$$W \text{ muerta} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ viva} = \frac{500 \text{ Kg/m}^2}{850 \text{ Kg/m}^2}$$

Para análisis sísmico:

$$W \text{ muerta} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ viva} = \frac{250 \text{ Kg/m}^2}{600 \text{ Kg/m}^2}$$

Para la otra área del tablero:

$$E = 12.5 \text{ cms.}$$

$$\text{Peso de la losa} = 2400 (.125) = 300 \text{ Kg/m}^2$$

$$\text{Superficie de desgaste} = 2400 (.02) = \frac{48 \text{ Kg/m}^2}{348 \text{ Kg/m}^2}$$

$$W \text{ muerta} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

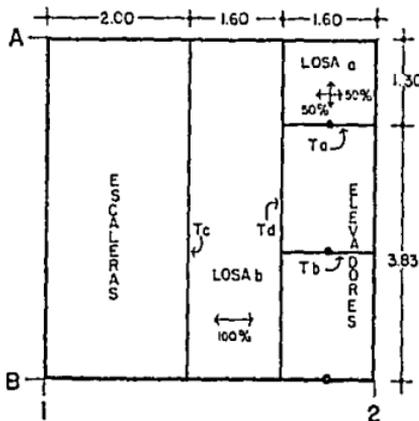
$$W \text{ viva} = \frac{150 \text{ Kg/m}^2}{500 \text{ Kg/m}^2}$$

Para análisis sísmico:

$$W \text{ muerta} = 350 \text{ Kg/m}^2$$

$$W \text{ viva} = \frac{150 \text{ Kg/m}^2}{500 \text{ Kg/m}^2}$$

4.5. VIGAS SECUNDARIAS PARA ZONA DE ELEVADORES Y ESCALERAS



En la trabe "Ta" y Td" y sobre la trabe del marco 2 - entre el eje A y B en el centro tenemos una carga de 1.2 tons. como capacitación de la trabe para apoyo del elevador para frenaje e impacto.

$$\text{Carga: } 850 \text{ Kg/m}^2 = W$$

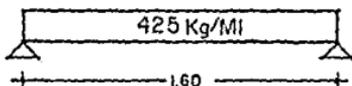
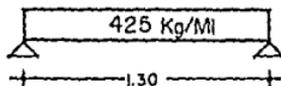
$$\text{tomamos por ml de losa} = w = 850 \text{ Kg/ml}$$

Los a

a

$$M \text{ max.} = 9000 \text{ Kg cms.}$$

$$V \text{ max.} = 276 \text{ Kgs.}$$



$$M \text{ max.} = 13600 \text{ Kgs. cms.}$$

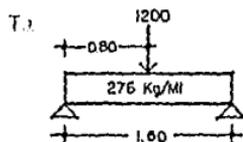
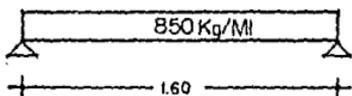
$$V \text{ max.} = 340 \text{ Kgs.}$$

Los a

b

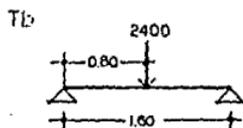
$$M \text{ max.} = 27200 \text{ Kg cms.}$$

$$V \text{ max.} = 680 \text{ Kgs.}$$



$$M \text{ max.} = 56,832 \text{ Kq. cms.}$$

$$V \text{ max.} = 820 \text{ Kgs.}$$



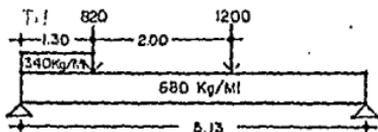
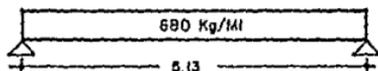
$$M \text{ max.} = 96,000 \text{ Kg. cms.}$$

$$V \text{ max.} = 1200 \text{ Kgs.}$$

T₃

$$V \text{ max.} = 223,700 \text{ Kg. cms.}$$

$$V \text{ max.} = 1745$$



$$M \text{ max.} = (2.80) = 403,000 \text{ Kg. cms.}$$

$$V \text{ a max.} = 3170 \text{ Kgs.}$$

$$V \text{ b} = 2780 \text{ Kgs.}$$

Estas cargas que nos resultaron serán cargadas en sus co

rrespondientes marcos.

4.6. LOSAS TIPOS

Dentro de lasas tipos que tenemos, son 6 tipos y se encuentran en la Fig. 4.4. con su respectivo porcentaje de carga que obtuvimos de la Fig. 4.17 del ACI 63 de acuerdo a su relación ancho largo y su continuidad o no continuidad dentro de cada caso.

**RELACION DE CARGA W EN LAS DIRECCIONES A y B
PARA CORTANTE DE LOSAS Y CARGA
SOBRE LOS APOYOS**

Relación $m = \frac{A}{B}$		Caso 1	Caso 2	Caso 3	Caso 4	Caso 5	Caso 6	Caso 7	Caso 8	Caso 9
1.00	W_A	0.50	0.50	0.17	0.50	0.73	0.71	0.29	0.33	0.67
	W_B	0.50	0.50	0.83	0.50	0.17	0.29	0.71	0.67	0.33
0.95	W_A	0.55	0.55	0.20	0.55	0.86	0.75	0.33	0.38	0.71
	W_B	0.45	0.45	0.80	0.45	0.14	0.25	0.67	0.62	0.29
0.90	W_A	0.60	0.60	0.23	0.60	0.88	0.79	0.38	0.43	0.75
	W_B	0.40	0.40	0.77	0.40	0.12	0.21	0.62	0.57	0.25
0.85	W_A	0.66	0.66	0.28	0.66	0.90	0.83	0.43	0.49	0.79
	W_B	0.34	0.34	0.72	0.34	0.10	0.17	0.57	0.51	0.21
0.80	W_A	0.71	0.71	0.33	0.71	0.92	0.86	0.49	0.55	0.83
	W_B	0.29	0.29	0.67	0.29	0.08	0.14	0.51	0.45	0.17
0.75	W_A	0.76	0.76	0.39	0.76	0.94	0.88	0.56	0.61	0.86
	W_B	0.24	0.24	0.61	0.24	0.06	0.12	0.44	0.39	0.14
0.70	W_A	0.81	0.81	0.45	0.81	0.95	0.91	0.62	0.68	0.89
	W_B	0.19	0.19	0.55	0.19	0.05	0.09	0.38	0.32	0.11
0.65	W_A	0.85	0.85	0.53	0.85	0.96	0.93	0.69	0.74	0.92
	W_B	0.15	0.15	0.47	0.15	0.04	0.07	0.31	0.26	0.08
0.60	W_A	0.89	0.89	0.61	0.89	0.97	0.95	0.76	0.80	0.94
	W_B	0.11	0.11	0.39	0.11	0.03	0.05	0.24	0.20	0.06
0.55	W_A	0.92	0.92	0.69	0.92	0.98	0.96	0.81	0.85	0.95
	W_B	0.08	0.08	0.31	0.08	0.02	0.04	0.19	0.15	0.05
0.50	W_A	0.94	0.94	0.76	0.94	0.99	0.97	0.86	0.89	0.97
	W_B	0.06	0.06	0.24	0.06	0.01	0.03	0.14	0.11	0.03

FIG. 4.17 REF.15 pag.403

Losa 4

MF		+810	-810	+800	-800	
V ISOST.	930	930	1045	1045	1045	1045
V HIPER.	-194	+194	-19	+19	+213	-213
V TOTAL	736	1124	1026	1064	1260	832

Losa 5

MF		+659	-659	+720	-720	+720	-720	+659	-659
V ISOST.	303	303	526	526	526	526	526	303	303
V HIPER.	-82	+82	-7	+7	0	0	+7	-7	+82
V TOTAL	221	385	519	534	526	526	534	519	385

Losa 6

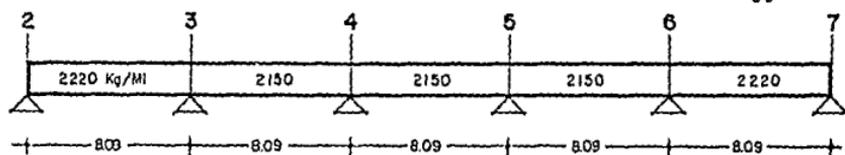
MF		+379	-379	+284	-284	+284	-284	+379	-379
V ISOST.	222	222	222	222	222	222	222	222	222
V HIPER.	-47	+47	+12	-12	0	0	-12	+12	+47
V TOTAL	175	269	234	210	222	222	210	234	269

4.7. ANALISIS DE TRABES SECUNDARIAS

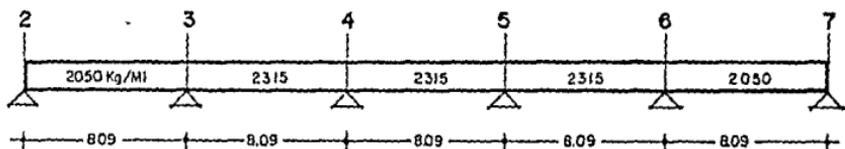
Del análisis de losas tenemos las siguientes cargas para las trabes secundarias.

T₂-1

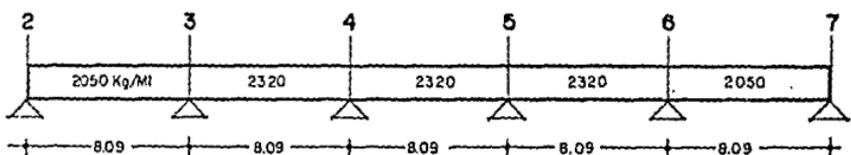
39



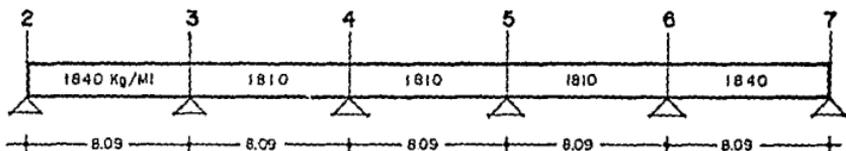
T₂-2



T₂-3



T₂-4



Sacamos una sección aproximada de la viga para dar peso propio de la viga.

$$M_{neg} = \frac{(2220)(8.09)}{13.5} = 10762 \text{ Kgs.mts. } h=45 \quad b=20$$

$$.45 \cdot .20 \cdot 2400 = 220 \text{ Kg/m}$$

Ts-1

2	3	4	5	6	7
2440 Kg/MI		2370	2370	2370	2440
8.09		8.09	8.09	8.09	8.09

RR	0.371		0.494		0.494		0.494		0.371	
FD	0.429		0.571	0.5	0.5	0.5	0.571	0.429		
MI	+19962		-12926	+12926	-12926	+12926	-12926	+12926	-10962	
	-3018		-4018 → -2009		+1004 → +502		-251 → -126		+3072	
	-216		+502 ← +1004		-126 ← -251		+2045 ← +4069		+3072	
	-29		-287 → -143		+135 → +67		-1056 → -528		+227	
	-59		+67 ← +135		-528 ← -1056		+151 +302		+227	
	-12		-38 → -19		+274 → +137		-144 → -72		+31	
	-50		+137 ← +274		-72 ← -144		+20 ← +41		+31	
	-12		-78 → -30		+56 → +28		-24 → -12		+5	
	+5		+28 ← +56		-12 ← -24		+4 ← +7		+5	
	+5		-16 → -8		+10 → +5		-5 → -2		-2	
	+5		+5 ← +10		-2 ← -5		-5 → -2		-2	
MF	+16630		-16630	+12187	-12187	+12185	-12185	+16630	-16630	
-10%	+14967		-14967	+10971	-10971	+10971	-10971	+14967	-14967	
VISOST.	9870	9870	9587	9587	9587	9587	9587	9587	9870	9870
VHIPER.	-1850	+1850	+494	-494	0	0	-494	+494	+1850	-1850
V TOTAL	8020	11720	10081	9093	9587	9587	9093	10081	11720	8020
	8020	21801	18680	18680	18680	18680	21801	21801	8020	8020
X	3.287		4.254		4.045		3.837		4.803	
Mmax(+)	13180		6475		8418		6475		13180	

Ts-2

2	3	4	5	6	7
2270 Kg/MI		2535	2535	2535	2270
8.09		8.09	8.09	8.09	8.09

MF	+16320		-16320	+13330	-13330	+13330	-13330	+16320	-16320	
-10%	+14600		-14600	+12000	-12000	+12000	-12000	+14600	-14600	
VISOST.	9182	9182	10254	10254	10254	10254	10254	10254	9182	9182
VHIPER.	-1816	+1816	+333	-333	0	0	-333	+333	+1816	-1816
V TOTAL	7365	10998	10587	9921	10254	10254	9921	10587	10998	7365

	2	3	4	5	6	7				
	2270 Kg/MI		2540	2540	2540	2270				
	8.09		8.09	8.09	8.09	8.09				
MF	+16340	-16340	+13360	-13360	+13360	-13360	+16340	-16340		
-10%	+14700	-14700	+12020	-12020	+12020	-12020	+14700	-14700		
VISOST	0182	0182	10274	10274	10274	10274	10274	0182	0182	
VHPER	-1817	+1817	+331	-331	0	0	-331	+331	+1817	-1817
VTOTAL	7365	11000	10806	0943	10274	10274	0943	10606	11000	7366

	2	3	4	5	6	7				
	2060 Kg/MI		2030	2030	2030	2060				
	8.09		8.09	8.09	8.09	8.09				
MF	+14120	-14120	+10460	-10460	+10460	-10460	+14120	-14120		
-10%	+12700	-12700	+0414	-0414	+0414	-0414	+12700	-12700		
VISOST	8833	8833	8211	8211	8211	8211	8211	8833	8833	
VHPER	-1570	+1570	+408	-408	0	0	-408	+408	+1570	-1570
VTOTAL	6763	0903	8617	7805	8211	8211	7805	8617	0903	6763

Con este análisis de carga podemos cargar cada uno de los marcos, en las siguientes figuras: de la 4.18 a la 4.29, vemos cargados los marcos de acuerdo al análisis de carga.

La carga de 1500 Kgs. concentrada es por reglamento (R.C.D.F. Cap. XXII art. 187).

4.8. PREDISENO

Para el prediseño se obtendrá primero los momen--

tos de empotramiento; para obtener estos momentos se hará con las fórmulas comunes para empotramientos. Ya habiendo obtenido estos momentos y cortantes en la estructura pasaremos a sacar las secciones de las trabes y columnas para obtener las cargas totales y rigideces para el análisis estructural).

Para obtener las secciones de trabes y columnas - se hará un prediseño tanto de las trabes como de las columnas que son las siguientes:

A) SECCIONES PARA TRABES:

Para hacer un prediseño de trabes, utilizaremos - conocer los siguientes datos:

- 1) M_u = Momento último.
- 2) f'_c = Resistencia especificada del concreto de compresión Kg/cm²
- 3) f_y = Esfuerzo especificado de fluencia del -- acero.
- 4) d/b = Relación peralte ancho, que trataremos - que esté en 2 y 5, cuando una trabe sea muy grande respecto a su ancho se hará - la comparación de peralte claro, para hacer la revisión de miembros de gran peralte sujetos a flexión.
- 5) $P = P_{max.} = 0.75 P_b$ ACI 318-77-10.3.3

Para tomar en cuenta las cuantías de acero o por-

centajes debemos tomar el P max. igual a un 75% de P balanceado; para obtener estos valores utilizaremos las siguientes constantes:

- a) $F^*c = 0.8F'c$ = resistencia nominal del concreto a compresión Kg/cm²
- b) $F''c = 0.85F^*c$ = se usa al 85% porque el concreto es menor de 250 Kg/cm² (ACI 318-77-10.2.7.C)
- c) P_b = Porcentaje de acero balanceado; se dice balanceado porque se supone que fallará al mismo tiempo el acero y el concreto.

$$P_b = \frac{F'c}{F_y} * \frac{6100}{f_y + 6100} \text{ (ACI-318-77-9.3.2.-comentarios)}$$

- d) $P = P_{max.} = 0.75 P_b$

Se da como porcentaje de acero máximo un 75% del porcentaje de acero balanceado, para hacer en caso de que una estructura fallará, lo primero que se vería afectado fuera el concreto.

e) $q = p \frac{F_v}{F'c}$

- f) $F_r = \phi = 0.90$ ACI 318-77-9.3.2.

Si siguiendo con el procedimiento tendremos que:

$$M_r = F_r b d^2 F''c q (1 - 0.5q) = F_r A_s F_y d (1 - 0.5q) \text{ ACI-318-77-10.3.1}$$

Comentarios

$$b d^2 = \frac{M_r}{F_r F''c q (1 - 0.5q)}$$

Ejemplo:

Marco 3 N+14.00

Datos:

$$M_u = 70,023 \text{ Kg mts.}$$

$$F'_c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F_y = 4,200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$d/b = 3.0$$

$$P = P_{\text{max.}} = 0.75 P_b$$

Constantes:

$$F^*c = 0.8f'_c = 0.8 \cdot 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

$$F''c = 0.85F^*c = 0.85 \cdot 160 = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$P_b = \frac{F''c}{F_y} * \frac{6100}{F_y + 6100} = \frac{136}{4200} * \frac{6100}{4200 + 6100} = 0.0192$$

$$P = 0.75 P_b = 0.75 (0.0192) = 0.0144$$

$$q = P \frac{F_y}{F''c} = 0.0144 * \frac{4200}{136} = 0.4442$$

$$bd^2 = \frac{M_r}{F_r F''c \alpha (1 - 0.5q)} = \frac{70,023(100) \text{ cms.}}{(0.9) (136) (0.4442) (1 - 0.5 \cdot 0.4442)}$$

$$bd^2 = 165,560 \text{ cms}^3$$

$$b = \frac{d}{3}$$

$$d^3 = 3(165,560)$$

$$d = 79.2 \text{ cms.}$$

$$h = 79.2 + 5 \text{ cms.} = 84.2 \text{ cms.}$$

Dejamos la trabe de 90 cms. de altura.

$$d = \frac{79.2}{3} = 26.4$$

Su ancho lo dejamos de 30 cms. de igual forma, tomando el criterio de uniformizar las trabes en todo el edificio, como un procedimiento constructivo más adecuado.

B) SECCIONES PARA COLUMNAS:

Una forma aproximada de obtener un predimensionamiento para columnas de concreto, sujetas a flexo-compresión es por medio de la carga axial equivalente:

$$P = N + \frac{MCD}{t}$$

$$\frac{t}{2R^2} = \frac{D}{t} ; C = \frac{Fa}{Fb}$$

Puesto que los esfuerzos permisibles afectan en numerador y denominador, el valor de (C), el coeficiente (CD) puede ser tomado para el caso de resistencia última.

Los valores para (CD) son los siguientes:

- Columnas con estribos CD= 2.8
- Columna cuadrada zunchada= CD= 4.0
- Columna redonda zunchada = CD= 5.2

El procedimiento de cálculo es el siguiente, en -

el cual los datos necesarios son:

- 1) N_u = Carga axial.
- 2) M_u = Momento flexionante.
- 3) CD = Coeficiente.
- 4) t = Lado de la columna en el sentido de la flexión máxima (se dará este número de acuerdo a dimensiones convenientes para la funcionalidad del edificio).

Ya teniendo estos valores obtenemos:

$$P'U = N_u + \frac{M_u CD}{t}$$

La resistencia a carga axial máxima en la columna, se determina por la siguiente expresión:

$$P_o = 0.85 f'c A_g + A_s F_y$$

$$P_o = 0.85 f'c A_g + P A_g F_y$$

Donde:

A_g = Área de la sección de la columna.

$$P_o = \frac{P'U}{\phi} \text{ entonces } A_g = \frac{P'U}{\phi (0.85 f'c + P F_y)}$$

Ejemplo: (marco 1, eje A, N+5.00 mts.)

$N_u = 91$ tons.

$M_u = 32.7$ tons. mt.

$CD = 2.8$

$t = 1.10$ mts.

$\phi = 0.7$ por ser columna con estribos

$$P'u = \frac{91 + 32.7(2.8)}{1.10}$$

$$P'u = 175 \text{ tons.}$$

$$A_g = \frac{175,000}{0.7 (0.85*200 + 0.01*4200)} = 1,180 \text{ cms}^2$$

$$b = \frac{1180}{110} = 11 \text{ cms.}$$

Para uniformidad dejamos un ancho de 30 cms.

4.8.6. PREDISEÑO COLUMNA

MARCO 1

$$N + 23.00, 20.00, 17.00$$

$$M_{to} = 27,250$$

$$P = 13 \text{ tons.}$$

$$h = 0.90$$

$$b = 0.30$$

$$N + 14.00, 11.00, 8.00$$

$$M_{to} = 1.1(27,250) = 29,975$$

$$P = 52$$

$$h = 1.00$$

$$b = .30$$

$$N + 5.00$$

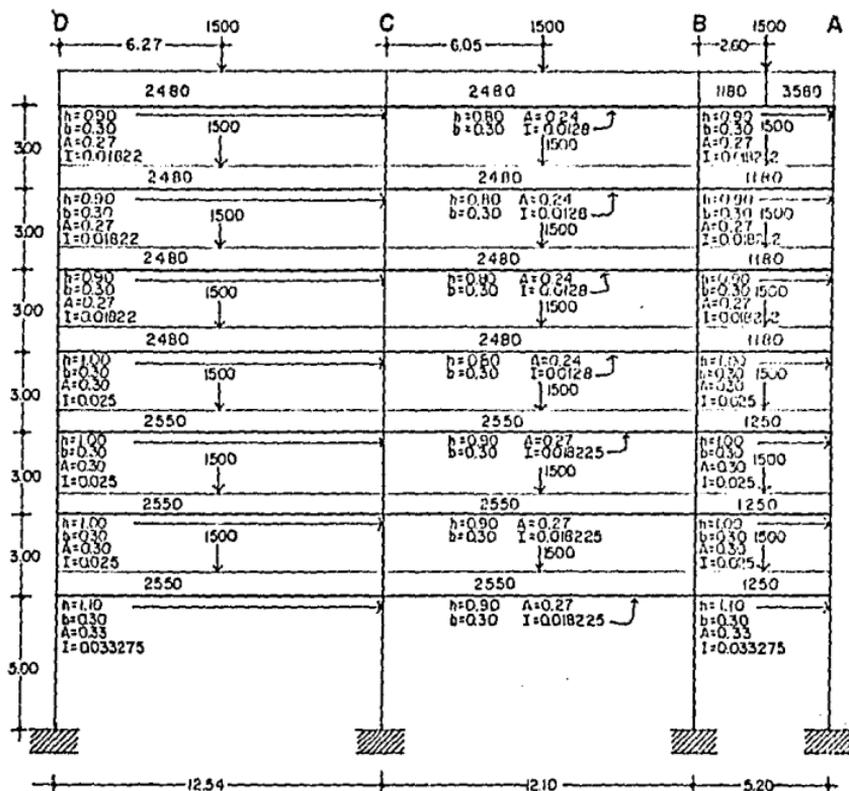
$$M_{to} = 1.2(27,250) = 32,700$$

$$P = 91 \text{ tons.}$$

$$h = 1.10$$

$$b = .30$$

MARCO 1



Marcos cargados con sus secciones, acotaciones en mts.

Cargas repartidas en Kgs/ml.

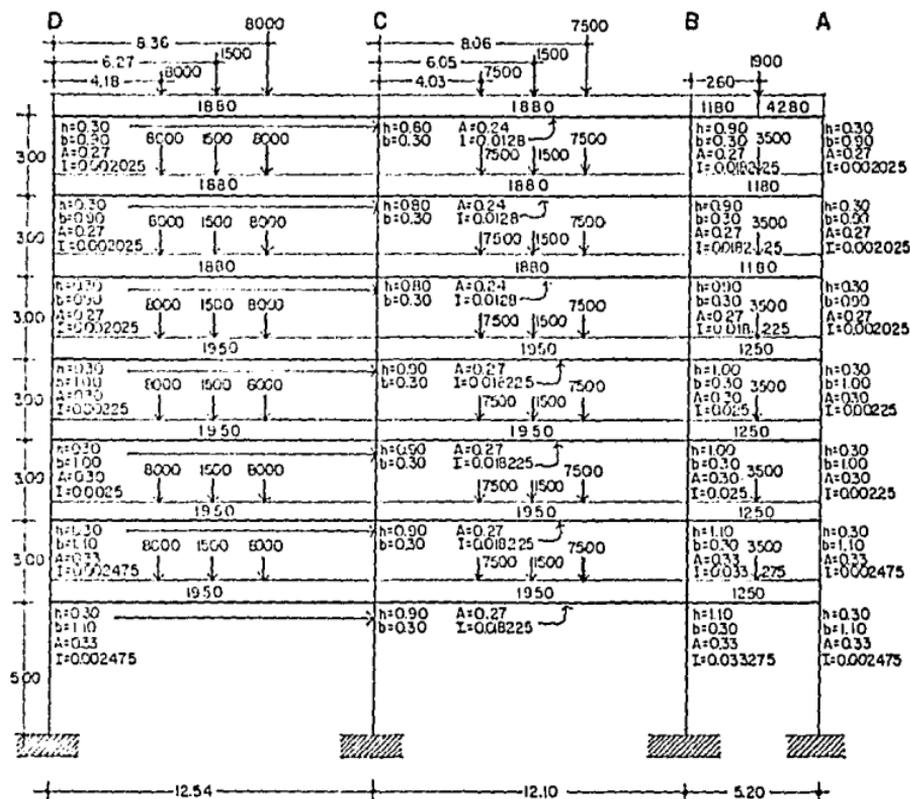
Cargas concentradas en Kgs.

Area de secciones en mts²

Inercia en mts⁴

Fig. 4.18

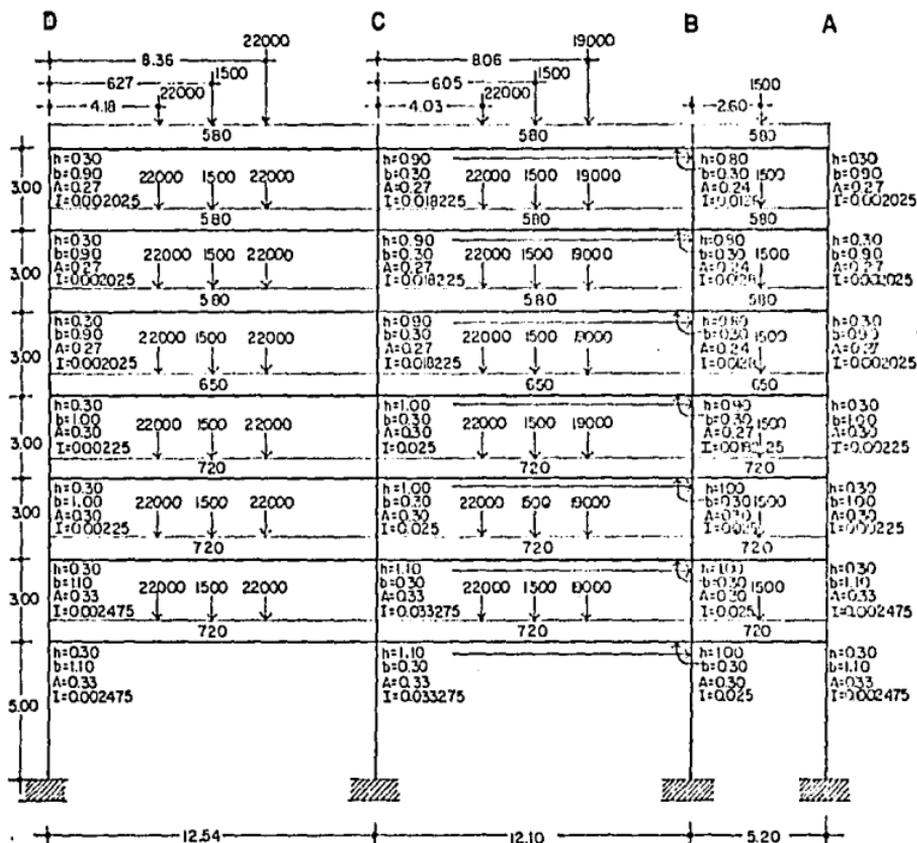
MARCO 2



Marcos cargados con sus secciones, acotaciones en mts.
 Cargas repartidas en Kgs/ml.
 Cargas concentradas en Kgs.
 Areas de secciones en Mts²
 Inercia en Mts⁴.

Fig. 4.19

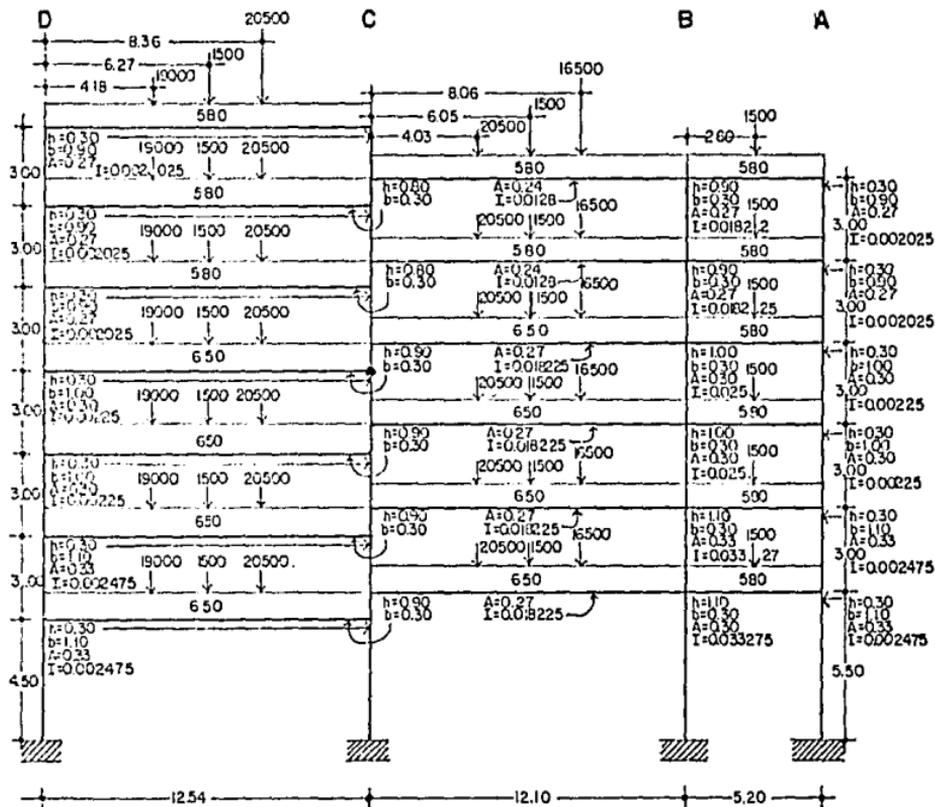
MARCO 3



Marcos cargados con sus secciones, acotaciones en mts.
 Cargas repartidas en Kgs/ml.
 Cargas concentradas en Kgs.
 Areas de secciones en Mts.2.
 Inercia en Mts.4.

Fig. 4.20

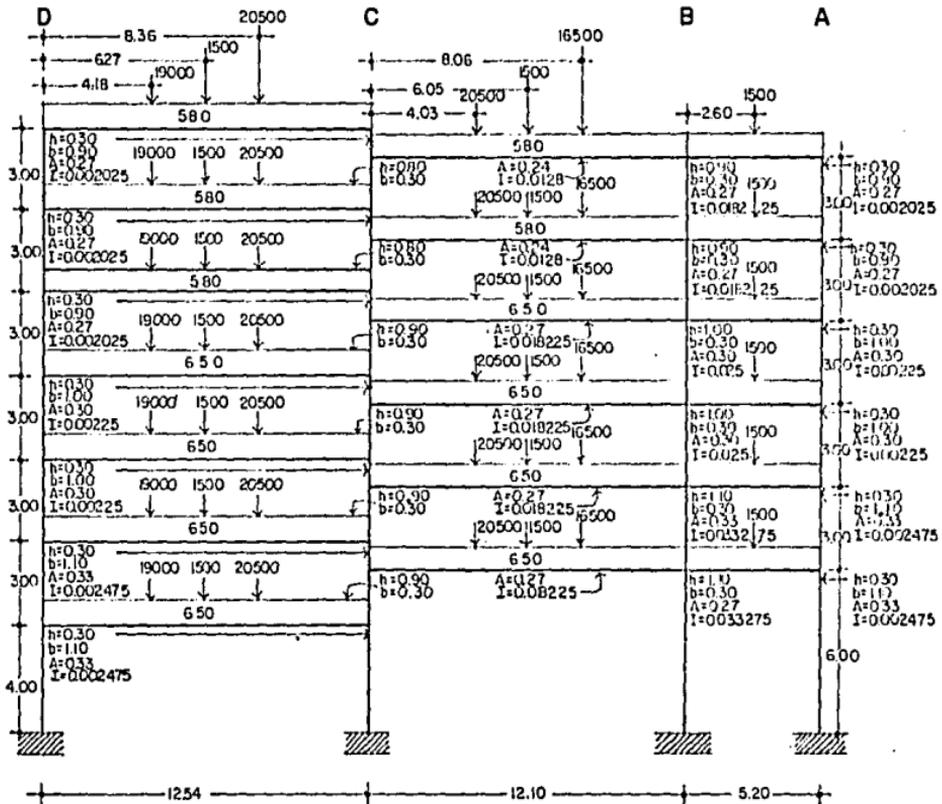
MARCO 4



Marcos cargados con sus secciones, acotaciones en mts.
 Cargas repartidas en Kns./ml.
 Cargas concentradas en Kns.
 Areas de secciones en Mts².
 Inercia en Mts⁴.

Fig. 4.21.

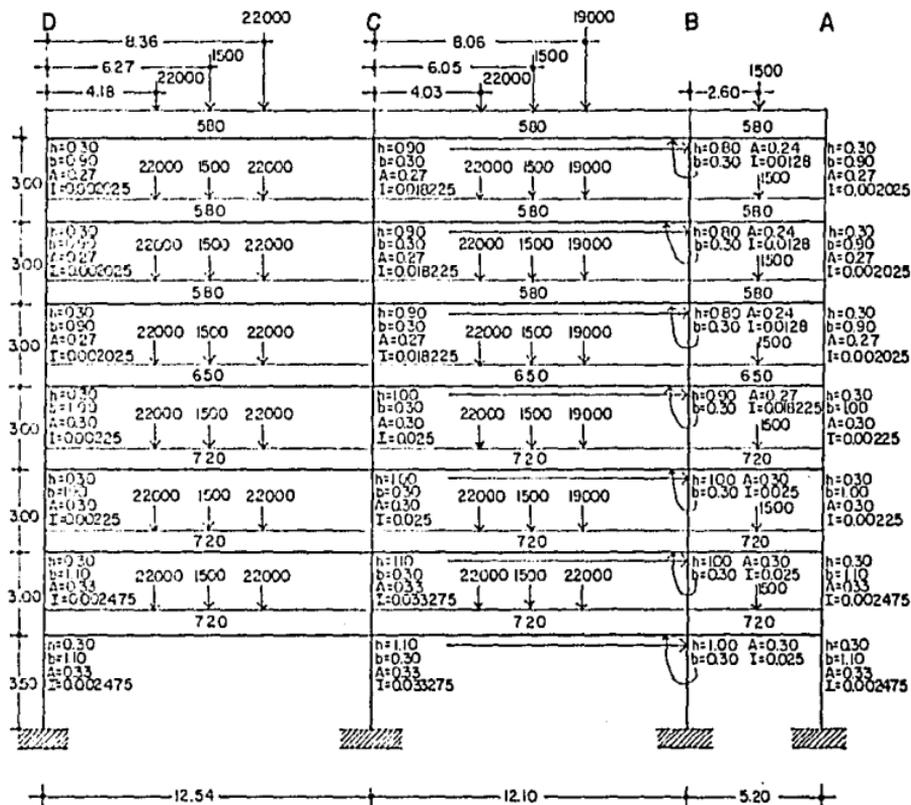
MARCO 5



Marcos cargados con sus secciones, acotaciones en mts.
 Cargas repartidas en Kgs/m.
 Cargas concentradas en Kgs.
 Area de secciones en mts².
 Inercia en mts⁴.

Fig. 4.22

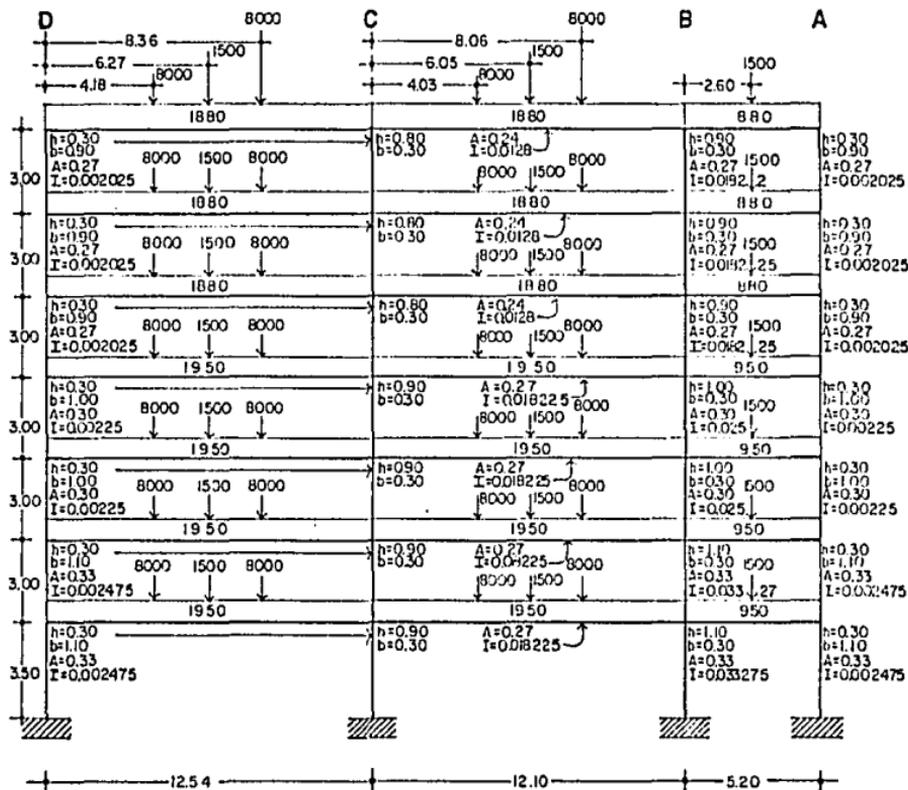
MARCO 6



Marcos cargados con sus secciones, acotaciones en mts.
 Cargas repartidas en Kgs/ml.
 Cargas concentradas en Kgs.
 Areas de secciones en Mts².
 Inercia en Mts⁴.

Fig. 4.23.

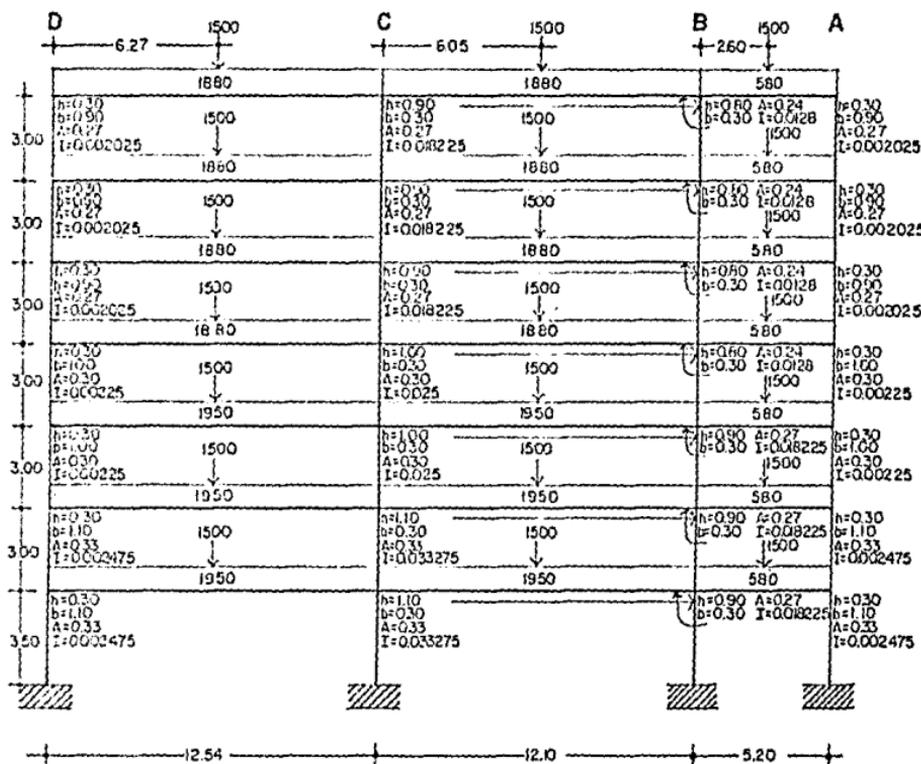
MARCO 7



Marcos cargados con sus secciones, acotaciones en mts.
 Cargas repartidas en Kns/ml.
 Cargas concentradas en Kns.
 Areas de secciones en Mts.2.
 Inercia en Mts.4.

Fig. 4.24.

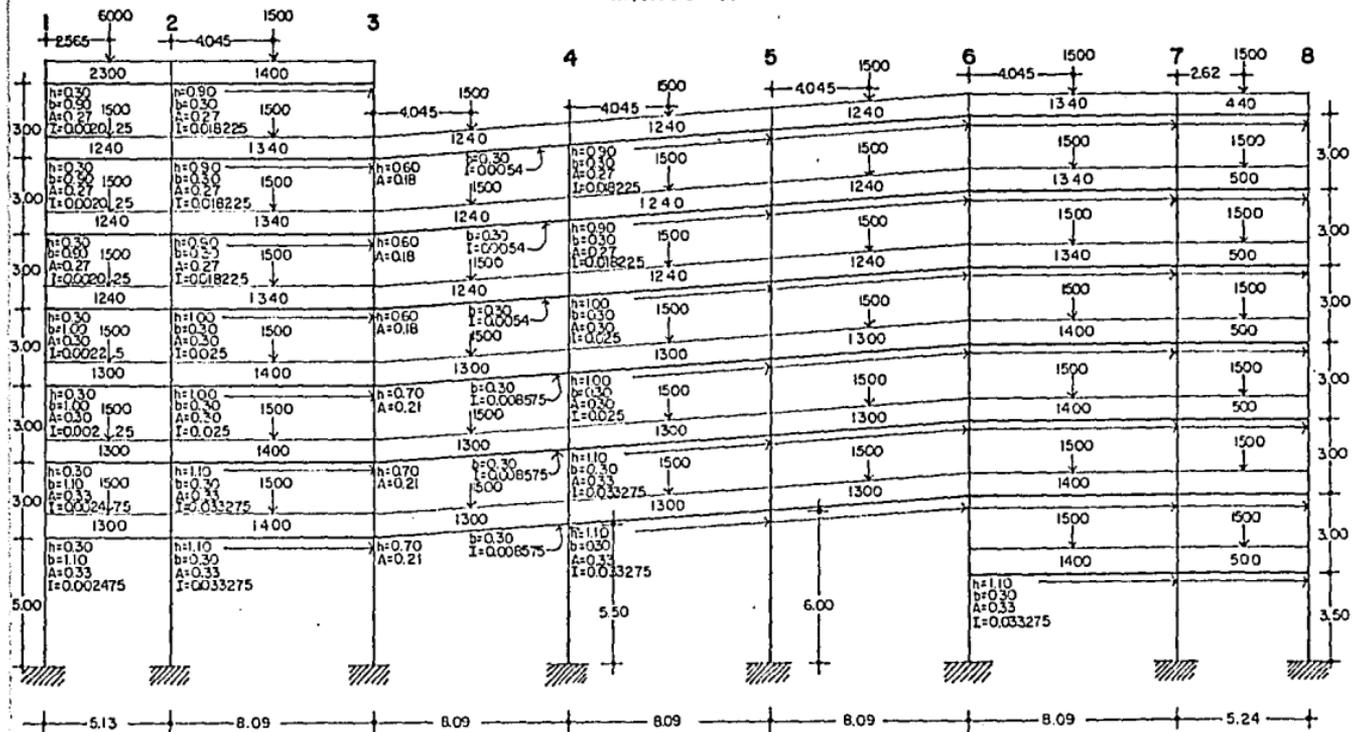
MARCO 8



Marcos carnaados con sus secciones, acotaciones en Mts.
Cargas repartidas en Kgs/ml.
Cargas concentradas en Kgs.
Areas de secciones en Mts.2.
Inercia en Mts.4.

Fig. 4.25

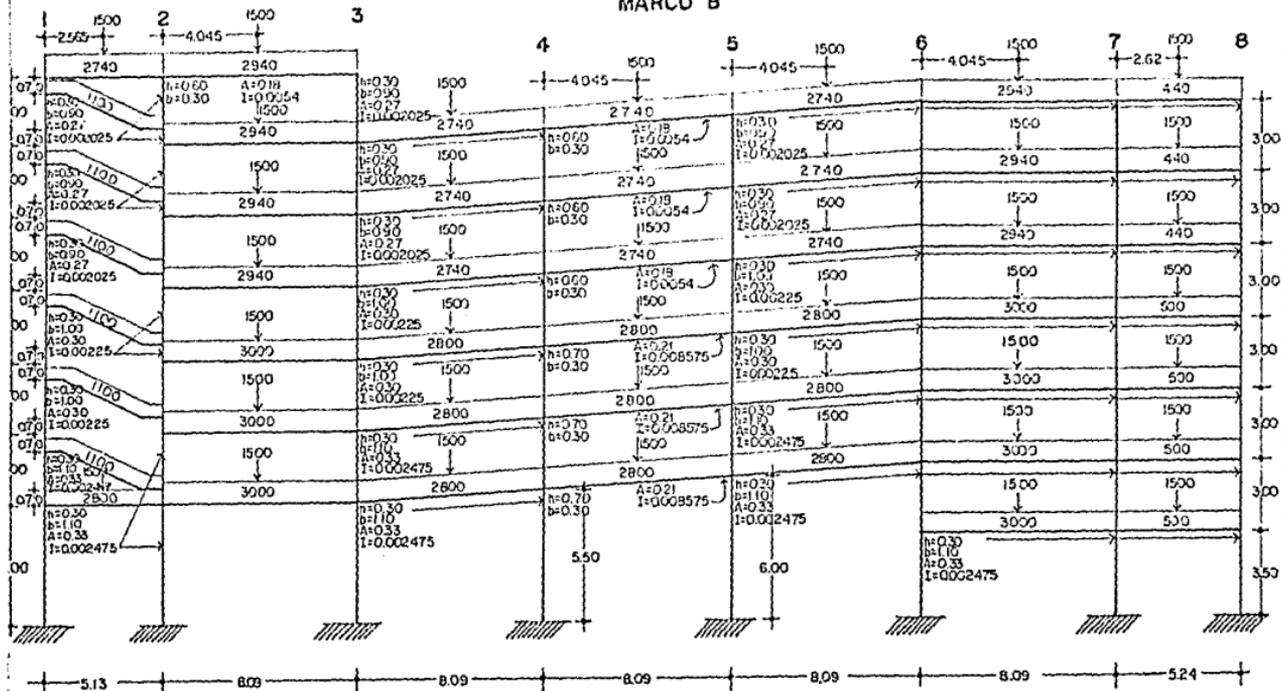
MARCO A



MARCOS CARGADOS CON SUS SECCIONES
 ADOTACIONES EN Mts
 CARGAS REPARTIDAS EN Kgs./Ml
 CARGAS CONCENTRADAS EN Kgs.
 AREAS EN Mts²
 INERCIAS EN Mts⁴

FIG. 4.26

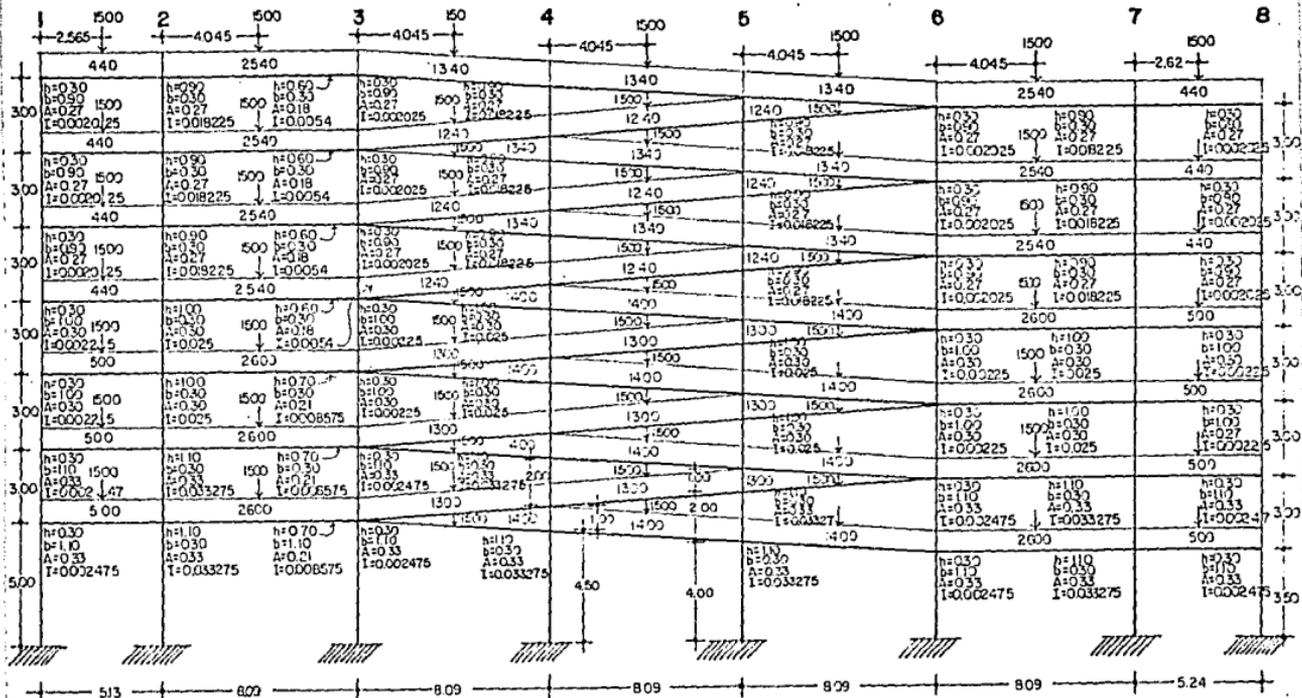
MARCO B



MARCOS CARGADOS CON SUS SECCIONES
 ADOTACIONES EN Mts.
 CARGAS REPARTIDAS EN Kgs/MI
 CARGAS CONCENTRADAS EN Kgs
 AREAS EN Mts²
 INERCIAS EN Mts⁴

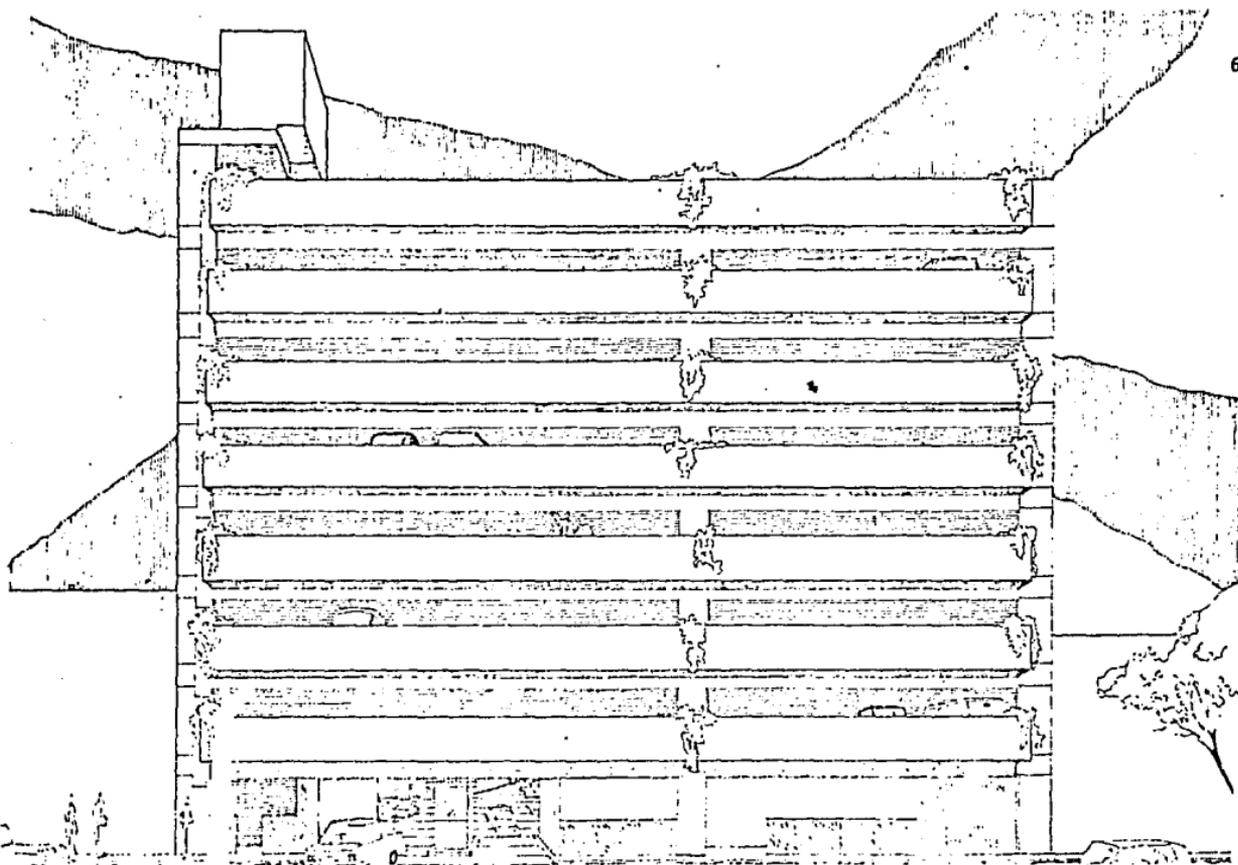
FIG. 4.27

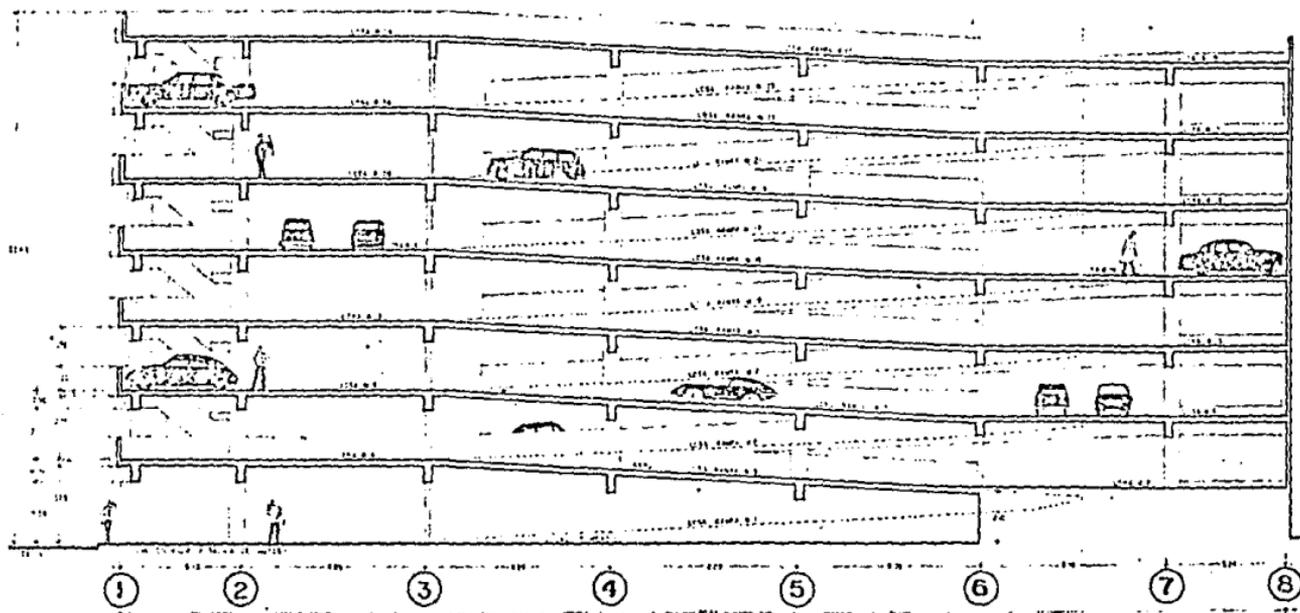
MARCO C



MARCOS CARGADOS CON SUS SECCIONES
ACOTACIONES EN Mts.
CARGAS REPARTIDAS EN Kgs/M
CARGAS PUNTA EN Kgs.
AREAS EN Mts²
INERCIAS EN Mts⁴

FIG. 4.28





PLANO A

CAPITULO V

ANALISIS SISMICO POR METODO ESTATICO

5.1. INTRODUCCION

Uno de los elementos de los que el hombre se siente más indefenso, aterrado y que ha causado grandes catástrofes son los movimientos bruscos o sismos que son originados por las rocas de la corteza que tratan de buscar equilibrio; por varios años acumulan fuerzas elásticas que en un momento dado ya no pueden resistir y viene el colapso, por roturas de la corteza, acomodamiento de las rocas, por derrumbamientos en cavernas subterráneas o por erupciones volcánicas.

Frecuentemente, los terremotos cuyos epicentros se localizan en áreas oceánicas, originan olas gigantes que se desplazan a grandes velocidades y que arrasan las zonas costeras al llegar a los mismos.

Tales olas se denominan Maremotos o Tsunamis. Las olas de un maremoto se producen por hundimiento o deformación de amplias zonas de los fondos oceánicos debido a la acción del sismo. La longitud de onda de dichas olas suele ser muy grande; de ahí que en alta mar pueden pasar desapercibidas a los navíos; su velocidad de desplazamiento es del orden de varios centenares de kilómetros por hora. A medida que se aproximan a las zonas costeras, las olas de un maremoto aumentan de altura debido a la disminución de la profundidad y pueden aumentar y alcanzar hasta 30 mts. En 1960, el terremoto que devastó las ciudades chilenas de Valdivia y Concepción, originó

un maremoto que atravesó todo el océano Pacífico, causando graves daños en las islas Hawaií y en Japón.

El sismo es un movimiento vibratorio que se origina en zonas internas de la tierra y se propaga por los materiales de la misma en todas direcciones en forma de ondas elásticas denominadas sísmicas.

El punto inferior de la tierra donde se origina un terremoto se denomina Hipocentro o Foco, y el de la superficie terrestre donde aquel presenta mayor intensidad, Epicentro; en la mayor parte de los casos, el epicentro se halla en la vertical del hipocentro. La profundidad a que se encuentra el foco de un sismo, varía desde 50 Km. hasta 800 Km. Los grandes terremotos raramente son fenómenos aislados; con frecuencia van seguidos de sacudidas poco importantes denominadas Premonitorias y seguidos a veces durante largos períodos de tiempo, de otras más pequeñas no perceptibles por el hombre, llamadas réplicas.

En los grandes temblores de tierra, el estado de agitación sísmica puede durar meses. Frecuentemente las fases principales de un terremoto van acompañados, sobre todo en las zonas próximas al Epicentro, de grandes ruidos comparables a los truenos. El área más afectada en un sismo es la que se llama Macrosísmica y se determina uniendo los puntos que presentan la misma intensidad con líneas llamadas isosísmicas.

5.2. NUMERO DE TEMBLORES POR AÑO

En el mundo se producen anualmente varias miles -

de sacudidas sísmicas, aproximadamente unas 80,000; como la superficie terrestre es mucho menor que la de los mares, en ella proporcionalmente sucederán unos 25,000 y - de éstos se puede decir que la milésima parte son de consideración o sea que hay 25 temblores fuertes por año y solamente dos de estos temblores pueden alcanzar una magnitud de 8 en la escala de Richter.

5.3. ONDAS SISMICAS

A partir del punto anterior de la tierra donde se produce un sismo, se originan ondas elásticas que se propagan en todas las direcciones. El estudio de gran número de sismógrafos ha permitido diferenciar dos tipos - - principales de ondas sísmicas:

a) Las preliminares:

Divididas a su vez, en longitudinales y trans-versales.

b) Las superficiales:

Divididas en ondas Rayleigh y ondas Love o L.

Las ondas preliminares son las más rápidas y por lo tanto las primeras que registran los sismógrafos, - - son éstas.

De éstas, las longitudinales provocan en las partículas sólidas afectadas, movimientos en el mismo sentido que la dirección de propagación, siendo, por lo tan-to, ondas de compresión y distensión. Su velocidad oscila entre 6 y 13.6 m/seg. Las ondas transversales produ

cen en las partículas afectadas, movimientos perpendiculares a la dirección de propagación; son pues ondas cizallura; presentan velocidades de 3.7 a 7.2 m/seg.

5.4. MAGNITUD, INTENSIDAD Y EFECTOS DE LOS SISMOS

La magnitud y la intensidad son parámetros para determinar la importancia intrínseca de un sismo. La magnitud es la cantidad de energía liberada en el foco de un sismo; se calcula midiendo en el sismógrafo la amplitud máxima que alcanzan ciertas ondas sísmicas. La magnitud es pues, el parámetro más objetivo para conocer la violencia intrínseca de un terremoto.

La escala de magnitudes más usada en la actualidad fue establecida por el sismólogo estadounidense Ch. F. Richter y comprende 10 grados del 0 al 9, siendo cada grado 10 veces mayor al precedente. El sismo de mayor magnitud, registrado desde que se utilizan sismógrafos de precisión, fue el que, en 1958 afectó la zona de las Islas Muriles, que alcanzó un grado de 8.7 en la escala de Richter.

La intensidad de un sismo es mucho más subjetiva que la magnitud, pues se basa en la apreciación de los efectos producidos por el sismo en la superficie sobre las edificaciones.

La intensidad máxima es el epicentro y que decrece a medida que nos alejamos de él, depende en primer lugar de su magnitud y en segundo lugar de la profundidad a que se encuentra el foco, siendo más intenso, en igualdad de magnitud, cuanto más superficial sea el foco. Pa

ra conocer las intensidades sísmicas, se utilizan varias escalas; la más usada en la actualidad es la Mercalli mo dificada, que comprende 12 grados de intensidades:

GRADO 1.- Movimiento sísmico imperceptible para - la gran mayoría de las personas y únicamente percibido - por los sismógrafos. Pájaros y animales pueden manifestar un cierto grado de desasosiego.

GRADO 2.- Movimientos percibidos por ciertas per-
sonas, especialmente las que se encuentran en ambientes apacibles y en los pisos superiores de los edificios.

GRADO 3.- Sacudidas detectadas por bastantes per
sonas en el interior de las casas, aunque en ocasiones - no las reconocen como un sismo, sino como debidas al pa-
so de camiones. Pueden llegarse a percibir con direc- -
ción y duración del movimiento.

GRADO 4.- Sacudidas percibidas por la mayoría de
las personas en el interior de los edificios y por algu-
nas que circulan en las calles. Oscilación de objetos -
colgantes, crujidos de paredes, tintineo de cristales y
vajillas, ligeras oscilaciones de algunos coches parados.

GRADO 5.- Sacudidas percibidas prácticamente por la
toda la población afectada, estimando perfectamente la -
dirección y duración del fenómeno; las personas que duer
men pueden despertarse. Caída de objetos en equilibrio,
oscilación de puertas, movimientos de objetos cargados y
colgados en las paredes, parada o puesta en marcha de --
los relojes de péndulo.

GRADO 6.- Lo sienten todas las personas, las cuales tienden a abandonar los edificios; las que se hallan en movimiento pueden sufrir ciertas vacilaciones al desplazarse. Rotura de cristales, vajillas, platos, caída de estantería, cuadros y objetos colgados en las paredes, oscilación de muebles pesados, resquebrajamiento de tabiques en muros de poca calidad; suenan espontáneamente las campanas de las iglesias, se pueden caer cosas como las chimeneas, etc.

GRADO 7.- Se hace difícil permanecer de pie durante las fases principales de las sacudidas de esta intensidad, perceptibles en automóviles en movimiento, rotura de muebles, aleros y tejados débiles, desprendimiento de enlucidos de yeso, cal y piedra, tejas, cornisas y adornos arquitectónicos. Los daños en edificios bien proyectados y bien construidos son escasos, pero pueden ser considerables en construcciones de deficiente calidad; se producen olas en las superficies de los estanques y se enturbian las aguas. Sonido general de campanas.

GRADO 8.- Perturbaciones notables en la conducción de automóviles, con frecuente pérdida de control. - Caída de tabiques, chimeneas, monumentos, torres, depósitos elevados, etc.; las casas de madera se mueven sobre sus cimientos y pueden caer, ruptura de cercas deterioradas, cambios de caudal o nivel en manantiales y pozos. - desprendimientos de terrenos con grandes pendientes.

GRADO 9.- Pánico general entre la población, rotura de conducciones subterráneas, arrietamiento del suelo; destrucción de puentes, deformaciones de los rieles del ferrocarril; en zonas aluviales, expulsión de arenas

y fangos; de aquí también la formación de los denominados volcanes de arena. Serios daños en edificaciones y cimientos, derrumbamiento total de muros de no mucha calidad.

GRADO 10.- Destrucción de la mayor parte de estructuras de mampostería y de madera, incluso en sus cimientos. Graves daños en presas, muros de contención, etc. Graves derrumbamientos y desplazamientos de terreno. Algunos edificios bien contruidos experimentan daños de consideración, desbordamiento de aguas en canales, ríos, lagos, etc.

GRADO 11.- Prácticamente no queda en pie ninguna construcción de mampostería, se rompen las estructuras, las conducciones subterráneas quedan fuera de servicio, graves daños en edificios, incluso en los de buena calidad.

GRADO 12.- Desaparición prácticamente total de todo rastro de construcción humana. Grandes desplazamientos de tierras, proyección de objetos hacia lo alto, formación de grandes fallas, notables deformaciones en el terreno, se producen grandes cambios en la topografía de las zonas afectadas.

5.5. INTENSIDAD DE SISMOS EN MEXICO

De una manera general y en los países de actividad sísmica, tiembla más donde hay volcanes, en las zonas montañosas, en los litorales escarpados y donde son más inclinados el cunaje o la estratificación de las rocas. En los grandes lugares planos, como las llanuras -

de Siberia, el desierto del Sahara, o las planicies norteamericanas, casi no se registran temblores.

México es fundamentalmente un país sísmico, pero tiene zonas en las que no tiembla y zonas de gran intensidad, las cuales se indican en la Fig. 5.1.

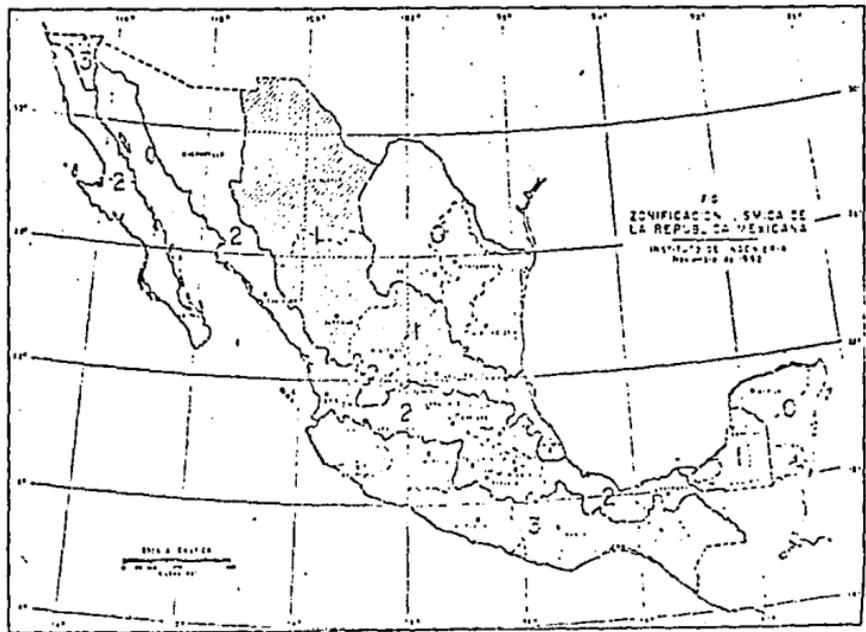
5.6. ANALISIS ESTATICO

Normalmente, los periodos de ondas sísmicas son más largos mientras más lejos están del epicentro y cuanto menos duro sea el terreno donde se verifican. A distancias muy grandes, para las ondas longitudinales se han llenado a calcular hasta de 5 a 13 seg. y para transversalmente hasta de 11 a 14 seg. Temblores de tan grandes periodos, en realidad no importan para la resistencia de las construcciones, pues ya que en sus movimientos son tan suaves que su efecto en ellos tiene que ser muy reducido. Cerca del epicentro y cuando se trata de temblores fuertes, aún lejos de él, los periodos se reducen a sólo 0.3 a 3 seg., siendo éstos los que nos tienen que interesar, ya que afectan considerablemente a los edificios y son los que trataremos en este capítulo.

La estática es la parte de la mecánica que estudia los efectos de las fuerzas sobre los cuerpos en reposo.

Para simplificar problemas, con frecuencia se supone sencillamente que al presentarse el sismo, la construcción va a quedar sujeta a unas fuerzas horizontales que la empujan lateralmente en uno y otros sentidos, y sus diferentes elementos se calculan en forma estática -

FIG. 51



para poder soportarlas. Es evidente que todo edificio - ante los temblores, tenga movimientos y para determinar los efectos reales, es necesario recurrir a la dinámica.

Lo que produce el impacto no es la velocidad, sino el cambio en ésta, o sea la aceleración. Por tanto, - qué importante es la aceleración que se produce en el terreno del sismo y el temblor será más intenso; mientras mayor sea tal aceleración; también tomará en cuenta para los efectos destructivos la duración de tiempo del temblor y la flexibilidad del edificio.

Hay una escala para medir la intensidad de los -- temblores basada en las aceleraciones que le dan al terreno y es la de Sieberg que tiene 12 grados y es la siguiente:

<u>GRADO</u>	<u>ACELERACION</u>	<u>DESIGNACION</u>
I	0 a 2.5 mm/seg ²	insensible
II	2.5 a 5.0 mm/seg ²	muy ligero
III	5.0 a 10 mm/seg ²	ligero
IV	10 a 25 mm/seg ²	mediano
V	25 a 50 mm/seg ²	algo fuerte
VI	50 a 100 mm/seg ²	fuerte
VII	100 a 250 mm/seg ²	muy fuerte
VIII	250 a 500 mm/seg ²	ruidoso
IX	500 a 1000 mm/seg ²	destructor
X	1000 a 2500 mm/seg ²	muy destructor
XI	2500 a 5000 mm/seg ²	catastrófico
XII	5000 a más mm/seg ²	gran catástrofe

Por medio de la aceleración podríamos obtener el empuje horizontal que en un temblor se ejerce sobre un

edificio.

$$F = M * a = \frac{P}{g} * a \quad (5.1)$$

Donde:

F = fuerza.

M = masa.

a = aceleración.

p = peso del edificio.

g = aceleración de la gravedad = 9800 mm/seg².

5.6.1. COEFICIENTE SISMICO

De acuerdo a la ecuación 5.1.

$$F = p * \frac{a}{g} = P * C$$

C = Coeficiente sísmico.

El coeficiente sísmico multiplicado por el peso del edificio, determina la fuerza que de acuerdo con su aceleración, el temblor ejerce en la base. Resulta de la relación de la aceleración del temblor entre la aceleración de la gravedad.

El reglamento del D.F. para tomar el coeficiente sísmico, lo hace de acuerdo a la clasificación y dependiendo del tipo de estructuración de que se trate; otro factor importante es el terreno donde se va a construir.

5.6.2. CLASIFICACION DE LOS EDIFICIOS

Por su destino las construcciones se clasifican - en 3 grupos:

GRUPO A:

Edificios gubernamentales y de servicio público - (como plantas de bombeo, centrales eléctricas y telefónicas, estaciones de bomberos y otros), aquellos cuyo funcionamiento es especialmente importante a raíz de un temblor (como hospitales), aquellos cuyo contenido es de gran valor (como museos) y aquellos con área total construída superior a 400 m², donde, frecuentemente existe -- aglomeración de personas (como escuelas, estadios, salas de espectáculos, templos, estaciones, terminales y similares).

GRUPO B:

Construcciones para la habitación privada o de -- uso público, donde no existe frecuente aglomeración de - personas (como hoteles, viviendas, edificios de departamentos o despachos, plantas industriales, gasolineras, - restaurantes); edificios con área total construída no ma - yor de 400 m², en los que existe frecuente aglomeración - de personas; cercas cuya altura excede de 2.50 mts., - - construcciones para guardar materiales o equipos costosos, y aquellas cuyas fallas puedan poner en peligro - - otras construcciones afines a este grupo a del grupo -- "A".

GRUPO C:

Construcciones aisladas cuya ejecución no exija -

intervención del director responsable de la obra y cuya falla, por temblor no pueda normalmente causar daños a estructuras de los dos primeros grupos, a seres humanos ó a materiales ó, a equipos costosos.

5.6.3. CLASIFICACION DE LAS ESTRUCTURAS PARA EL ANALISIS ESTATICO

Considerando las características estructurales se hace la siguiente clasificación:

ESTRUCTURA TIPO 1:

Estructuras que posean alineados en la dirección en que se analiza, dos o más elementos resistentes a la fuerza cortante horizontal y cuyas deformaciones, ante la acción de cargas laterales en dicha dirección, sean debidas esencialmente a flexión de miembros estructurales.

Se incluyen en esta clase las estructuras para edificios que posean marcos constituidos por trabes de (armaduras o losas planas) y columnas metálicas o de concreto reforzado, siendo cada marco capaz de resistir en todos los pisos al menos el 50% de la fuerza cortante de diseño que le tocaría si trabajara aislado, sin requerir para ello la colaboración de muros ni contra vientos diagonales.

Los pisos y cubiertas de estas estructuras serán suficientemente rígidos y resistentes para distribuir la fuerza central entre los elementos de diversa flexibilidad. Se incluyen también las construcciones con altura máxima de 7 mts. ó 2 pisos, que cumplan los requisitos

que se exigen para captar el método simplificado de análisis.

ESTRUCTURA TIPO 2:

Estructuras cuyas deformaciones, ante la acción de cargas laterales en la dirección que se analiza, sean debidas esencialmente a esfuerzo cortante o a fuerza axial en los miembros estructurales. Se consideran en esta clase los edificios soportados únicamente por muros de carga y aquellos cuyos marcos son incapaces de resistir por sí mismos en cada piso el 50% de la fuerza cortante de diseño que les tocaría si trabajan aislados. -- Se exceptúan de esta clasificación aquellas construcciones que se incluyen entre las de estructura tipo 1.

ESTRUCTURA TIPO 3:

Tanques elevados, chimeneas y todas aquellas construcciones que se hallen soportadas por una sola columna o una hilera de columnas orientadas perpendicularmente a la dirección que se analiza, o cuyas columnas no estén ligadas en la cubierta y en los pisos por elementos de suficiente rigidez y resistencia para distribuir las fuerzas horizontales entre las columnas de diversa flexibilidad.

5.6.4. COEFICIENTE SISMICO PARA ANALISIS ESTATICO

Para el análisis estático de los edificios clasificados según su destino en el grupo "B", se empleaban como mínimos los siguientes valores del coeficiente C. -
ART. 234 R.C.D.F. CAP. XXXVII

TIPO DE ESTRUCTURA	ZONA Y TIPO DE SUELO								
	0			1		2		3	
	F	C1	C2	F	C1	C2	F	C1	C2
1	0.025	0.025	0.025	0.04	0.04	0.06	0.10	0.10	0.12
2	0.025	0.025	0.04	0.06	0.08	0.08	0.15	0.15	0.24
3	0.04	0.04	0.04	0.06	0.10	0.15	0.20	0.20	0.30

Tratándose de las construcciones clasificadas en el grupo "A", estos valores se multiplican por 1.3.; los clasificados en el grupo "C" no requieren diseño por símos.

Para la tabla de coeficiente sísmico se hizo la clasificación de los suelos siguientes:

F- son los suelos formados por rocas sanas o ligeramente intemperizada, arcilla compacta o arena densa.

C1 y C2- son los suelos formados por terrenos de mediana y gran compresibilidad, como son las arcillas de consistencia medias, arcillas suaves, o muy suaves, en mantos de gran espesor.

La zona se tomará de acuerdo al plano de regionalización sísmico (Fig. 5.1.).

Para calcular las fuerzas cortantes de diseño a diferentes niveles de un edificio, se pondrá una distribución lineal de aceleraciones horizontales con valor nulo en la base de la estructura (es decir, en el nivel a partir del cual las deformaciones de ésta puedan ser apreciables) y máximo en el extremo superior de la mis-

ma, de modo que la relación v/w en la base, sea igual al valor C . De acuerdo con este párrafo, la fuerza horizontal que obra en el piso y se obtiene con la fórmula:

$$F_i = C W \frac{W_i H_i}{\sum W_i H_i} \quad \text{ART.240 R.C.D.F. CAP. XXXVII}$$

En el cual:

H_i = Elevación del piso, medida desde la base de la estructura (es decir, desde el nivel a partir del cual -- las deformaciones de ésta pueden ser apreciables).

W_i = Peso del piso i

i = Número de pisos

Nuestra estructura está formada por marcos en dos direcciones, por lo que pertenece al grupo 1. Por estar dentro del grupo "B" y en terreno de arena densa, el coeficiente sísmico correspondiente es $c=0.04$.

En la siguiente tabla se calcula la fuerza total que actúa en cada entrepiso; este cortante de entrepiso lo dividiremos de acuerdo a la rigidez de cada marco por medio de las fórmulas de Wilbur, para sacar el cortante de cada marco para obtener el cortante de entrepiso.

$$M = \text{momento de piso} \quad M = \frac{V \cdot H}{3} \quad (5.2.) \text{ REF.9 CAP.III}$$

Teniendo todos los momentos de piso, se desarrolla el método de Kani, como lo explicamos en el capítulo VI, sección 6.4.3. y en vez de tomar los momentos de empotramiento para sacar el momento de sujeción, se parte

de los momentos de piso, multiplicándolos por sus factores de desplazamiento.

Peso del nivel superior (7)

Area de nivel= 50.82 mts.* 29.84 mts.= 1516 mts².

PESOS:

Los a-----0.125*2400= 300 Kg/m

Trabes secundarias--- 40.45*0.25*0.45*2400*4/1516= 30 Kg/m²

Trabes primarias (L)- 0.30*0.60*2400*4/29.84=58 Kg/m²

Trabes primarias (h)- 0.30*0.80*2400*4/50.82=90 Kg/m²

Muros-----160*1.00*240/1516= 25 Kg/m²

Wu= 500

Wv = 150

Wt= 650 Kg/m²

PESO NIVELES (6,5,4)

Los a = 300 Kg/m²

Ts = 30 Kg/m²

Tp (L)= 58 Kg/m²

Tp (H)= 90 Kg/m²

COL = 32*0.90*0.30*3.00*2400/1516= 40 Kg/m²

Muro = 25 Kg/m²

Wm= 540

Wv = 150

Wt= 690 Kg/m²

PESO NIVELES (3,2,1)

Los a = 300 Kg/m²

Ts = 30 Kg/m²

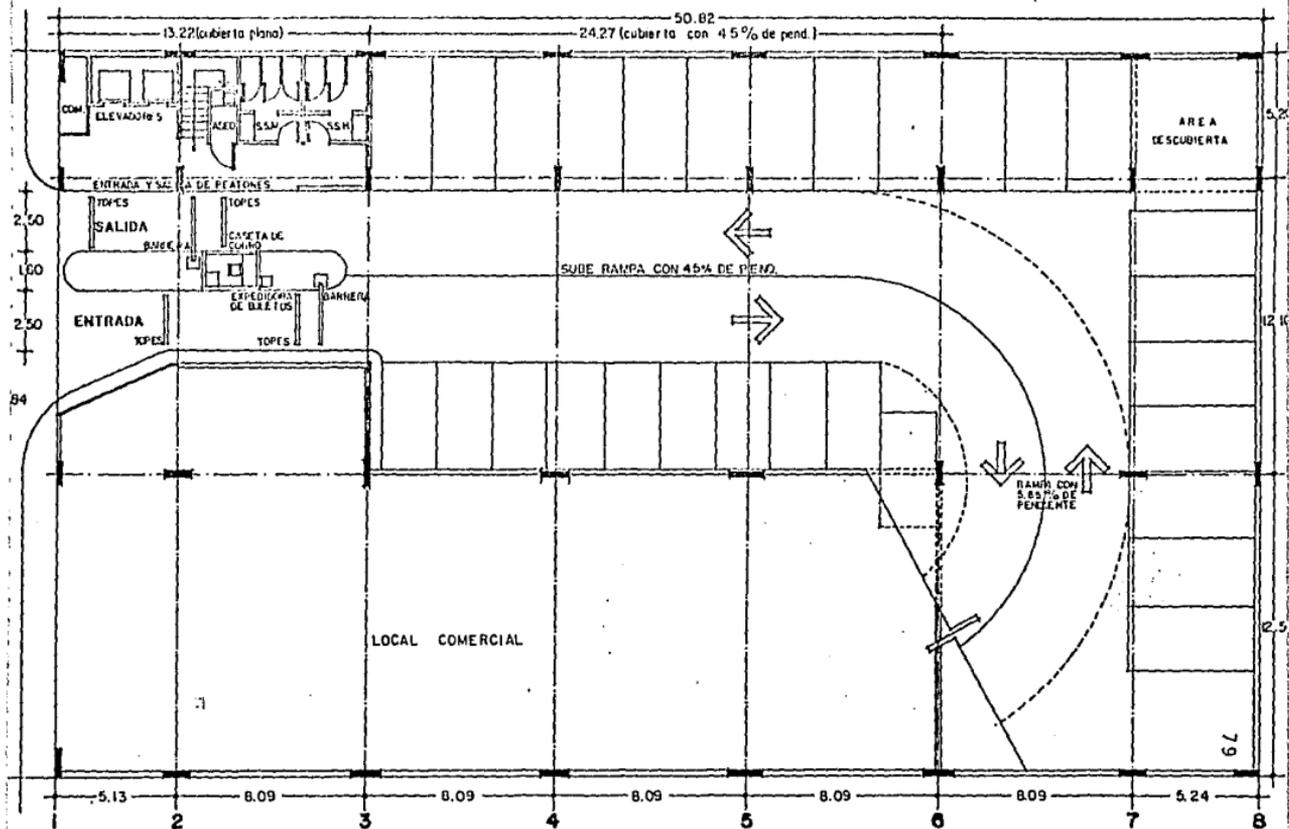


FIG. 5.2 ORIENTACION DE COLUMNAS

$$\begin{aligned}
 T_p (L) &= 0.30 \cdot 0.70 \cdot 2400 \cdot 4 / 29.84 = 70 \text{ Kg/m}^2 \\
 T_p (H) &= 0.30 \cdot 0.90 \cdot 2400 \cdot 8 / 50.82 = 100 \text{ Kg/m}^2 \\
 COL &= 32 \cdot 1.00 \cdot 0.36 \cdot 3 \cdot 2400 / 1516 = 45 \text{ Kg/m}^2 \\
 \text{Muro} &= 25 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned}
 W_u &= 570 \\
 W_v &= 150 \\
 W_t &= 720 \text{ Kg/m}^2
 \end{aligned}$$

5.6.5. REPARTICION DE CORTANTE DE ENTREPISO

R_n = Rigidez del entrepiso en cuestión.
 K_{tn} = Rigidez (I/L) de trabes del nivel sobre el entrepiso h
 K_{cn} = Rigidez (I/L) de columnas en entrepiso h
 m,n, = índices que identifican niveles
 h_n = altura de entrepiso.

1er. ENTREPISO (REF. 10-1:29) 2do. ENTREPISO (REF.10-1:30)

$$R_1 = \frac{48E}{h_1 \left[\frac{4h_1}{\sum K_{c1}} + \frac{h_1+h_2}{\sum K_{t1} + \frac{K_{c1}}{12}} \right]} \quad R_2 = \frac{48E}{h_2 \left[\frac{4h_2}{\sum K_{c2}} + \frac{h_1+h_2}{\sum K_{t1} + \frac{K_{c1}}{12}} + \frac{h_2+h_3}{\sum K_{t2}} \right]}$$

PARA ENTREPOS SUPERIORES

$$R_n = \frac{48E}{h_n \left[\frac{4h_n}{\sum K_{cn}} + \frac{h_m+h_n}{\sum K_{tm}} + \frac{h_n+h_o}{\sum K_{tn}} \right]}$$

SENTIDO TRANSVERSAL

MARCO 1:

$$R1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{4(5.0)}{0.02662} + \frac{5.00+3.00}{0.00646+\frac{0.02662}{12}} \right]} = 1216.96$$

MARCO 2:

$$R1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{20}{0.00814} + \frac{8.00}{0.00646+\frac{0.00814}{12}} \right]} = 562.12$$

MARCO 3:

$$R1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{20}{0.0143} + \frac{8.00}{0.00887+\frac{0.0143}{12}} \right]} = 928.19$$

MARCO 4:

$$R1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{20}{0.0082} + \frac{8.00}{0.00646+\frac{0.0082}{12}} \right]} = 572.12$$

MARCO 5:

$$R1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{2.0}{0.00669} + \frac{8.00}{0.00646 + \frac{0.00699}{12}} \right]} = 509.40$$

MARCO 6:

$$R1 = \frac{48(212100)}{3.5 \left[\frac{14}{0.02043} + \frac{6.5}{0.00887 + \frac{0.02043}{12}} \right]} = 2237.42$$

MARCO 7:

$$R1 = \frac{48(212100)}{3.5 \left[\frac{14}{0.00814} + \frac{6.5}{0.0064 + \frac{0.00814}{12}} \right]} = 1102.57$$

MARCO 8:

$$R1 = \frac{48(212100)}{3.5 \left[\frac{14}{0.02043} + \frac{6.5}{0.00646 + \frac{0.02043}{12}} \right]} = 1963.29$$

SENTIDO LONGITUDINAL

MARCO A:

$$R1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{20}{0.04076} + \frac{8.00}{0.00850 + \frac{0.04076}{12}} \right]} = 1750.58$$

MARCO B:

$$R_1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{20}{0.00349} + \frac{8.00}{\frac{0.00850+0.00349}{12}} \right]} = 306.62$$

MARCO C:

$$R_1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{20}{0.03428} + \frac{8.00}{\frac{0.00850+0.03428}{12}} \right]} = 1590.75$$

MARCO D:

$$R_1 = \frac{48(212100)}{5.0 \left[\frac{20}{0.05804} + \frac{8.00}{\frac{0.00850+0.05804}{12}} \right]} = 2156.00$$

RIGIDEZ RELATIVA DE LOS MARCOS

$$V_d = \frac{K_{iy}}{\sum K_{iy}} (v)$$

SENTIDO TRANSVERSAL

MARCO 1 \Rightarrow $R_1 = 1216.96 = K_r = 0.544$
 MARCO 2 \Rightarrow $R_1 = 562.12 = K_r = 0.251$
 MARCO 3 \Rightarrow $R_1 = 928.19 = K_r = 0.415$
 MARCO 4 \Rightarrow $R_1 = 572.12 = K_r = 0.256$
 MARCO 5 \Rightarrow $R_1 = 509.40 = K_r = 0.228$
 MARCO 6 \Rightarrow $R_1 = 2237.42 = K_r = 1.000$
 MARCO 7 \Rightarrow $R_1 = 1102.57 = K_r = 0.493$
 MARCO 8 \Rightarrow $R_1 = 1963.29 = K_r = 0.877$

 $\Sigma 4.064$

SENTIDO LONGITUDINAL

MARCO A \Rightarrow $R_1 = 1750.58 = K_r = 0.812$
 MARCO B \Rightarrow $R_1 = 306.62 = K_r = 0.142$
 MARCO C \Rightarrow $R_1 = 1590.75 = K_r = 0.738$
 MARCO D \Rightarrow $R_1 = 2156.00 = K_r = 1.000$
 $\Sigma 2.692$

$\frac{K_{iy}}{\sum K_{iy}}$
MARCO 1= 0.134
MARCO 2= 0.062
MARCO 3= 0.102
MARCO 4= 0.063
MARCO 5= 0.056
MARCO 6= 0.246
MARCO 7= 0.121
MARCO 8= <u>0.216</u>
$\sum 1.000$

$\frac{K_{iy}}{\sum K_{iy}}$
MARCO A= 0.302
MARCO B= 0.053
MARCO C= 0.274
MARCO D= <u>0.371</u>
$\sum 1.000$

NIVEL	SENTIDO TRANSVERSAL						SENTIDO LONGITUDINAL										
	W_1 (TON)	H_1 (MT)	$W_1 H_1$	F_1 (TON)	CORTANTE V (KGS)	M_1 (KGS)	M_2 (KGS)	M_3 (KGS)	M_4 (KGS)	M_5 (KGS)	M_6 (KGS)	M_7 (KGS)	M_8 (KGS)	M_A (KGS)	M_B (KGS)	M_C (KGS)	M_D (KGS)
7	985	23.00	22655	6581	65810	8702	4068	6602	4133	3674	16140	7930	14172	19814	3477	17277	24341
6	1046	20.00	20920	6058	126190	16060	7824	12871	7060	7007	31045	15260	27257	38109	6639	24576	46918
5	1046	17.00	17782	51.80	177690	23810	11017	18124	11194	9051	43712	21500	38281	53662	9418	48687	65923
4	1046	14.00	14644	42.41	220100	29493	13648	22450	13860	12326	54145	26632	47542	66470	11865	66507	81657
3	1092	11.00	12012	34.78	254880	34154	15903	25008	16057	14273	62700	30840	55054	70974	13509	69837	94560
2	1092	8.00	8736	25.26	280180	37544	17371	28578	17851	15000	69024	33902	60510	64614	14950	76700	103747
1	1092	5.00	5460	15.81	266000	39694	16352	30192	18648	16576	72816	35816	63036	80592	15668	81104	109913

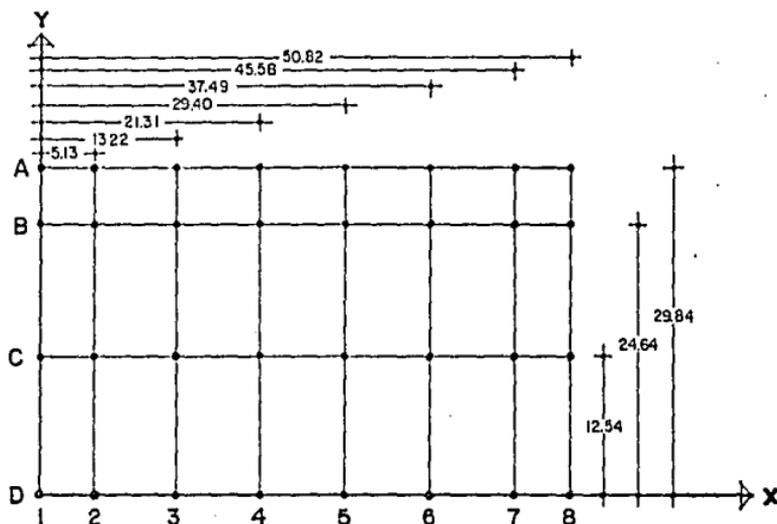
£ 7400 £ 102,209

TABLA CON CORTANTES DE ENTREPISO REPARTIDOS

5.7. SISMO POR TORSION

Cuando el sismo directo no coincide con el centro de figura de las columnas provoca una torsión en la planta entonces la columna se capacitará para tomar este efecto torsionante.

El centro de figura de las columnas no necesariamente es el centro de gravedad en la planta de cada piso, y el centro de aplicación del sismo será el centro de gravedad de las cargas verticales.

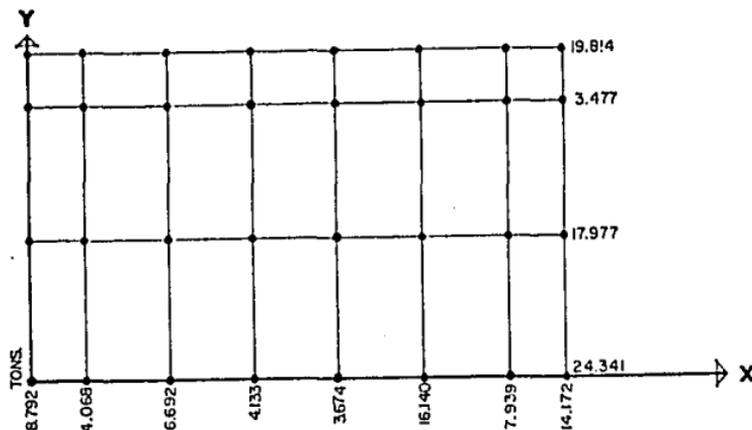


$$\sum N_{xx} = 8(29.84 + 24.64 + 12.54) = 32y \quad \Rightarrow Y = 16.755 \text{ mts.}$$

$$\sum M_{yy} = 4(50.82 + 45.58 + 37.49 + 29.40 + 21.31 + 13.22 + 5.13) = 32x \quad \Rightarrow X = 25.369 \text{ mts.}$$

Centro de aplicación del sismo:

Se determinará en función de las solicitaciones - horizontales por marco del análisis estático.

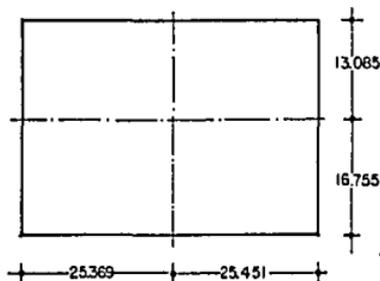


$$\sum M_{yy} = (14.172 \cdot 50.82 + 7.939 \cdot 45.58 + 16.140 \cdot 37.49 + 3.674 \cdot 29.40 + 4.133 \cdot 21.31 + 6.692 \cdot 13.22 + 4.068 \cdot 5.13) = 65.61y$$

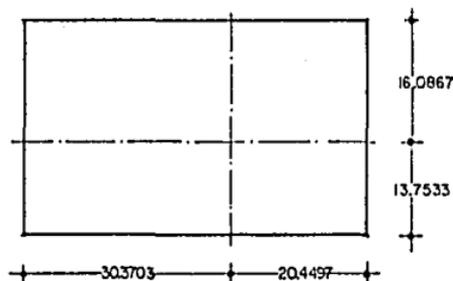
$$\implies Y = 30.3703 \text{ mts.}$$

$$\sum M_{xx} = (19.814 \cdot 29.84 + 3.477 \cdot 24.64 + 17.977 \cdot 12.54) = 65.61x$$

$$\implies X = 13.7533 \text{ mts.}$$

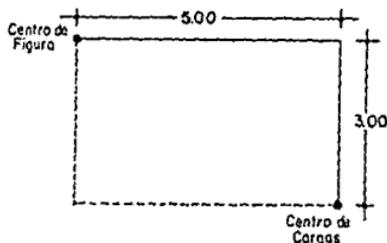


CENTRO DE FIGURA



CENTRO APLICACION SISMO

DETERMINACION DE EXCENTRICIDAD



$$e = \sqrt{5^2 + 3^2}$$

$$e = 5.831 \text{ mts.}$$

Para el diseño estructural se hará con el valor - más desfavorable de los siguientes:

1) 1.5 veces el valor calculado más 0.05 veces la mayor dimensión del entrepiso (excentricidad accidental) medida en la dirección normal a la fuerza cortante.

2) El valor calculado menos la excentricidad accidental.

$$e = 5.831 \text{ mts.} \quad V = 65.61 \text{ Tons.}$$

$$1.5 * 5.831 * 65.61 = 573.858$$

$$0.05 * 50.82 * 65.61 = \underline{166.715} +$$

$$740.573 \text{ Ton-Mt.} = \text{Mto. Torsionante}$$

El momento torsionante sísmico se aplicará en el centro de figura de las columnas.

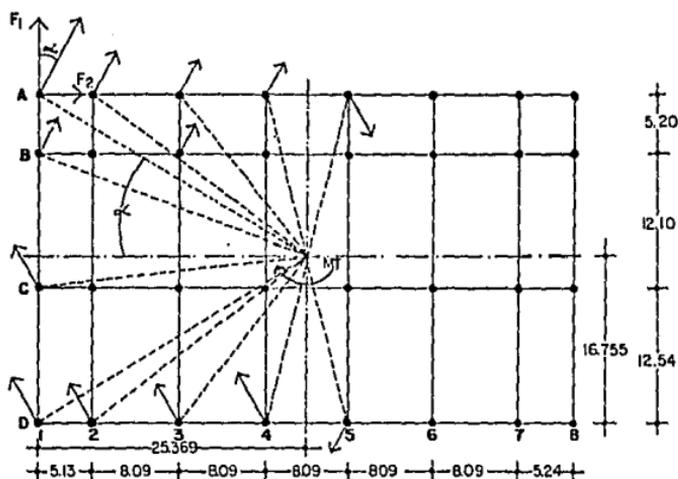
ANALOGIA DE UN NIVEL Y LA JUNTA REMACHADA

El momento torsionante sísmico, aplicado en el - centro de figura de las columnas es análogo en su efecto al de una junta metálica remachada.

El efecto en ambos elementos (columnas o remaches) actúa como una fuerza cortante, cuya magnitud será función de la longitud entre la columna respectiva y el centro de figura donde se supone actuando el momento torsionante; así como también de la fuerza cortante unitaria por unidad de longitud.

Por lo tanto serán dos los factores, los que determinen la fuerza sísmica que obra en cada columna.

- La fuerza cortante unitaria por unidad de longitud.
- La distancia entre una columna y el centro de figura.



El profesor Harol D. Hauf propuso para la determinación de la fuerza cortante unitaria por unidad de longitud la siguiente expresión:

$$f = \frac{M_t}{\Sigma X^2 + \Sigma Y^2} \quad \text{REF. 15 Pag. 174}$$

Mt = Momento torsionante sísmico.

$\Sigma X^2 + \Sigma Y^2$ = suma de abscisas y ordenadas al cuadrado.

$$\Sigma X^2 = 4*5.13^2 + 20*8.09^2 + 4*5.24^2 = 1524.06$$

$$\Sigma Y^2 = 8*5.20^2 + 8*12.10^2 + 8*12.54^2 = 2645.61$$

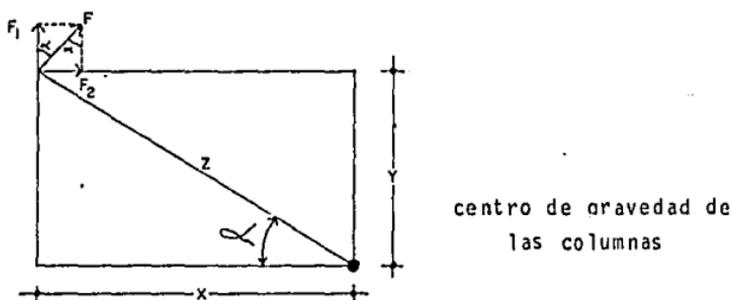
$$f = \frac{740.573}{1524.06 + 2645.61} = 0.1776 = F = 0.1776 \text{ Tons/Ml.}$$

La fuerza (F) que obra en cada una de las columnas será igual a la fuerza sísmica unitaria por su respectiva distancia al centro de figura de las columnas.

Col.	z	f	F
1A	28.5448	0.1776	5.0696
1B	26.5661	0.1776	4.7181
1C	25.7168	0.1776	4.5673
1D	30.4026	0.1776	5.3995
2A	24.1005	0.1776	4.2802
2B	21.7207	0.1776	3.8576
2C	20.6733	0.1776	3.6716
2D	26.2745	0.1776	4.6663
3A	17.8554	0.1776	3.1711
3B	14.4835	0.1776	2.5723
3C	12.8594	0.1776	2.2838
3D	20.6961	0.1776	3.6756
4A	13.7001	0.1776	2.4331
4B	8.8684	0.1776	1.5750
4C	5.8516	0.1776	1.0393
4D	17.2396	0.1776	3.0618

Se determinaron los valores de (F) de algunas columnas como resultado de la fuerza sísmica unitaria (f); ahora haremos una comparación de distancias para obtener directamente la fuerza torsionante por marco.

El sismo por torsión que actúa en el sentido según los ejes de los marcos, se logrará con sus componentes horizontales y verticales.



la fuerza sísmica (F2) componente de (F) paralela al eje XX vale:

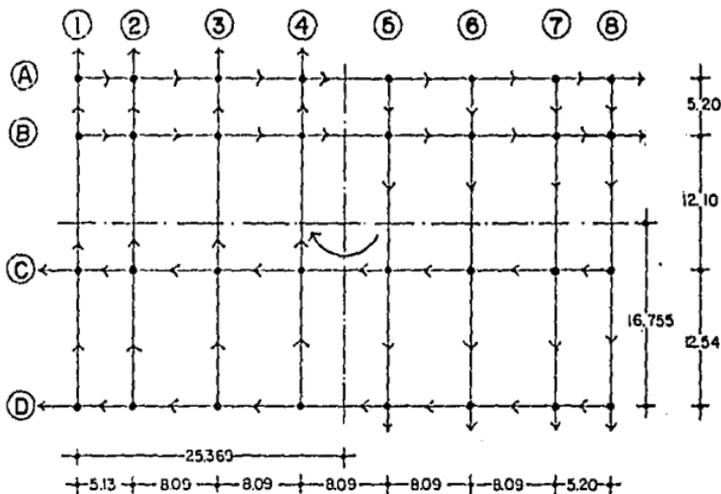
$$F2 = F \sin \alpha \text{ pero } \sin \alpha = \frac{Y}{Z} \text{ y como } F = fz \text{ entonces}$$

$$F2 = fz \frac{Y}{Z} = Fy \quad F2 = fy$$

$$F1 = fx$$

Es decir, que la fuerza sísmica en una columna según su eje es igual al cortante unitario multiplicado por su respectiva ordenada, o abscisa.

	Cortante Unitario	Distancia	Valores de F	No. Pzas.	Cortantes en el marco
EJE (A)	0.1776	13.085	2.3239	8	18.5912
(B)	0.1776	7.885	1.4004	8	11.2030
(C)	0.1776	4.215	0.7486	8	5.9887
(D)	0.1776	16.755	2.9757	8	23.8055
(1)	0.1776	25.369	4.5055	4	18.0221
(2)	0.1776	20.239	3.5944	4	14.3778
(3)	0.1776	12.149	2.1577	4	8.6306
(4)	0.1776	4.059	0.7209	4	2.8835
(5)	0.1776	4.0310	0.7159	4	2.8636
(6)	0.1776	12.1210	2.1527	4	8.6108
(7)	0.1776	20.211	3.5895	4	14.3579
(8)	0.1776	25.411	4.5130	4	18.052



La determinación del cortante por torsión en cada marco será la suma de las componentes respectivas en el eje considerado.

Ahora se hará la comparación de torsión restando la excentricidad accidental.

$$e = 5.831 \text{ Mts.} \quad V = 65.61 \text{ Tons.}$$

$$1.5 * 5.831 * 65.61 = 573.858$$

$$0.05 * 50.82 * 65.61 = \underline{166.715} -$$

$$407.143 \text{ Ton-Mt} \text{ -- Mto. Torsionante 2.}$$

El momento torsionante sísmico se aplicará en el centro de la figura de las columnas.

$$f = \frac{Mt}{\sum x^2 + \sum y^2} \quad \text{REF. 15 Pag. 174}$$

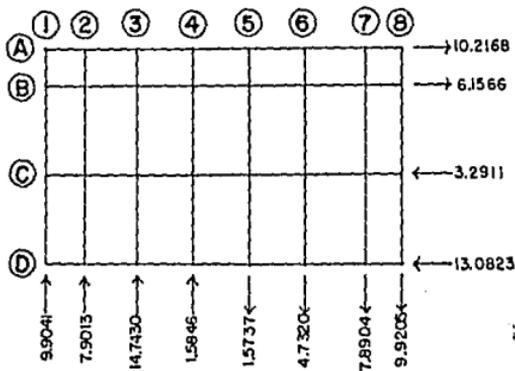
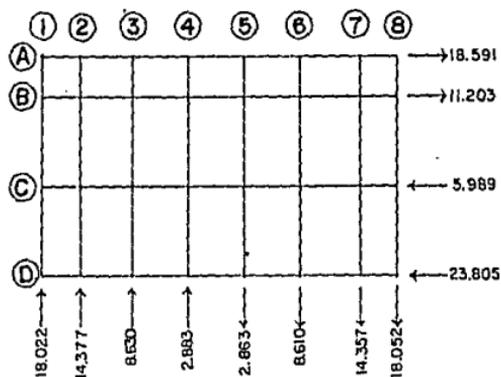
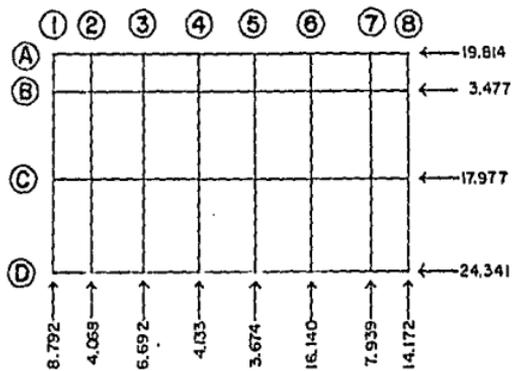
$$f = \frac{407.143}{1524.06 + 2645.61} = 0.0976 \implies F = 0.0976 \text{ Tons/Ml.}$$

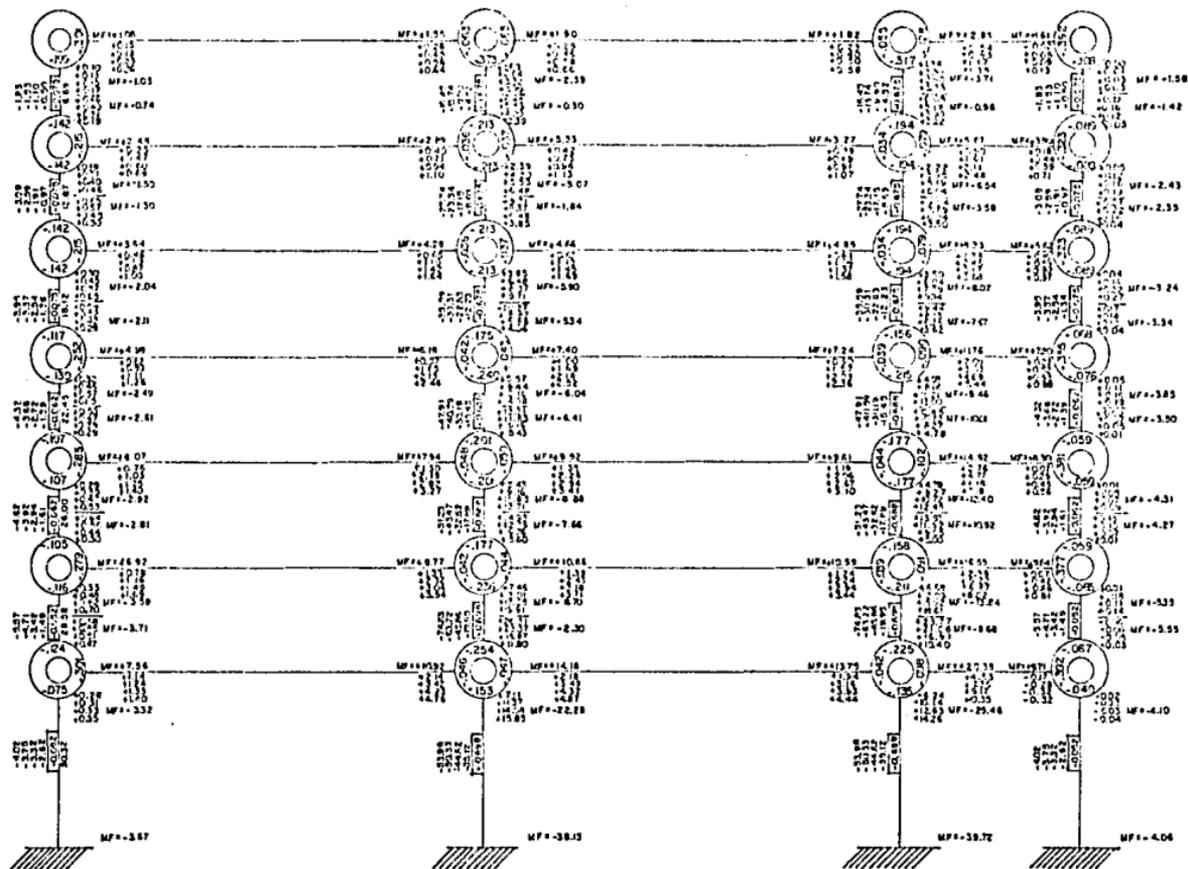
Ahora determinaremos la fuerza sísmica de torsión en las columnas multiplicando el cortante unitario por su respectiva ordenada o abscisa.

	Cortante Unitario	Distancia	Valores de F	No. Pzas.	Cortante en el marco
EJE (A)	0.0976	13.085	1.2771	2	10.2168
(B)	0.0976	7.885	0.7696	8	6.1566
(C)	0.0976	4.215	0.4114	8	3.2911
(D)	0.0976	16.755	1.6353	8	13.0823
(1)	0.0976	25.369	2.4760	4	9.9041
(2)	0.0976	20.239	1.9753	4	7.9013
(3)	0.0976	12.149	1.1857	4	4.7430
(4)	0.0976	4.059	0.3962	4	1.5846
(5)	0.0976	4.031	0.3934	4	1.5737
(6)	0.0976	12.121	1.1830	4	4.7320
(7)	0.0976	20.211	1.9726	4	7.8904
(E)	0.0976	25.411	2.4801	4	9.9205

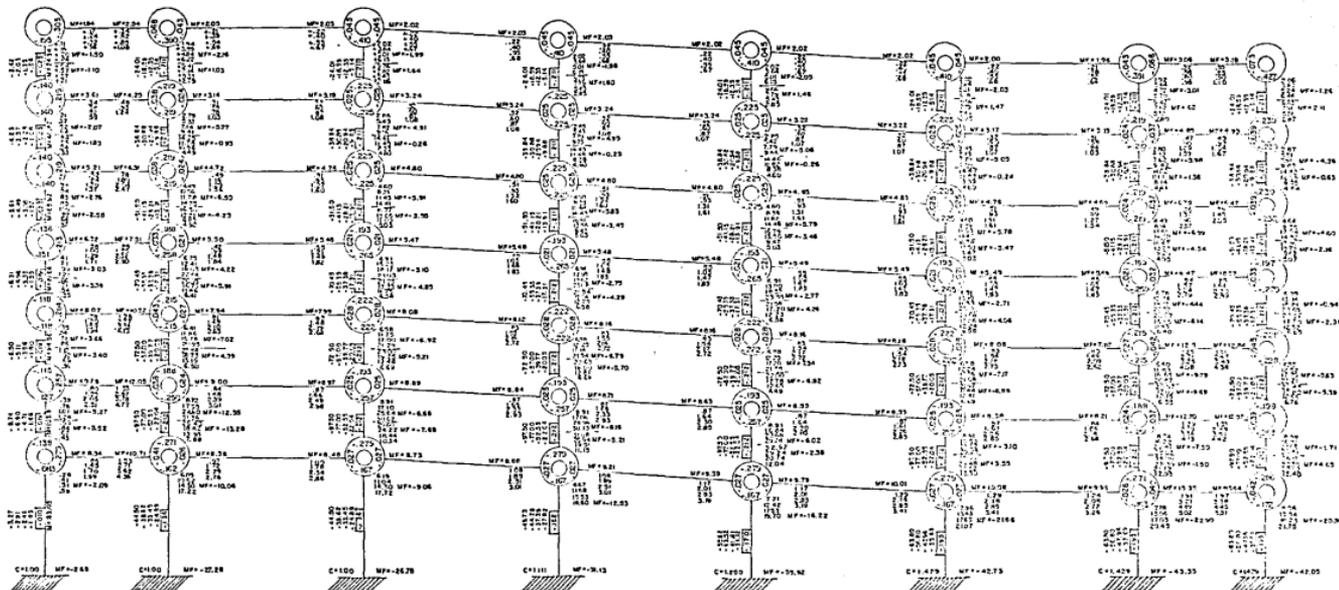
Del resultado por torsión en cada uno de sus ejes se aumentará un 30% del otro sentido, o sea que para cada sistema deberán calcularse las fuerzas laterales debidas a la suma del 100% de los efectos debidos en el eje "X" más 30% en el sentido "y" y viceversa.

REF.16) CAP.4 SECC.4.1.F.





MARCO 3 (CARGAS HORIZONTALES)



MARCO D (CARGAS HORIZONTALES)

CAPITULO VI

ANALISIS Y DISEÑO DE LA ESTRUCTURA

6.1. INTRODUCCION

Ha sido costumbre analizar las estructuras por la carga vertical, suponiendo que las cargas transmiten a las losas, las cuales transmiten a las vigas y éstas, a su vez, a las columnas; o bien cuando no existen trabes, suponiendo que las losas transmiten directamente las cargas a las columnas. Las fuerzas horizontales como fuerzas de viento o sismo, se supone que generalmente son resistidas por la estructura formada por vigas y columnas; en realidad los tres elementos estructurales actuando en conjunto resisten tanto las cargas verticales como las horizontales.

Las losas apoyadas sobre columnas se empezaron a construir antes de que se conocieran métodos de análisis, sobre una base empírica. En cambio las losas, apoyadas sobre trabes se empezaron a construir cuando ya se disponía de métodos matemáticos de análisis. Ahora se reconoce que en realidad los dos sistemas de piso funcionan de manera semejante. Así, cuando las losas están apoyadas sobre muros rígidos, puede considerarse que lo están sobre vigas de rigidez a flexión infinita, y cuando están apoyadas directamente sobre columnas que el sistema de piso tiene vigas de rigidez a flexión, dentro de estos dos casos límite, puede haber vigas de cualquier rigidez.

6.2. VARIABLES PRINCIPALES

La distribución de momentos flexionantes en sistemas de piso no solamente depende de las características propias de la losa, sino también de los otros elementos, como son: las vigas, las columnas y el tipo de carga.

6.2.1. INFLUENCIA DE LAS COLUMNAS

Las columnas influyen sobre la distribución de momentos en la losa, por la restricción que ejercen sobre las vigas, y la losa, o sea por el empotramiento parcial que proporcionan a estos elementos estructurales.

6.2.2. EFECTO DE LA RIGIDEZ FLEXIONANTE DE LAS VIGAS

La rigidez flexionante de las vigas, comparada con la rigidez flexionante de la losa, influye en la distribución de momentos a lo ancho de la franja. Si las vigas son de peralte grande, en comparación con el peralte de la losa, gran porcentaje del momento total de una sección transversal dada es resistida por las vigas y un porcentaje pequeño por la losa. En losas planas, en las que no existen vigas, todo el momento es resistido por la losa.

6.2.3. EFECTO DE LA RIGIDEZ TORSIONANTE DE LAS VIGAS

La rigidez torsionante de las vigas proporciona un empotramiento parcial a las losas; cuanto mayor sea la rigidez torsionante de las vigas, mayores serán los -

momentos negativos.

6.2.4. INFLUENCIA DEL TIPO DE CARGA

En un sistema de piso, no siempre se encuentran cargados todos los tableros, existen combinaciones desfavorables de carga. Es frecuente en el caso de bodenas, que unos tableros soporten carga viva y otros no; el incremento de momentos respecto a los producidos por carga uniforme en todos los tableros, depende de la relación de carga viva a carga muerta, mientras mayor sea la relación, mayor es el incremento.

Cuando se conoce la distribución de la carga viva, el análisis se hace para tal distribución. Si no se conoce la distribución y la carga viva no excede de las tres cuartas partes de la carga muerta, o no hay posibilidad de que la carga varíe significativamente de uno a otro tablero, el análisis estructural se efectúa suponiendo que todos los claros del marco están cargados.

Cuando no se cumplen estas condiciones, el momento positivo máximo en un claro donde se calcula suponiendo que el claro está cargado con las tres cuartas partes de la carga viva y con toda la carga muerta (total), y que los claros adyacentes están cargados únicamente con la carga muerta. El momento negativo máximo en un nudo dado, se calcula suponiendo que los dos claros al nudo están cargados con las tres cuartas partes de la carga viva total y los claros siguientes están descargados.

6.3. ANALISIS DE SISTEMAS DE PISO

Existen algunos métodos que toman en cuenta las variables importantes, como la rigidez torsionante de las curvas y las dimensiones de las vigas y las columnas como el método de distribución de momentos, desarrollado por Siess Newmark; estos métodos requieren el empleo de computadoras ya que se llegan a sistemas de ecuaciones simultáneas de número muy elevado. Se emplean solamente la influencia de variables en estructuras típicas y compararlas con los resultados experimentales, con el fin de obtener posteriormente métodos simplificados de diseño. Ha quedado demostrado que los resultados de análisis de losas ideales de material elástico, homogéneo e isotrópico, son aplicables a las losas de concreto reforzado, si se hacen ciertas modificaciones indicadas por los resultados experimentales.

Las modificaciones más importantes son que los momentos negativos en estructuras reales, son ligeramente menores que en estructuras ideales y los positivos son ligeramente mayores. Esto puede deberse a que la losa se agrieta, en las zonas de momentos positivos, por ser mayores los momentos negativos y en consecuencia, los momentos se redistribuyen de las zonas de momento negativo a las de momento positivo.

6.4. METODO DE ANALISIS

El método que utilizaremos para resolver losas es el método de las Normas Técnicas del R.C.D.F., para analizar el porcentaje de carga en cada sentido, dependiendo

do de su relación de claro corto a claro largo, para estructurar marcos bidimensionales en base a traves y columnas. Los porcentajes de carga, en cada sentido de la losa se dan en base a la igualación de flechas en los dos sentidos. El método consiste en los siguientes pasos:

A) Determinación de las rigideces de los elementos que forman los marcos (traves y columnas).

B) Análisis estructural de los marcos.

C) Distribución de los momentos flexionantes y fuerzas cortantes, obtenidos en el análisis para columnas y traves.

D) Dimensionamiento y diseño de los elementos de la estructura para resistir los momentos y cortantes.

6.4.1. DETERMINACION DE LAS RIGIDECES DE LOS ELEMENTOS

Para calcular rigideces se consideran únicamente secciones gruesas de concreto sin agrietar y sin tomar en cuenta el acero de refuerzo. Se obtienen los momentos de inercia, de las secciones tanto de las vigas como de las columnas, la inercia se saca tanto para el eje longitudinal y para transversal para sacar la inercia en los dos sentidos y con respecto a su eje de gravedad, ya teniendo su inercia en los dos sentidos lo dividimos entre su longitud y este resultado es el que tenemos o tomamos para tomarlo como rigidez relativa de las columnas o de las traves según sea el caso.

6.4.2. ANALISIS ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

El análisis estructural de los marcos lo haremos por los métodos usuales de marcos bidimensionales.

El método que utilizaremos para la resolución de los marcos lo haremos por el de aproximaciones sucesivas de Gaspar Kani. Dentro de este método se puede resolver con nudos indesplazables, o con nudos desplazables; si lo resolviéramos con nudos indesplazables, daría lugar a errores que en algunas ocasiones causan cambios de signos en los momentos. Los marcos especiales 4 y 5 fueron obtenidos por sistema computacional HP.

Dentro de nuestro análisis estructural con nudos desplazables haremos la consideración para fuerzas horizontales como lo es el caso para el análisis sísmico, como de igual forma haremos la consideración de alturas diferentes de columnas de un mismo piso como en los marcos longitudinales, en las rampas.

6.4.3. METODO DE KANI PARA ANALISIS ESTRUCTURAL DE LOS MARCOS

Este método es de aproximaciones sucesivas y no es un método completamente exacto, pues los resultados pueden ser tan aproximados como exactos. Este comparado con otros métodos tiene las siguientes ventajas:

- 1) La ventaja principal de este método es la eliminación automática de los errores, ya que éstos en caso de existir, desaparecen al seguir haciendo las iteraciones.

2) La comprobación de los resultados puede hacerse en cualquier nudo y en cualquier momento.

3) Cuando se tenga que modificar el cálculo de un marco ya resuelto por cambios de carga o sección, no es necesario volver a empezar el mismo, sino sólo anotar los cambios y repetirlos únicamente en parte.

El objeto del cálculo estático de una estructura es obtener el equilibrio de todos los nudos. El análisis consiste en encontrar los momentos flexionantes en los extremos de cada barra.

CONSIDERACIONES DEL METODO

1) Se considera como momento positivo el momento flector en el extremo de la barra, cuando su sentido de giro es igual al de las manecillas del reloj.

2) El momento flector en el extremo i ó k de la barra $i-k$ se designará que al actuar las cargas exteriores existe un empotramiento perfecto en los dos extremos de cada barra, o sea que los nudos permanecen fijos sin poder efectuar ningún giro ni desplazamiento. Los momentos extremos de la barra $i-k$ producidas por las cargas exteriores (momentos de empotramiento) se designarán con $M_{i k}$ o $M_{k i}$ respectivamente.

Las fuerzas y momentos de sujeción que impiden el desplazamiento y el giro de los nudos se designarán con $M_i = M_{i k}$ que es igual a la suma de los momentos de empotramiento que llegan al nudo.

3) Cuando se deforma una estructura bajo la acción de ciertas cargas exteriores, los nudos giran en un determinado valor. El valor total del giro se considera en las cuatro siguientes etapas:

- a) La barra $i-k$ se deforma sin girar los extremos.
- b) El extremo i gira un ángulo T_i mientras el extremo k no gira.
- c) El extremo k gira en T_k mientras en extremo i no gira.
- d) Los extremos $i-k$ se desplazan entre ellos un valor S .

M_{ik} = Momento total de cada extremo de la barra.

\bar{M}_{ik} = Momento de empotramiento perfecto.

$2M'_{ik}$ = La doble influencia del giro del mismo nudo.

M'_{ki} = Influencia del giro del nudo opuesto.

M''_{ik} = Influencia del desplazamiento.

Dentro del método de Kani hay consideraciones especiales ya sea si son nudos desplazables o indesplazables con fuerzas horizontales o columnas de diferente altura en un mismo piso; a continuación haremos una explicación de estas consideraciones:

A) NUDOS INDESPLAZABLES

Se basa en el siguiente razonamiento: al cargar una barra que es simplemente apoyada, la barra se vuelve cóncava hacia abajo, y necesariamente girando sus extre-

mos. Este giro es impedido en los empotramientos perfectos, que para impedir tal giro, le aplican a la barra, - un momento que produzca un giro igual y contrario al de la barra de apoyos simples.

Cuando a una barra simple se le aplica un momento, éste gira un determinado ángulo T_i , y el extremo opuesto gira un valor $T_k = 1$ igual a la mitad de T_i , es decir:

$$T_i = \frac{M_i}{3EK} ; \frac{M_k}{6EK} = T_k, \text{ o sea el mismo giro } T_k, \text{ lo producirá.}$$

con la mitad del valor M , pero aplicado en el extremo k , por lo tanto, cuando a una barra apoyada en i y empotrada en k se le aplica un momento en i , se produce un momento como reacción en k para impedir un giro k y producir así el empotramiento perfecto, de magnitud igual a la mitad del aplicado en i . En los marcos existen los nudos que son puntos donde concurren 2 o más barras y estando perfectamente ligadas éstas; el (en ángulo) gira - el nudo, las barras conservan el mismo ángulo entre sí, - es decir, todos giran el mismo ángulo.

El momento M_{ik} en el extremo i de la barra ik , sería:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} \text{ y en } k \text{ sería:}$$

$$M_{ki} = \bar{M}_{ki} + 2M'_{ki} + M'_{ik} \quad \text{REF. 9-II-1}$$

En el nudo i para que exista equilibrio:

$$M_{ik} = 0$$

$$M_{ik} + 2 M'_{ik} + M'_{ki} = 0$$

$$M_{ik} + M'_{ki} = - 2 M'_{ik} \quad (6.2)$$

Observando que $M = 3 E K T_i$, o $M = \epsilon E K T_i$, se ve que -- los momentos en los extremos de las barras depende de -- las rigideces k y de los ángulos de giro. En un nudo so lo, todas las barras giran un mismo ángulo, por lo que - un momento \bar{M}_i que es la suma de los momentos de embotra- miento M_{ik} , se repartirá conforme a sus rigideces.

Para un marco en el que hay varios nudos:

En la ecuación (6.2) la suma de $\xi_{ik} + \xi_{M'ki}$, si lo dividimos entre (-2), nos da la suma de momentos producidos por el giro propio del nudo, en la barra que con curre a él. El factor de distribución que es la propor- ción de rigidez K_{ik} entre la suma de rigideces K_{ik} , pue- de quedar dividido por mitad y hacer la suma directa - del primer término de (6.2) y multiplicarla por los fac- tores de distribución para que nos dé M'_{ik} de cada barra. La segunda expresión del primer término $\xi_{M'ki}$ si se supo ne con aproximación arbitraria nos da valores aproxima- dos de M'_{ik} por lo que podemos empezar las interacciones con valores iguales a cero. El momento final será - - - $M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki}$.

B) NUDOS DESPLAZABLES

Si los nudos de una estructura además de girar se desplazan, el momento resultante será:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ki} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad (6.1) \text{ REF.9-III-1.a}$$

En la cual, las tres primeras expresiones corres- ponden a las anteriormente estudiadas y la cuarta, el -- momento $M''_{ik} = \frac{G E K \delta}{h}$ que es el momento producido cuando --

los extremos empotrados de una barra tienen desplazamiento relativo; la regla operatoria es: Un nudo, puesto que hay equilibrio:

$$\begin{aligned} \sum M_{ik} &= 0 \\ \sum M_{ik} + 2 \sum M'_{ik} + \sum M'_{ki} + \sum M''_{ik} &= 0 \\ -2 \sum M'_{ik} &= \bar{M}_i + \sum (M'_{ki} + M''_{ik}) \quad (6.3) \\ (i) & \quad (i) \end{aligned}$$

En la última expresión se hace indispensable conocer M''_{ik} la cual en la primera interacción se supone - igual a cero determinándose entonces las influencias debidas al giro en el extremo considerado, o sea M'_{ik} , una vez conocidos éstos se deduce a continuación el mecanismo para conocer M''_{ik} .

Si cortamos horizontalmente las columnas de un piso h y se verificara que la suma de las fuerzas cortantes en un piso h .

$$\begin{aligned} \sum Q_{ik} &= 0 \\ (h) \end{aligned}$$

El cortante es producido por los momentos debidos a desplazamientos en los extremos de la barra, o sea:

$$Q_{ik} = - \frac{M_{ik} + M_{ki}}{h_{ik}} \quad \text{REF. 9-III-pa. 21}$$

En donde:

$$\sum Q_{ik} = - \frac{1}{h_{ik}} = \sum (2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} + 2M'_{ki} + M'_{ik} + M''_{ki}) = 0$$

Y de ahí resulta:

$$\xi M''_{ik} = - \frac{3}{2} \xi (M'_{ik} + M'_{ki}) \quad (6.4) \text{ REF. 9-III-pag.21}$$

Como puede verse, para conocer M''_{ik} , se determinará los M'_{ik} por lo cual se harán sucesivas interacciones; primero de la ecuación 6.3., suponiendo $M''_{ik} = 0$ y segundo con la ecuación 6.4., conocidos los valores M'_{ik} la cual para mecanizarla se introduce el factor de corrimiento que es el de la repartición del valor $3/2$ proporcional a las rigideces de las columnas en el piso k , es proporcional a sus rigideces porque $M''_{ik} = \frac{EEK}{h} \delta$ y un nivel se desplaza un mismo valor δ .

REF.9-III pag.21

C) FUERZAS HORIZONTALES

Cuando en un marco actúen fuerzas horizontales:

$$\xi Q_{ik} = \sum_{i=1}^{(n)} H_i \quad \text{REF. 9-III-pag.27}$$

O sea, la suma de las fuerzas cortantes en todas las columnas del piso n es igual a la suma de todas las fuerzas H_i aplicadas encima del entrepiso considerado. De la ecuación del segundo paso en la deducción de la (6.4.). Si Q_{ik} no es igual a cero y empleando la notación $(n) Q_{ik} = Q_n$

$$Q_n h_n = - \sum_{(n)} [3 (M'_{ik} + M'_{ki}) + 2M''_{ik}] \quad \text{REF.9-III-pag.28}$$

Y si designamos el valor $\frac{Qnhn}{3}$, como momento de pi
so \bar{M}_n , tenemos:

$$\bar{M}_n = \frac{Qnhn}{3} \quad \text{REF. 9-III-pag.28}$$

Si despejamos $\sum_{(n)} M''_{ik}$ resulta:

$$M''_{ik} = -\frac{3}{2} \left[\frac{Qnhn}{3} + \sum_{(n)} (M'_{ik} + M'_{ki}) \right] \quad (6.5)$$

Por lo tanto, la diferencia del análisis de un marco sujeto a fuerzas horizontales y el mismo sujeto a cargas verticales, consiste en que al calcular la influencia del desplazamiento se agregará a las sumas de M'_{ik} el valor del momento de piso \bar{M}_n .

Si el factor de desplazamiento es igual a:

$$V_{ik} = -\frac{3}{2} \frac{K_{ik}}{\sum_{(n)} K_{ik}} \quad \text{REF. 9-III-(4a)} \quad \text{REF. 9-III-(2)}$$

(n) y el factor de distribución

$$\mu_{ik} = -\frac{1}{2} \frac{K_{ik}}{\sum_{(n)} K_{ik}}$$

La determinación de los valores M'_{ik} y M''_{ik} son claves para conocer el momento final M_{ik} en que se reduce a la aplicación de las siguientes ecuaciones:

$$M'_{ik} = \mu_{ik} \left[\bar{M}_n + \sum_{(i)} (M'_{ki} + M''_{ik}) \right] \quad (6.2) \quad \text{REF. 9-III-(3a)}$$

$$M''_{ik} = V_{ik} \left[\bar{M}_n + \sum_{(n)} (M'_{ik} + M'_{ki}) \right] \quad (6.5) \quad \text{REF. 9-III-(5a)}$$

Conocidos éstos, el momento final de diseño es:

$$M_{ik} = \bar{M}_{ik} + 2M'_{ik} + M'_{ki} + M''_{ik} \quad (6.6) \quad \text{REF. 9-III-(1a)}$$

D) COLUMNAS DE DIFERENTE ALTURA EN UN MISMO PISO:

La existencia de columnas de diferente altura en un piso no modifica los valores de los factores de giro y las influencias de dichos giros, solamente las influencias del desplazamiento experimentan variación.

Empezamos eligiendo como longitud de las columnas del piso un valor ficticio h_n , igual al de las columnas que figuran en mayor número con esa longitud.

Escribamos de nuevo la condición de equilibrio:

$$Q_n = \sum_n Q_{ik}$$

que debe cumplirse en cada piso n , la cual puede transformarse teniendo en cuenta la ecuación (1), y multiplicando luego por h_n , en la siguiente:

$$\sum_{(n)} M'_{ik} \frac{h_n}{h_{ik}} = - \frac{3}{2} \left[\frac{Q_n \cdot h_n}{3} + \sum_{(n)} (M'_{ik} + M'_{ki}) \frac{h_n}{h_{ik}} \right]$$

REF.9-III-pag.30

y llamando factor de reducción el valor c :

$$c_{ik} = \frac{h_n}{h_{ik}}$$

obtendremos introduciendo, además el valor \bar{M}_n del momento de piso, establecido anteriormente.

$$\sum_{(n)} c_{ik} M'_{ik} = - \frac{3}{2} \left[\bar{M}_n + \sum_{(n)} c_{ik} (M'_{ik} + M'_{ki}) \right]$$

Al desplazarse transversalmente un piso n , es evi

dente que todas las cabezas de columnas se desplazan en un mismo valor δ . Las influencias del desplazamiento dependen, por lo tanto únicamente de δ y de la relación.

$$\frac{K_{ik}}{h_{ik}}$$

y son proporcionales a estos dos valores. Teniendo en cuenta además, que el valor es igual para todas las columnas del mismo piso, la influencia del desplazamiento será proporcional a

$$\frac{K_{ik}}{h_{ik}}$$

o también el valor $c_{ik} K_{ik}$, resultando de ello la relación

$$\frac{M^{ik}}{\sum_{(n)} c_{ik} M^{ik}} = \frac{c_{ik} K_{ik}}{\sum_{(n)} c_{ik}^2 K_{ik}}$$

y expresando el valor del factor de corrimiento en una forma general, obtendremos

$$V_{ik} = - \frac{\sum_{(n)} c_{ik} K_{ik}}{\sum_{(n)} c_{ik}^2 K_{ik}} \quad \text{REF. 9-III-(4a)}$$

y la igualdad 9(5a) que expresa el valor del momento total debido al desplazamiento, puede escribirse así:

$$M^{ik} = V_{ik} \left[\bar{M}_t + \sum_{(n)} c_{ik} (M'_{ik} + M'_{k1}) \right] \quad \text{REF. 9-III-(5a)}$$

O sea, que para pisos con columnas de diferentes alturas, debemos de tomar en cuenta las siguientes modificaciones; empezaremos tomando una altura de piso h_n - en la forma que hemos indicado, calcularemos para cada columna un factor de reducción $c = \frac{h_n}{h}$ y lo anotaremos al lado de las mismas.

Los factores de corrimiento los anotaremos y calcularemos mediante la igualdad (V_{ik}) y lo anotaremos también en el esquema de cálculo. Al terminar con la influencia del desplazamiento, multiplicaremos la suma de los momentos de las influencias de giro en los extremos de las columnas, por el correspondiente factor de reducción c .

En el caso de las columnas de igual longitud, efectuábamos la comprobación de los factores de corrimiento, viendo si la suma de los mismos en cada piso era igual a (-1.5).

Para el caso de columnas desiguales, deberá ser la suma del producto.

$$\sum_{(n)} c_{ik} * V_{ik} = - \frac{3}{2} \quad \text{REF. 9-III-Pag.31}$$

LOS PASOS A SEGUIR EN EL METODO DE KANI SON:

1) Calcular los momentos de empotramiento perfecto en todos los extremos de las barras y anotarlos por arriba de su correspondiente barra. Sumemos en cada nudo los momentos de empotramiento para obtener el momento de sujeción y lo anotamos en el centro de cada nudo.

2) Calculamos luego los valores de los coeficientes de repartición o factores de giro, repartiendo el valor (-0.5) proporcionalmente en cada nudo a los valores de las rigideces k de las barras que concurren en él. Siendo la rigidez que se calculó para todos los elementos de la estructura equivalente.

$$M_{ik} = (-0.5) \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}} \quad (6.7)$$

M_{ik} = Factor de giro.

K_{ik} = Rigidez de cada barra.

$\sum K_{ik}$ = Suma de rigideces de las barras que concurren a un nudo.

Se comprueban los factores de giro de un nudo con:

$\sum M_{ik} = -0.5$ y se anotan los factores en cada nudo frente a su barra correspondiente.

3) Se calcula el factor de corrimiento o de desplazamiento para cada piso, repartiendo el valor (-1.5) proporcionalmente a las rigideces de las columnas del piso considerado (cuando las columnas son de diferente altura aplicamos la consideración de Kani para columnas de diferente altura en un mismo piso), y se anota este valor a la mitad de cada columna.

4) Se multiplica el momento de sujeción por los factores de giro de cada barra y los resultados son las influencias de los giros sobre el momento flector en el extremo de cada barra.

5) Sumamos las influencias de los giros en todos

los extremos de las columnas de un piso, multiplicaremos esta suma sucesivamente por los factores de corrimiento en cada interacción, obteniendo de esta forma las influencias correspondientes al desplazamiento, mediante las influencias de los giros, y se calculan los desplazamientos y con éstos, otra vez los de los giros en sucesivas interacciones, hasta obtener el grado de aproximación deseado.

6) Se hace la suma para obtener los momentos finales de acuerdo a la fórmula (6.1) para ejemplificar, se desarrollaron los pasos del método de Kani para el marco 3.

7) Para calcular los momentos de empotramiento de los marcos ya cargados de la Fig. (4.20) que corresponde al marco 3, los momentos de empotramiento se calculan y nos dan los siguientes momentos para las trabes superiores del marco.

$$\begin{aligned} M1 &= 71.26 \text{ Ton -M} \\ M2I &= 65.86 \text{ Ton -M} \\ M3 &= 2.28 \text{ Ton -M} \\ M2D &= 63.10 \text{ Ton -M} \end{aligned}$$

Los restantes momentos de empotramientos y de sujeción del marco 3 se presenta en el plano de cargas verticales en Ton -M-.

Un ejemplo para calcular los factores de giro, será el nudo 6 del marco 3 en el plano de cargas verticales donde se tienen todas las dimensiones que llegan al nudo.

$$\text{Rigidez de un elemento} = \frac{FrEI}{L} = \frac{I}{L}$$

Como el factor de rigidez y el módulo de elasticidad de todos los elementos son constantes se eliminan.

$$\text{Rigidez de columna superior} = \frac{I}{L} = \frac{0.018225}{3.00} = 0.006075$$

$$\text{Rigidez de columna inferior} = \frac{I}{L} = \frac{0.018225}{3.00} = 0.006075$$

$$\text{Rigidez de trabe izquierda} = \frac{I}{L} = \frac{0.0128}{12.54} = 0.001021$$

$$\text{Rigidez de trabe derecha} = \frac{I}{L} = \frac{0.0128}{12.10} = 0.001058$$

Para facilidad de cálculo todas las rigideces, las multiplicaremos por 1000, cosa que no afecta porque todas están afectadas por este mismo factor.

Factor de giro según la ecuación (6.7)

$$M_{ik} = -0.5 \frac{K_{ik}}{\sum K_{ik}}$$

$$\text{Columna superior} = -0.5 \left(\frac{6.075}{6.075+6.075+1.021+1.058} \right) = -0.213$$

$$\text{Columna inferior} = -0.5 \left(\frac{6.075}{6.075+6.075+1.021+1.058} \right) = -0.213$$

$$\text{Trabe izquierda} = -0.5 \left(\frac{1.021}{6.075+6.075+1.021+1.058} \right) = -0.036$$

$$\text{Trabe derecha} = -0.5 \left(\frac{1.05P}{6.075+6.075+1.021+1.058} \right) = -0.037$$

$$\text{Comprobación} = 0.213 + 0.213 + 0.036 + 0.037 = 0.50$$

Para las columnas tenemos:

$$V_{ik} = \frac{K_c}{\sum K_c} \cdot (-1.5)$$

Columnas en el piso superior:

$$\text{Columna eje D y A} = -1.5 \left(\frac{0.675}{0.675+6.075+6.075+0.675} \right) = -0.075$$

$$\text{Columna eje B y C} = -1.5 \left(\frac{6.075}{0.675+6.075+6.075+0.675} \right) = -0.675$$

$$\text{Comprobación} = 0.075 + 0.075 + 0.675 + 0.675 = 1.5$$

Los pasos 4, 5 y 6 del método de Kani se desarrollan en el plano de cargas verticales.

6.5. COLUMNAS

6.5.1. El diseño de los miembros sujetos a flexo-compresión, se basa en las condiciones de equilibrio y compatibilidad de deformaciones.

a) Los miembros sujetos a una carga de compresión - deberán diseñarse para la excentricidad que corresponda al momento máximo producido por dicha carga, pero no será menor de 2.5 cm. o que 0.1 h.

b) El refuerzo longitudinal no será menor que - - 0.01 ni mayor que 0.08 veces el área total de la sección, el número mínimo de varillas de refuerzo longitudinal se rá de 6, para varillas de refuerzo longitudinal, será de 6, para varillas dispuestas en forma circular, será de - 4, para varillas colocadas en un rectángulo.

c) Los esfuerzos de aplastamiento no debe exceder de $0.85f'_c$.

6.5.2. EFECTOS DE ESBELTEZ .

En miembros sujetos a compresión contraventeados contra desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez - se pueden despreciar cuando Kl/r sea menor de 34 y $12 \cdot M_1/M_2$

. En los miembros sujetos a compresión no contra venteados contra desplazamiento lateral, los efectos de esbeltez se pueden despreciar cuando Kl/r sea menor que 22, radio de giro = $0.3t$ para columnas rectangulares, $r = 0.25D$ para columnas circulares. ACI-10.11.4.1

M_1 = Momento menor de diseño en el extremo de un - miembro sujeto a compresión; es positivo si el miembro - está flexionado con curvatura simple, y negativo si está flexionado con curvatura doble.

M_2 = Momento flexionante mayor de diseño en el extremo de miembros sujetos a compresión, siempre positivo.

l_u = Longitud libre de pandeo.

k = Factor de longitud efectiva para elementos de compresión.

r = radio de giro mínimo de sección.

En la Fig.6.0 aparecen los nomogramas para cálculo de k .

Los miembros sujetos a compresión deben diseñarse utilizando la carga axial de diseño obtenida por medio de un análisis convencional de marcos, y un momento amplificado - M_c :

$$M_c = \mathcal{J} M_2$$

$$\mathcal{J} = \frac{C_m}{\frac{1-P_u}{\phi P_c}} \geq 1; P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} \quad \text{ACI-10.11.5.1}$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5(1+B)}$$

C_m = Factor que relaciona el diagrama real de momento a un diagrama equivalente de momento uniforme = 0.85 para -- cuando cargas accidentales.

\mathcal{J} = Factor de amplificación de momentos en columnas.

P_u = Carga axial de diseño.

P_c = Carga Crítica.

E_c = Módulo de elasticidad de concreto.

I_c = Momento de inercia de la sección total de concreto respecto a su eje centroidal.

B = Relación entre el momento máximo debido a la carga muerta de diseño y el momento máximo debido a la carga total

de diseño, siempre positivo.

En marcos no contraventeados contra desplazamiento lateral, al valor δ se calculará para el piso total, suponiendo que todas las columnas están cargadas. P_u y P_c se deben de tomar como la suma de $\sum P_u$ y $\sum P_c$. Para todas las columnas del piso.

Cuando se diseñe una columna de ese piso, se considerará como el valor mayor calculado para todo el piso, o para una columna individual, suponiendo que sus extremos están contraventeados contra desplazamiento lateral.

6.5.3. FORMULAS Y GRAFICAS DE DISEÑO DE COLUMNAS

Fórmula teórica para una columna simplemente en compresión.

$$P_u = \phi [(A_c - A_s) 0.85 F'_c + A_s F_y] \quad \text{ACI-318-77 Comentarios} \\ 10.3.1. B(1)$$

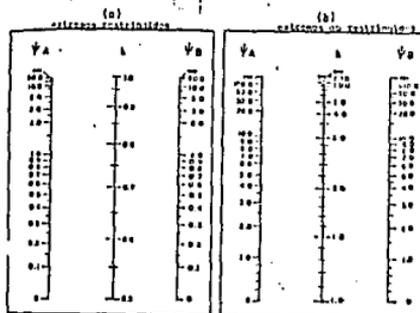
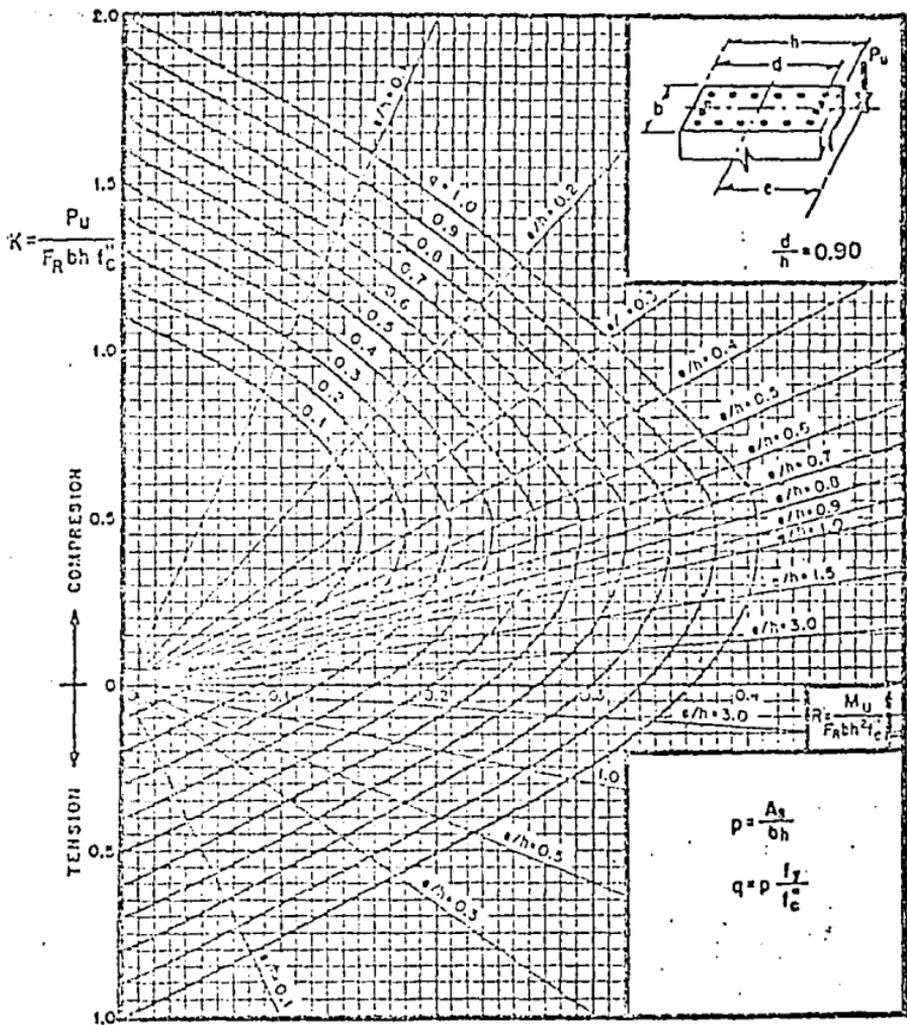


Fig. 6.0. Diagramas para determinar longitudes efectivas, l_e , de miembros a flexocompresión.

Ψ = cociente de $\Sigma M / l$ de las columnas, entre $\Sigma M / l$ de los miembros de flexión que soportan a un extremo de una columna, en el plano considerado.

A y B son los extremos de la columna.

Fig. 6.0. Diagramas para determinar longitudes efectivas, l_e , de miembros a flexocompresión.



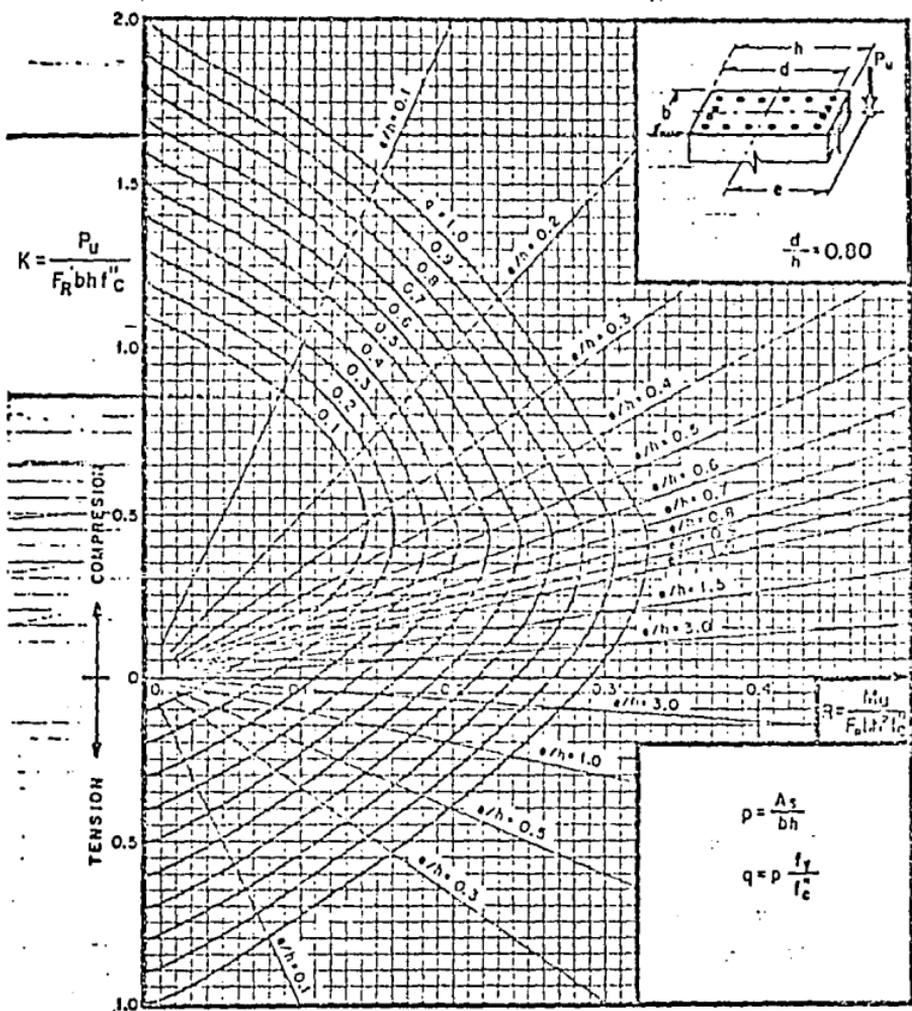
A_s = Área total de refuerzo

$f_c' = 0.85 f_c$; si $f_c' \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c' = (1.05 - \frac{f_c'}{1250}) f_c'$; si $f_c' > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_u = Momento flexionante de diseño

P_u = Carga axial de diseño

Fig. 6.1) REF. 4 May. 1955



A_s = Area total de refuerzo

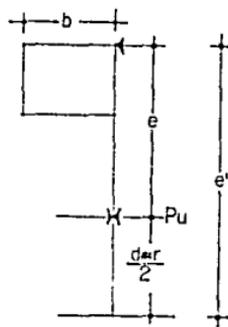
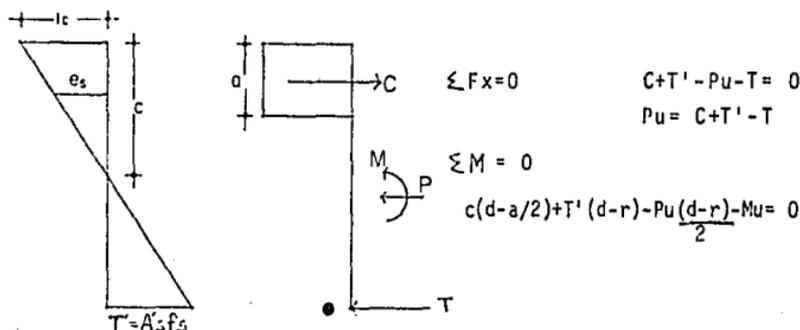
$f_c' = 0.85 f_c$; si $f_c \leq 250 \text{ kg/cm}^2$; $f_c' = (1.05 - \frac{f_c}{250}) f_c$; si $f_c > 250 \text{ kg/cm}^2$

M_U = Momento flexionante de diseo

P_U = Cargo axial de diseo

Fig 1 (6.2) REF. 4 P14. 117

Deducción de la fórmula para secciones rectangulares con esfuerzo simétrico y estribos.



$M_u =$ Par de fuerzas.

$$P \cdot \left(\frac{d-r}{2} \right) + M_u = P_u e'$$

$$C(d-\frac{a}{2}) + T'(d-r) - P_u e' = 0$$

$$P_u e' = \frac{C(d-\frac{a}{2}) + T'(d-r)}{2}$$

De donde:

$$P_u = \beta(0.85F' cba + A'sF's - A_s F_y) \quad (6.5) \quad \text{ACI-318-77 Comentarios 10.3.1 B(4)}$$

$$P_u e' = \beta(0.85F' cta(d-\frac{a}{2}) + A'sF's(d-r)) \quad (6.6)$$

$$M_u = C(d-\frac{a}{2}) + T'(d-r) - \frac{P_u(d-r)}{2}$$

$$M_u = \beta(0.85F' cba(d-\frac{a}{2}) + A'sF's(d-r) - \frac{P_u(d-r)}{2}) \quad (6.7)$$

Para flexocompresión monoaxial existen unas gráficas de interacción en las cuales se tienen los valores de: (Figs. 6.1. y 6.2.).

$$K = \frac{P_u}{F'_c b t}, \text{ y } \frac{k_e}{t} = \frac{P_e}{F'_c b t^2}$$

Y nos dan la curva correspondiente al valor de $P_t \cdot K$.

Las variables para las diferentes gráficas son: -
 $g = \frac{t - 2r}{t}$

Para concretos mayores que $F'_c = 280 \text{ kg/cm}^2$, forma de la columna, colocación de las varillas, etc. En nuestro estudio empleamos la gráfica correspondiente a columnas rectangulares con estribos y varillas longitudinales repartidas en las esnuinas (Fig. 6.2.).

· Cuando existen momentos en las dos direcciones, la flexión biaxial se presenta como una carga excéntrica en cada dirección; para el diseño de las columnas, se calcula su capacidad de carga de acuerdo a la fórmula de Bresler.

$$\frac{1}{P_u} = \frac{1}{P_{ux}} + \frac{1}{P_{uy}} - \frac{1}{P_o}$$

P_u = Carga última admisible en flexión biaxial.

P_{ux} = Carga última con flexión en x.

P_{uy} = Carga última con flexión en y.

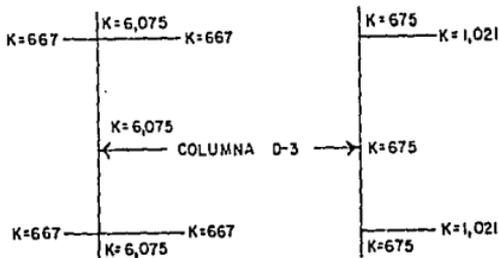
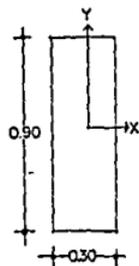
P_o = Carga última cuando no hay flexión.

$$P_o = \beta \cdot [0.85 F'_c (b t - A_s) + A_s F_y]$$

Ejemplo: Columna D-3 6to. nivel

$h = .90 \text{ Mts.}$

$b = .30 \text{ Mts.}$



P = 76 Tons.

Cargas verticales $M_y = 0.04 \text{ Ton-Mt}$ $M_x = 47.27 \text{ Ton-Mt}$

Cargas por sismo $M_y = 5.17 \text{ Ton-Mt}$ $M_x = 2.80 \text{ Ton-Mt}$

CÁLCULO DEL FACTOR AMPLIFICADOR DEL MOMENTO

Cálculo de δ_y :

$$\text{Nudo superior } R_s = \frac{K_{cols}}{K_{trabes}} = \frac{6,075 + 6,075}{667 + 667} = 9.108$$

$$\text{Nudo inferior } R_i = \frac{K_{cols}}{K_{trabes}} = \frac{6,075 + 6,075}{667 + 667} = 9.108$$

LONGITUD EFECTIVA DE PANDEO:

$$R_s = 9.108$$

$$\Rightarrow K_y = 2.80$$

$$R_i = 9.108$$

$$K_{lu} = 2.80(3.00 \text{ Mts.}) = 8.40 \text{ Mts.}$$

$$\frac{K_{lu}}{r} = \frac{8.40}{30} = 28 > 22$$

$$I_c = 1'822,500 \text{ cm}^4$$

$$E_c = 200,000 \text{ Kg/cm}^2$$

$$B = 0.70$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5(1+B)} = 8.576 \times 10^{10}$$

Carga crítica:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2 * 8.576 * 10^{10}}{(240)^2} = 1200 \text{ Ton.}$$

$$\delta_y = \frac{C_m}{1 - \frac{P_u}{\phi P_c}} \gg 1 \Rightarrow \delta_y = \frac{0.85}{1 - \frac{76}{0.7 * 1200}} = 0.93$$

$$\delta_y = 1.00$$

CALCULO DE δ_x :

$$\text{Nudo superior } R_s = \frac{K_{\text{cols.}}}{K_{\text{trabes}}} = \frac{675+675}{1,021} = 1.322$$

$$\text{Nudo inferior } R_i = \frac{K_{\text{cols.}}}{K_{\text{trabes}}} = \frac{675+675}{1,021} = 1.322$$

$$R_s = 1.322$$

$$R_i = 1.322 \Rightarrow K=1.4$$

$$Kl_u = 1.4(3.00) = 4.20 \text{ Mts.}$$

$$\frac{Kl_u}{r} = \frac{420}{10} = 42 > 22$$

$$EI = \frac{E_c I_c}{2.5(1+B)} = 9.529 * 10^9$$

CARGA CRITICA:

$$P_c = \frac{\pi^2 EI}{(Kl_u)^2} = \frac{\pi^2 * 9.529 * 10^9}{(246)^2} = 533 \text{ Tons.}$$

$$\delta_x = \frac{0.85}{1 - \frac{76}{0.7 * 533}} = 1.07$$

$$\delta_x = 1.07$$

$$P = 76,000 \text{ Kgs.}$$

$$Cv \rightarrow Mx = 47.27 \text{ Ton-Mt } (1.07) = 50.58 \quad My = 0.04 \text{ Ton-Mt}$$

$$Cs \rightarrow Mx = 2.80 \text{ Ton-Mt } (1.07) = 3.00 \quad My = 5.17 \text{ Ton-Mt}$$

$$Tx = 30 \text{ cms.}$$

$$Ty = 90 \text{ cms.}$$

	xx'	ex/tx	yy'	ey/ty	Sumas e/t
Combinación	53.57	2.350	0.04	0.002	→ 2.352
des favorable	2.80	0.041	5.21	0.076	→ 0.117

$$ex/t = 2.352$$

$$ey/t = 0.002$$

Se proponen el 4% de porcentaje de acero

$$As = 0.04(90)(30) = 108.00 \text{ cm}^2$$

Suponemos 22 Vars #8 con E#3 @ 20 cms.

$$\text{Porcentaje } * 24.7 = m \Rightarrow \% As * m = 1.02$$

De las tablas de interacción obtenemos $Kx = 0.25$
 $Ky = 1.05$

$$Pux = Kx F'c bt = 0.25 * 200 * 90 * 30 = 135,000 \text{ Kgs.}$$

$$Puy = Ky F'c bt = 1.05 * 200 * 90 * 30 = 567,000 \text{ Kgs.}$$

$$Po = \beta [0.85 F'c (Ag - As) + AS Fy] = 0.7 [0.85 * 200 (2700 - 91.26) + 91.26 * 4200] =$$

$$= 578,744 \text{ Kgs.}$$

$$\frac{1}{Pu} = \frac{1}{Pux} + \frac{1}{Puy} - \frac{1}{Po} = \frac{1}{135} + \frac{1}{567} - \frac{1}{578} = 0.0109$$

$$Pu = 135 \text{ Tons.}$$

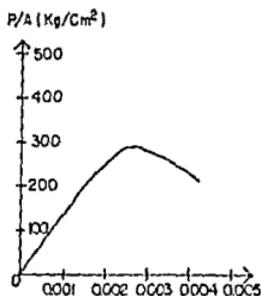
$$Pu = \frac{135}{1.55} = 87 \text{ Tons.} > 76 \text{ Tons.}$$

6.6. TRABES

6.6.1. Teoría del análisis por flexión en elementos de concreto.

Las curvas esfuerzo deformación se obtienen del ensaye de prismas o cilindros sujetos a carga axial repartida en la sección transversal; los valores del esfuerzo resultan de dividir la carga entre el área y el valor de la deformación unitaria E_c en la relación entre el acortamiento "a" y la longitud de medición "l".

Curva esfuerzo deformación en compresión.



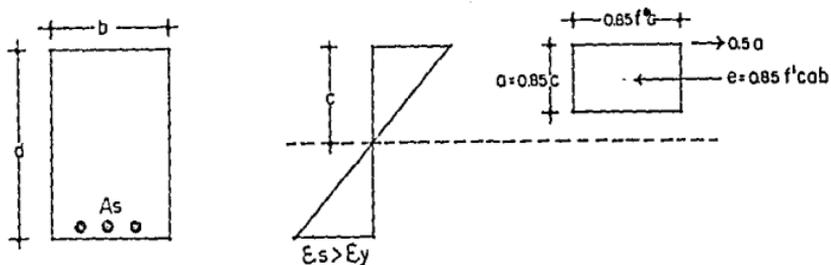
En la curva del concreto se aprecia que no es un material elástico; se ve además que la curva llega a un máximo y después tiene una rama descendente. El colapso se produce a una carga menor que la máxima. En los ensayos la carga máxima se alcanza a una deformación unitaria del orden de 0.003.

Un aspecto importante del comportamiento de elemento sujeto a flexión es la distribución de deformaciones en el peralte; los experimentos demuestran que las deformaciones longitudinales siguen una distribución lineal (Hipótesis "a").

HIPOTESIS EN ELEMENTOS SUJETOS A FLEXION

- a) Las distribuciones de deformaciones unitarias en una sección plana.
- b) El concreto no resiste esfuerzo de tensión longitudinal.
- c) El elemento alcanza su resistencia a una cierta deformación útil (.003 según el ACI-318-77-10.3.2)
- d) Es conocida la distribución de esfuerzos en la zona de compresión.
- e) No existe corrimiento relativo entre el acero y el concreto que lo rodea.

Con el objeto de desarrollar métodos sencillos de cálculo, los reglamentos recurren a hipótesis simplificadas en las cuales se fija un valor de la deformación unitaria máxima útil del concreto y se definen diagramas idealizados de los esfuerzos de compresión de tal manera que el área del diagrama y la posición de la resultante sean semejantes a una distribución real de esfuerzos.



Por equilibrio:

$$C=T$$

$$0.85 \cdot F_c \cdot a b = \rho b d F_y$$

$$a = \frac{\rho d F_y}{0.85 \cdot F_c} \quad \text{ACI-318-77-10.3.1. Comentarios.}$$

Haciendo suma de momentos respecto al acero de tensión.

$$M_u = C \left(d - \frac{a}{2} \right) = 0.85 \cdot F_c \cdot a b d \left(1 - \frac{a}{2d} \right)$$

Sustituyendo "a" y considerando que:

$$q = \frac{\rho f_y}{f_c}$$

$$M_r = F_r b d^2 F_c q (1 - 0.5q) \quad \text{ACI-318-77-10.3.1. Comentarios.}$$

En función del área de acero necesaria para un momento dado:

$$A_s = \frac{b d}{m} - \sqrt{\left(\frac{b d}{m} \right)^2 - \frac{2 b l r M}{\phi m F_y}}$$

Donde:

$$m = \frac{F_y}{0.85 F_c}$$

$F_r = \phi$ = Coeficiente para flexión = 0.90 ACI-318-77-9.3.2.

$$\mu = \frac{(1.4 \text{ C.M.} + 1.7 \text{ C.V.})}{\text{Carga total}} = \frac{1.4(350) + 1.7(150)}{500} = 1.49$$

6.6.2. MIEMBROS CON REFUERZO TRANSVERSAL.

El mecanismo de falla no ha podido establecerse sin embargo se puede idealizar el comportamiento de los estribos por la teoría de la armadura propuesta por Ritter.

Ritter, supuso que el refuerzo longitudinal funciona como la cuerda de tensión, el refuerzo transversal como la diagonal de tensión, el concreto de la zona comprimida, como la cuerda de compresión y las porciones de concreto entre las grietas inclinadas como la diagonal de compresión.

La fórmula para cálculo de estribos se deduce a continuación:

Debido al incremento de momento existe un incremento de tensión longitudinal AT. Por equilibrio de fuerzas verticales:

$$A_v F_y \operatorname{sen} \alpha = F'c \operatorname{sen} \beta \quad 1)$$

Suma de fuerzas horizontales

$$A T = A_v F_y \operatorname{cos} \alpha + F'c \operatorname{cos} \beta \quad 2)$$

Despreciando el efecto del peso propio o cargas distribuidas entre grietas.

$$A T = \frac{A M}{d} = \frac{V s}{d} \quad 3)$$

d = Brazo del par.

Sustituyendo F'c de 1), AT de 3) en la ecuación 2) tenemos:

$$\frac{V_s}{d} = A_v F_y \left[\cos \alpha + \frac{\text{Sen } \alpha}{\text{Tan } \beta} \right]$$

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{s} \left[\cos \alpha + \frac{\text{Sen } \alpha}{\text{Tan } \beta} \right]$$

Si se admite que las grietas forman comúnmente un ángulo de 45°.

$$V = \frac{A_v F_y d}{s} [\cos \alpha + \text{Sen } \alpha] \text{ si son estribos verticales:}$$

ACI-318-77-11.5.6.3(11-17)

$$V = \frac{A_v F_y d}{s} ; V = (v_u - v_c) b d \text{ siendo ACI-318-77-11.5.6.2 (11-17)}$$

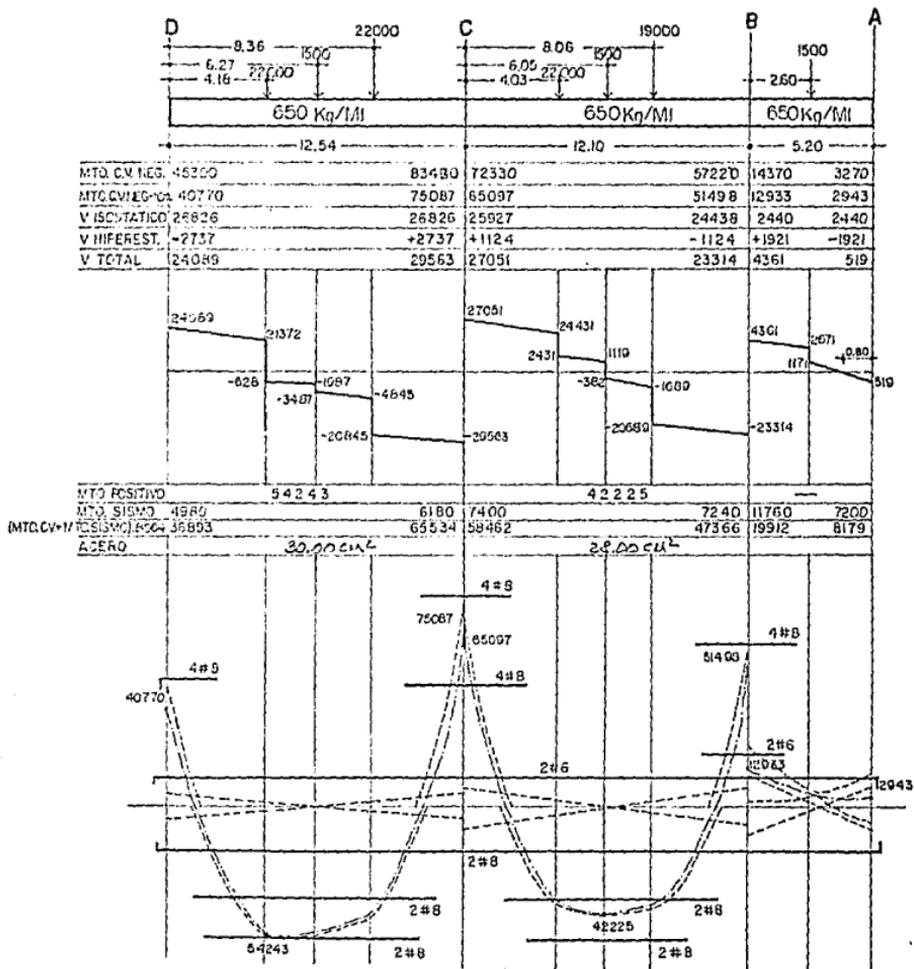
$$s = \frac{AvFy}{(vu-vc)b}$$

EJEMPLO:

Trabe Marco 3 N+14.00 Mts.

h = .90 Mts.

b = .30 Mts.

As Min+ = 9.00 cm²As Min- = 5.40 cm²

$$A_s = \frac{bd}{m} \sqrt{\left(\frac{bd}{m}\right)^2 + \frac{2b M \mu}{\beta m F_y}}$$

$m = 24.7$
 $\mu = 1.50$
 $\beta = 0.90$
 $F_y = 4200 \text{ kg/cm}^2$

MOMENTOS NEGATIVOS

$$M1 = 40770 \text{ KgMt} \Rightarrow A_s = 21.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vars. } 2\#6 + 4\#8$$

$$M2 = 75087 \text{ KgMt} \Rightarrow A_s = 44.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vars. } 2\#6 + 8\#8$$

$$M3 = 65097 \text{ KgMt} \Rightarrow A_s = 38.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vars. } 2\#6 + 8\#8$$

$$M4 = 51498 \text{ KgMt} \Rightarrow A_s = 28.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vars. } 4\#6 + 4\#8$$

$$M5 = 19912 \text{ KgMt} \Rightarrow A_s = 10.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vars. } 4\#6$$

$$M6 = 8179 \text{ KgMt} \Rightarrow A_s = 3.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vars. } 2\#6$$

MOMENTOS POSITIVOS

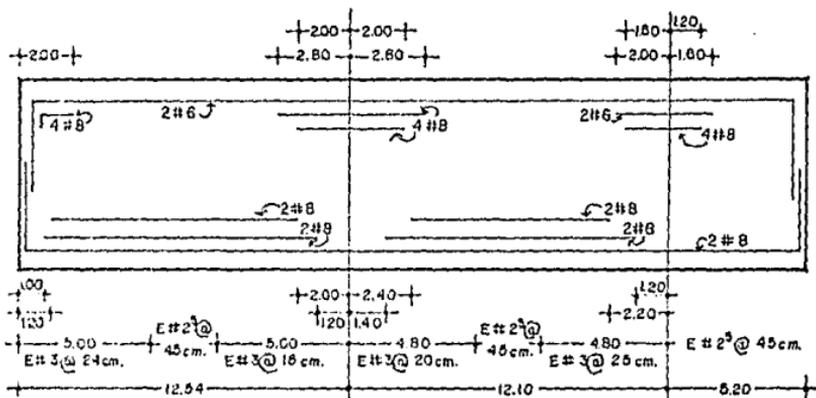
$$M1 = 54243 \text{ KgMt} \Rightarrow A_s = 30.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vars. } 6\#8$$

$$M2 = 42225 \text{ KgMt} \Rightarrow A_s = 28.00 \text{ cm}^2 \Rightarrow \text{Vars. } 6\#8$$

$$\text{Acero m\u00ednimo corrido negativo} = .002bh = 5.40 \text{ cm}^2$$

$$\text{Acero m\u00ednimo corrido positivo} = 14bh/F_y = 9.00 \text{ cm}^2$$

ARMADO DE TRABE:



REVISION POR CORTANTE

$$V = 24089 \text{ Kgs} \Rightarrow V_d = 23533 \text{ Kgs.}$$

$$v_u = \frac{V_d \cdot \mu}{b d} = \frac{23533 \cdot 1.55}{0.9(30)(85.5)} = 15.80 \text{ Kg/cm}^2$$

$$v_c = 0.53 \sqrt{F'c} = 7.50 \text{ Kg/cm}^2 \quad (11.3 \text{ ACI-77})$$

$$v_u - v_c = 15.80 - 7.50 = 8.30 \text{ Kg/cm}^2 \Rightarrow s \leq d/2$$

$$s = \frac{AVF_v}{(v_u - v_c)b} = \frac{1.42(4200)}{8.3(30)} = 24 \text{ cms.}$$

E#3 @ 24 cms.

$$L = \frac{V - V_c}{w} + d = 20.73 \text{ Mts.}$$

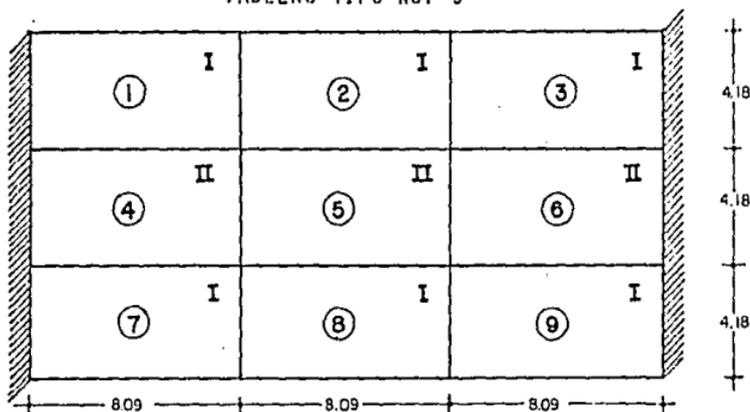
$$V_c = \frac{v_c b d \mu}{\mu} = \frac{7.5(85.5)(30)(.9)}{1.55} = 11,170 \text{ Kgs.}$$

6.7 LOSAS

6.7.1. Para resolver las losas, se hizo en base a coeficientes de diseño de "Las normas técnicas complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal". La tabla aparece en la Fig. 6.3.

EJEMPLO:

TABLERO TIPO No. 3



$$W_{Muerta} = 350 \text{ Kg/Mt}^2.$$

$$F'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_{viva} = 150 \text{ Kg/Mt}^2$$

$$F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$$

$$W_{TOTAL} = 500 \text{ Kg/Mt}^2$$

$$F^* = 0.80F'c = 0.80 \cdot 200 = 160 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Normas tec. complemen. 1.2)}$$

$$F'' = 0.85F''c = 0.85 \cdot 160 = 136 \text{ Kg/cm}^2 \text{ (Normas tec. complemen. 2.3)}$$

(Normas tec. complemen. 2. 2)

$$\rho_{max.} = \rho_b = \frac{F''c}{F_y} \cdot \frac{4600}{f_y + 6000}$$

$$K = \frac{CV}{CM} = \frac{150}{350} = 0.4286$$

$$F.S. = \frac{1.4 + 1.7 K}{1 + K} \Rightarrow F.S. = 1.50$$

CARGA DE DISEÑO:

$$W_u = F_{SW} = 1.5 \cdot 500 = 750 \text{ Kg/Mt}^2$$

PERALTE EFECTIVO MINIMO:

$$d_{\min} = \frac{\text{PERIMETRO}}{300} = \frac{2(8.09+4.18)}{300} = 2.18 \text{ cms. REF. 4(4.3.3.e)}$$

$$\left. \begin{array}{l} \text{Si } F_s = 0.6 F_y = 0.6 \cdot 4200 = 2520 \text{ Kg/cm}^2 \\ 2520 \text{ Kg/cm}^2 > 2000 \text{ Kg/cm}^2 \quad \text{y,} \\ W = 500 \text{ Kg/Mt}^2 > 380 \text{ Kg/Mt}^2 \quad \text{entonces:} \end{array} \right\} \text{ REF. 4(4.3.3.e)}$$

$$d_{\min} = 2.18 \cdot 0.034 \sqrt[4]{2520+750} = 10.4 \text{ cms.}$$

$$\text{RECUBRIMIENTO} = 2.00 \text{ cms.} \Rightarrow h = 10.4 + 2.0 \text{ cms.} \\ h = 12.4 \text{ cms.}$$

Revisión por flexión de peralte propuesto:

$$\rho \leq \rho_{\max.}$$

se revisará con el momento negativo en el claro corto del tablero IV.

$$m = a_1/a_2 = \frac{4.18}{8.09} = 0.516 \quad \text{De la Fig. 6.3. obtenemos}$$

$$K = 0.0553$$

$$M_u = 0.0553(750)(4.18)^2 = 724 \text{ KgMt.}$$

nuevo d para el peralte menores 20 cms. $d_n = 10.5 - 2 \text{ cms} = 8.5 \text{ cms.}$

REF. 4. (1.5)

$$\frac{M_r}{b d} = \frac{72400 \text{ Kgcm}^2}{100(8.5)} = 10.02 \Rightarrow \rho = 0.002$$

$$b d = 100(8.5)$$

$$\rho = 0.002 < \rho_{\max} = 0.0152$$

El peralte obtenido si funciona por flexión.

Revisión por fuerza cortante del peralte supuesto:

$$V_u = \frac{(0.5 a_1 - d) W_u}{1 + \left(\frac{a_1}{a_2} \right)^6} \quad \text{REF. 4(EC.4.3.)}$$

$$V_u = \frac{(0.5 * 4.18 - 0.085) 750}{1 + \left(\frac{4.18}{8.09} \right)^6} = \frac{1504}{1.020} = 1475 \text{ Kgs.}$$

Resistencia de diseño:

$$V_{cR} = 0.5 F_{rbd} \sqrt{F^* c} = 0.5 * 0.80 * 100 * 8.5 * \sqrt{160} = 4300 \text{ Kg.}$$

$$4300 \text{ Kg} > 1475$$

Por resistencia al cortante si resiste el peralte.

Análisis y dimensiones por flexión.

(cálculo por franja de metro lineal)

Peraltes efectivos:

Refuerzo positivo: $d = h - r = 12.5 - 2.00 = 10.50 \text{ cms.}$

Refuerzo negativo: $d_n = h - r - 2 = 12.5 - 2.00 - 2.00 = 8.50 \text{ cms.}$

Refuerzo mínimo:

$$A_{sm} = \frac{450 * X_1}{F_y (X_1 + 100)} \quad \text{REF. 4(EC.3.3)}$$

$$A_{sm} = \frac{450 * 12.5}{4200 (12.5 + 100)} = 0.0119 \text{ cm}^2/\text{cm}$$

$$A_s = 0.0119(100) = 1.19 \text{ cm}^2/\text{m} \text{ con vars. } \#2^5 \Rightarrow A_s = 0.49$$

$$S = \frac{100 \cdot 0.49}{1.19} = 41.17 \text{ cms.}$$

$$\text{Pero } S_{\text{max.}} \begin{cases} 3.5h = 3.5 \cdot 12.5 = 43.75 \\ 50 \text{ cms.} \end{cases}$$

VALORES DE a_1 ; $M_u a_1^2$; a_1/a_2 :

TABLERO	I	II
TIPO	DE BORDE UN LADO LARGO DISCONTINUO	INTERIOR CUATRO LADOS CONTINUOS
a_1	4.18	4.18
$M_u a_1^2$	13,100.00	13,100.00
a_1/a_2	0.516	0.516

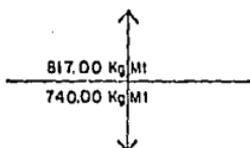
TABLA DE MOMENTOS Y SEPARACIONES DE VARILLAS

TABLERO	MOMENTO	CLARO	COEF.	$M_u = K L L_0^2$ (Kg/MH)	MOMENTO AJUSTADO	SEP.(cm) TEORICA	SEP.(cm) DEFINITIVA
I	NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO LARGO	0.0624 0.0545	817.00 714.00	778.50	19.00 19.00	19.00 19.00
	NEG. EN BORDES DISCONTINUOS	CORTO	0.00	0.00			
	POSITIVO	CORTO LARGO	0.0366 0.0158	480.00 207.00		29.00 57.00	29.00 40.00
II	NEG. EN BORDES INTERIORES	CORTO LARGO	0.0565 0.0431	740.00 565.00	778.50	19.00 23.00	19.00 23.00
	POSITIVO	CORTO LARGO	0.0322 0.0144	420.00 190.00		25.00 60.00	25.00 40.00

REDISTRIBUCION DE MOMENTOS (MOMENTOS AJUSTADOS)

	0.00		0.00		0.00
714.00		714.00		714.00	714.00
	817.00		817.00		817.00
	740.00		740.00		740.00
565.00		565.00		565.00	565.00
	740.00		740.00		740.00
	817.00		817.00		817.00
714.00		714.00		714.00	714.00
	0.00		0.00		0.00

La redistribución de momentos se hizo de acuerdo al Artículo 4.3.3.c de las Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones del D.F.



Rigidez de tableros: $(d^3/4l)$

Tablero I $\rightarrow (10.5^3/4.18) = 2.77$

Tablero II $\rightarrow (10.5^3/4.18) = 2.77$

TABLERO	RIGIDEZ	FACTOR
I	2.77	0.50
II	2.77	0.50
	5.54	1.00

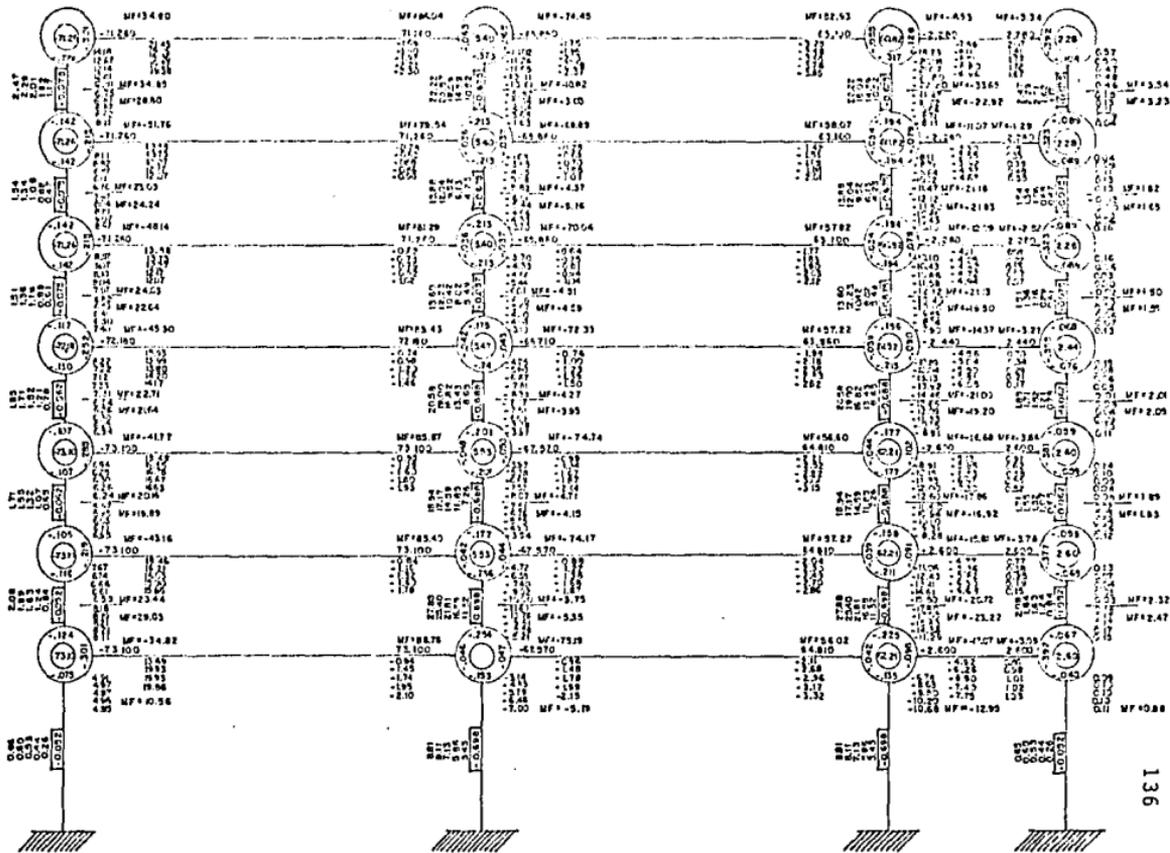
Momento de desequilibrio = $817.00 - 740.00 = 77.00$ KgMt.

Momento a distribuir: $2/3(77.00) = 51.00$ KgMt.

DISTRIBUCION:

I	II
-740.00	817.00
-38.50	-38.50
-778.50	-778.50

← = Momentos Ajustados.



MARCO 3 (ANALISIS DE CARGAS VERTICALES) Mto= Ton Mts

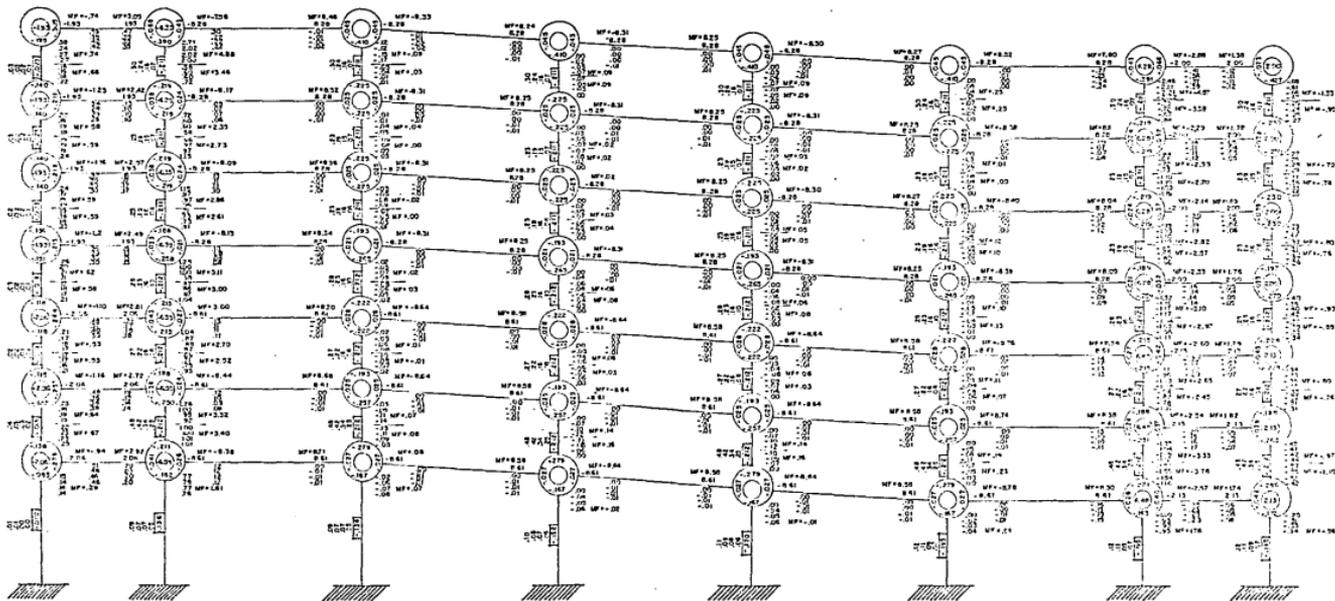


FIG. MARCO D (ANALISIS DE CARGAS VERTICALES)

CAPITULO VII

ANALISIS Y DISEÑO DE LA CIMENTACION

7.1. CARGAS

Tomando la carga muerta y la carga viva que marca el reglamento se sacaron las descargas totales para cada zapata; las descargas finales para cada zapata están indicadas en la Fig. 7.1.

7.2. TIPO DE CIMENTACION

Las cimentaciones se diseñan de acuerdo a las características físicas del terreno y a las cargas que se van a soportar. Así tenemos que el tipo de cimentación más adecuado en un terreno con capacidad de soportar cargas fuertes, que son del orden de 15 a 30 Ton/Mt², consistirá en zapatas aisladas, siempre que la descarga de las columnas no sea muy fuerte, ya que si ésta es muy grande, obligaría a que fueran zapatas ligadas. Si el terreno es de baja capacidad, aumentan las dimensiones de las zapatas obligándolas, aún con cargas no muy fuertes, a ser zapatas corridas.

En nuestro estudio tenemos una buena resistencia del suelo, pero tenemos cargas elevadas, y la cimentación a usar serán zapatas ligadas con trabes y losa común; la cimentación propuesta se ve en el croquis de la Fig. 7.2. y el plano estructural correspondiente es el de la lámina 1.

La capacidad total del terreno a la profundidad de desplante (-5.00 Mts) es de 20 Ton/Mt², el nivel de desplante de (- 5.00 Mts) es tomando de un metro arriba de la calle ya que la demolición del edificio que antes existía, su escombros quedó un metro arriba.

Las trabes se diseñaron de acuerdo a los requisitos del ACI-318-77 y a las normas técnicas complementarias al Reglamento de Construcciones para el D.F. de acuerdo a las normas de flexión indicadas en la sección del Capítulo VI (6.6.1.) de este estudio.

7.3. CORTANTES Y MOMENTOS EN LOSAS Y TRABES DE CIMENTACION

El cortante resistido por una sección de concreto se calcula de acuerdo a la siguiente expresión:

$$V_c = 0.53 \sqrt{F'_c} \quad b d \quad \text{ACI-318-77 (11.3.1.1.)}(11-3)$$

Donde: V_c = Esfuerzo cortante que resiste el concreto.

$b * d$ = Area de la sección transversal.

Los cortantes en las trabe, que no son resistidos por el concreto, se tomarán con estribos perpendiculares a las varillas longitudinales espaciados a no más de:

$d/2$; y a $d/4$ pero no mayor de 60 cms.

(ACI-318-77-11.5.4.1.).

El esfuerzo cortante se calculó con la siguiente ecuación:

$$V_u = \frac{V}{\phi \quad b d}$$

Donde: V_u = Esfuerzo cortante en la sección.
 V = Cortante máximo a una distancia d .
 ϕ = Factor de reducción = 0.90
 $b d$ = Area de la sección transversal.

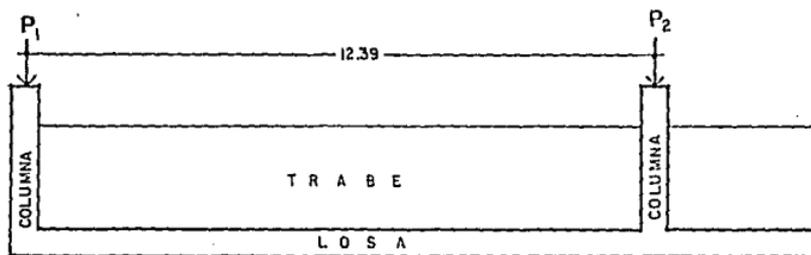
Para el cálculo de los estribos se hará de acuerdo a la fórmula:

$$V_s = \frac{A_v F_y d}{S} \quad \text{ACI-318-77-11.5.6.2. (11-17)}$$

Donde: V_s = Esfuerzo cortante resistido por estribos.
 A_v = Area de refuerzo por cortante.
 d = Peralte de la sección
 S = Separación de estribos.
 F_y = Esfuerzo de fluencia de acero.

7.4. ZAPATA 2-3

CAPACIDAD DEL TERRENO = 20 Ton/Mt2



$q = 20 \text{ Ton/Mt}^2$

$P_1 = 260 \text{ Tons.}$
 $COL1 = .30 \times 1.10 \text{ Mts.}$
 $P_{u1} = 1.4(260) = 364 \text{ Tons.}$

$P_2 = 440 \text{ Tons.}$
 $COL2 = .30 \times 1.10 \text{ Mts.}$
 $P_{u2} = 1.4(440) = 616 \text{ Tons.}$
 $1.4 = \text{Art. 240 R.C.D.F.}$

Relleno promedio = 2.50 Mts.

Peso del relleno = $1.4(2.50 \times 1.3 \text{ Ton/M}^3) = 4.55 \text{ Ton/M}^2$

$q_a = 20 - 4.55 = 15.45 \text{ Ton/M}^2 \Rightarrow q_a = 15.45 \text{ Ton/M}^2$

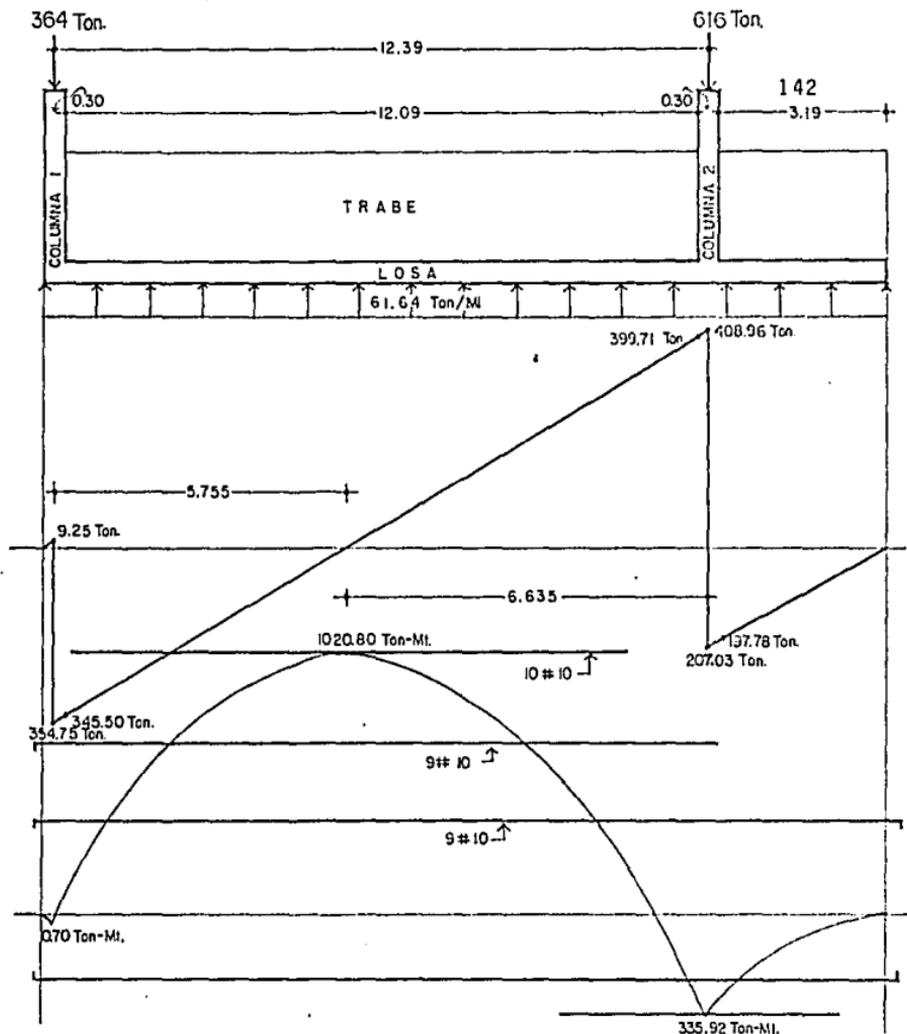
$q_{ult.} = 15.45(1.4) = 21.63 \text{ Ton/M}^2$

$920 \text{ Tons} \times \bar{X} = 616 \text{ Tons. (12.39 Mts.)}$

$\bar{X} = 7.788 \text{ Mts.}$

$L = (7.788 + 0.15)^2 = 15.876 \text{ Mts.} \approx 16.00 \text{ Mts.}$

$B = \frac{920 \text{ Tons.}}{(15.876 \text{ Mts.}) \times (21.63 \text{ Ton/M}^2)} = 2.25 \text{ Mts.} \approx 3.00 \text{ Mts.}$



En base al momento máximo sacamos peralte de la trabe.

$$\rho_{\text{máx.}} = 0.75 \rho_b = 0.75(0.0152) = 0.0114$$

$$F^*c = 160 \text{ Kg/cm}^2$$

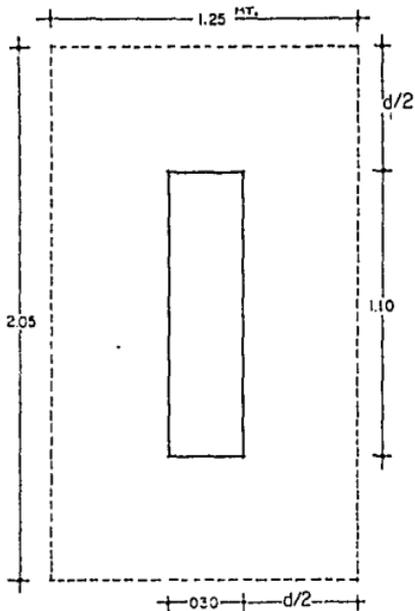
$$F''c = 136 \text{ Kg/cm}^2$$

$$q = \rho \frac{F_y}{F''c} = 0.352$$

$$d/b = 2.5$$

$$M_r = F_r b d^2 F''c q (1 - 0.5q)$$

$$b d^2 = \frac{M_r}{F_r F''c q (1 - 0.5q)}$$



Para el dado, para evitar la penetración damos un peralte de $d = 95$ y $h = 100$ cms.

Perímetro de la sección crítica = 660 cms.

Área de la sección crítica = 660 (95) = 62,700 cms².

$$V_u = \frac{596,500 \text{ Kg}}{62,700 \text{ cm}^2} = 9.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$9.50 \text{ Kg/cm}^2 < V_{cR} = 10.10 \text{ Kg/cm}^2$$

ARMADO DE LA TRABE:

Momento Positivo:

$$M = 102'080,000 \text{ KgCms.}$$

$$\frac{MR_u}{bd^2} = \frac{102'080,000(1.50)}{(90)(220)^2} = 35.15 \Rightarrow \rho = 0.011$$

$$A_s = 0.011(90)(220) = 218 \text{ cms}^2$$

As Mínimo corrido Positivo $\Rightarrow \frac{14bh}{F_y} = 67.5 \text{ cms}^2$

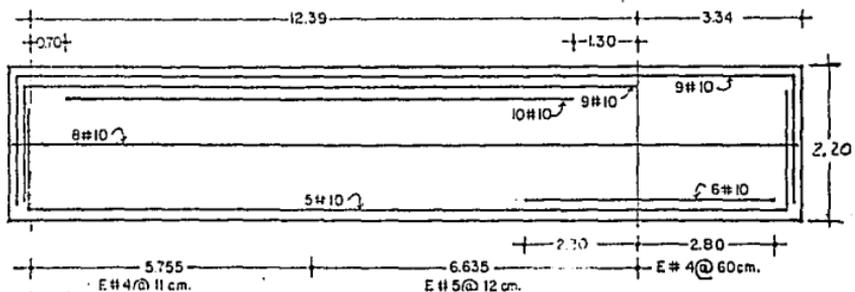
Momento negativo:

$$M = 33'592,000 \text{ Kgms}$$

$$\frac{MR_u}{bd^2} = \frac{33'592,000(1.50)}{(90)(220)^2} = 11.56 \Rightarrow \rho = 0.0042$$

$$A_s = 0.0042(90)(220) = 83.16 \text{ cm}^2$$

As mínimo corrido negativo $\Rightarrow 0.002 bh = 40.50 \text{ cm}^2$



$$M_{max} = (102'000,000 \text{ Kg cms})(1.5) = 153.12 * 10^6$$

$$d^3 = \frac{-153.12 * 10^6 (2.5)}{(0.9)(136)(0.352)(1-0.5 * 0.352)} \Rightarrow \begin{aligned} d &= 220 \text{ cms.} \\ h &= 225 \text{ cms.} \\ b &= 90 \text{ cms.} \end{aligned}$$

Peralte de la losa:

$$MR = FR b d^2 F'' c q (1-0.5q)$$

$$M = \frac{21.63 \text{ Ton/Mt} (1.10)^2}{2} = 13.00 \text{ Ton-Mt}$$

$$MR_u = 1'300,000 \text{ Kg cms.} (1.5) \quad b = 100 \text{ cms.}$$

$$d^2 = \frac{1'300,000 \text{ Kg cms} (1.5)}{Fr b F'' c q (1-0.5q)} = \frac{1'300,000 (1.5)}{(0.9)(136)(100)(0.352)(1-0.5 * 0.352)}$$

$d_{min} = 23 \text{ cms.}$ dejamos $d = 33 \text{ cms.}$ y $h = 40 \text{ cms.}$

Revisión tensión diagonal:

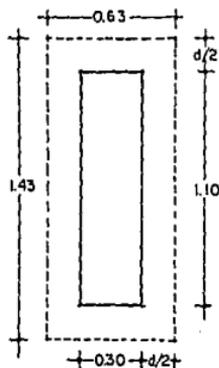
$$\begin{aligned} VcR &= Fr b d (0.2 + 30 \rho) \sqrt{F'' c} \rightarrow \text{Normas Téc. complement. al R.C.D.F. (2.15)} \\ &= (0.80)(100)(33)(0.2 + 30 * 0.0114)(12.65) \end{aligned}$$

$$VcR = 18,100 \text{ Kgs.}$$

$$V_u = (1.05 - 0.33) 21.63 \text{ Ton/Mt} = 15.574 \text{ Ton.}$$

$$15,574 \text{ Kgs.} < VcR = 18,100 \text{ Kgs.}$$

REVISION POR PENETRACION



$$\text{Perímetro sección crítica} = 412 \text{ cms.}$$

$$\begin{aligned} \text{Area sección crítica} &= 412(33) \\ &= 13,596 \text{ cm}^2. \end{aligned}$$

$$V = 616 \text{ Ton} - (0.63 * 1.43 * 21.63 \text{ Ton/Mt} 2)$$

$$V = 596.50 \text{ Tons.}$$

$$V_u = \frac{596500 \text{ Kg}}{13,596 \text{ cm}^2} = 43.87 \text{ Kg/cm}^2$$

$$VcR = FR \sqrt{F'' c} = 0.8 * 12.65 = 10.10 \text{ Kg/cm}^2 < V_u = 43.87 \text{ Kg/cm}^2$$

AUMENTAMOS PERALTE. \Rightarrow EL DADO QUE SE DA:

$$LARGO = 2.05 \text{ MT.}$$

$$\text{ANCHO} = 1.25 \text{ MT.}$$

$$d = 0.95 \text{ MT.}$$

REVISIÓN DEL CORTANTE:

$$V = 354.75 \text{ Tons.}$$

$$V_d = 210.00 \text{ Tons.}$$

$$V_u = \frac{V_d/A}{\phi b d} = \frac{210,000(1.5)}{0.9(90)(220)} = 17.68 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_c = 0.53 \sqrt{F'c} = 7.50 \text{ Kg/cm}^2$$

$$V_u - V_c = 17.68 - 7.50 = 10.18 \text{ Kg/cm}^2$$

$$S = \frac{A_v F_v}{(V_u - V_c) b} = \frac{2(1.27)(4200)}{(10.18)(90)} = 11.64 \text{ cms.} \quad E\# 4 @ 11 \text{ cms.}$$

$$V_{con.} = \frac{V_c b d \phi}{1.50} = 89,100.00 \text{ Krs.} \quad L = \frac{V - V_{con.}}{W} \quad d = \frac{354.75 - 89.10}{61.64} \quad d = 6.51 \text{ Mt.}$$

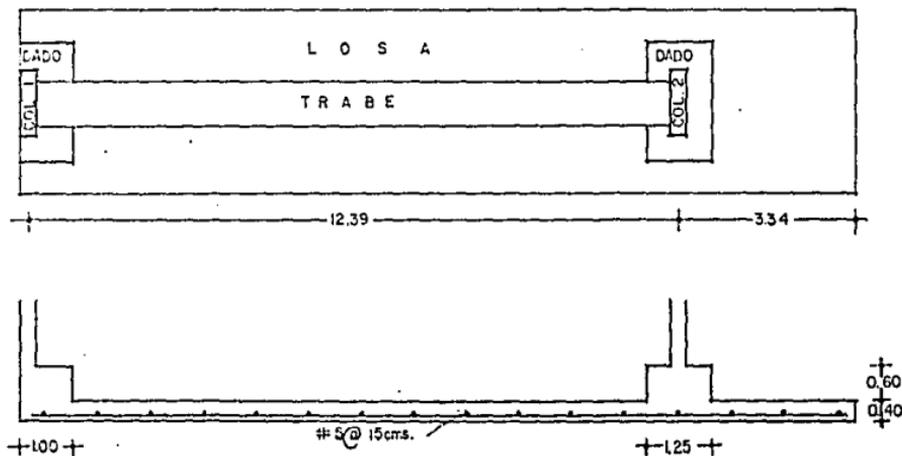
ARMADO LOSA:

$$MR = 1'300,000 \text{ Kgcms.}$$

$$\frac{MR}{bd^2} = \frac{1'300,000}{(100)(33)^2} \Rightarrow \rho = 0.0033$$

$$A_s = \rho b d = 0.0033(100)(33) = 10.90 \text{ cm}^2$$

1#5 @ 15 cms.



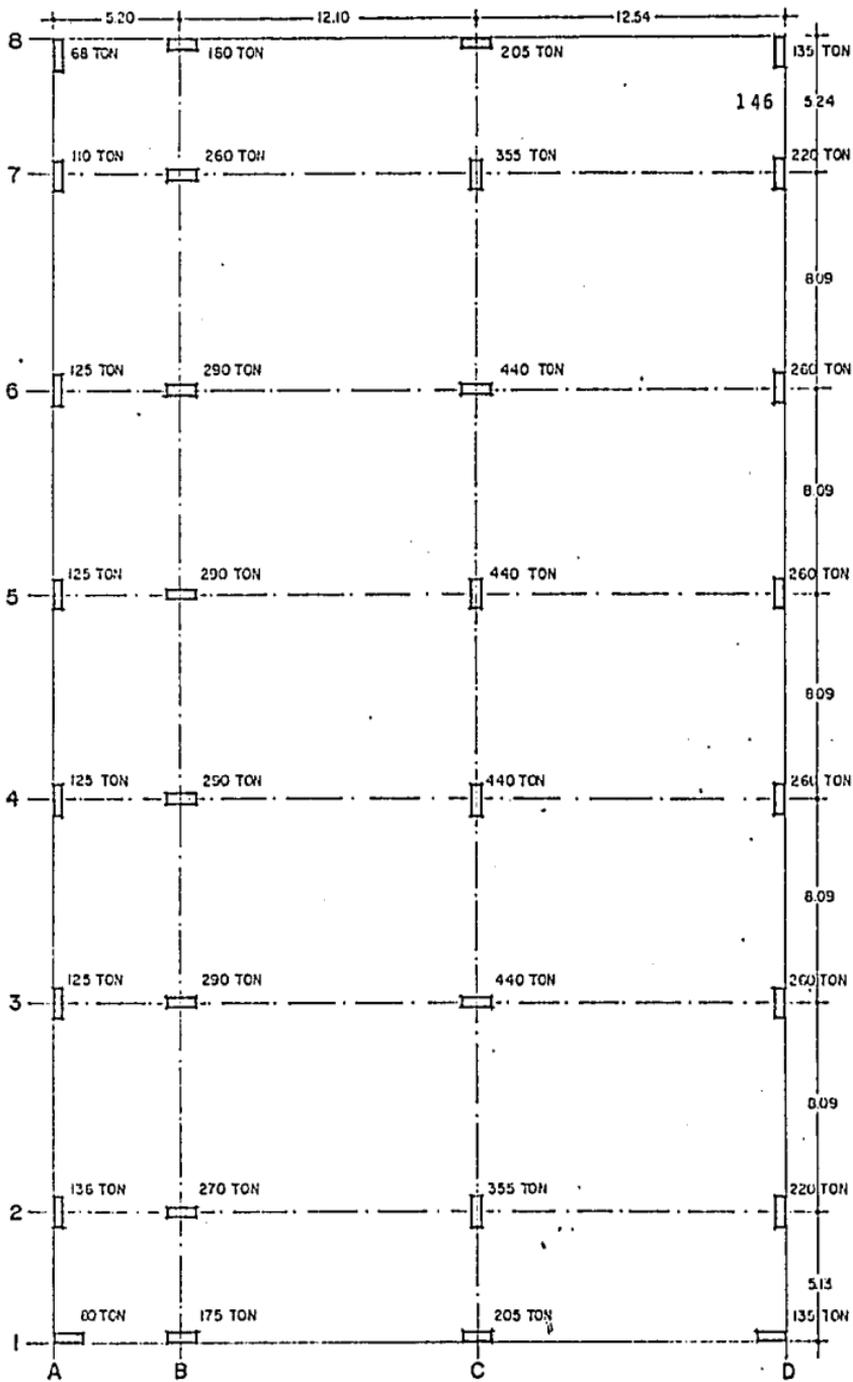


FIG. 7.1

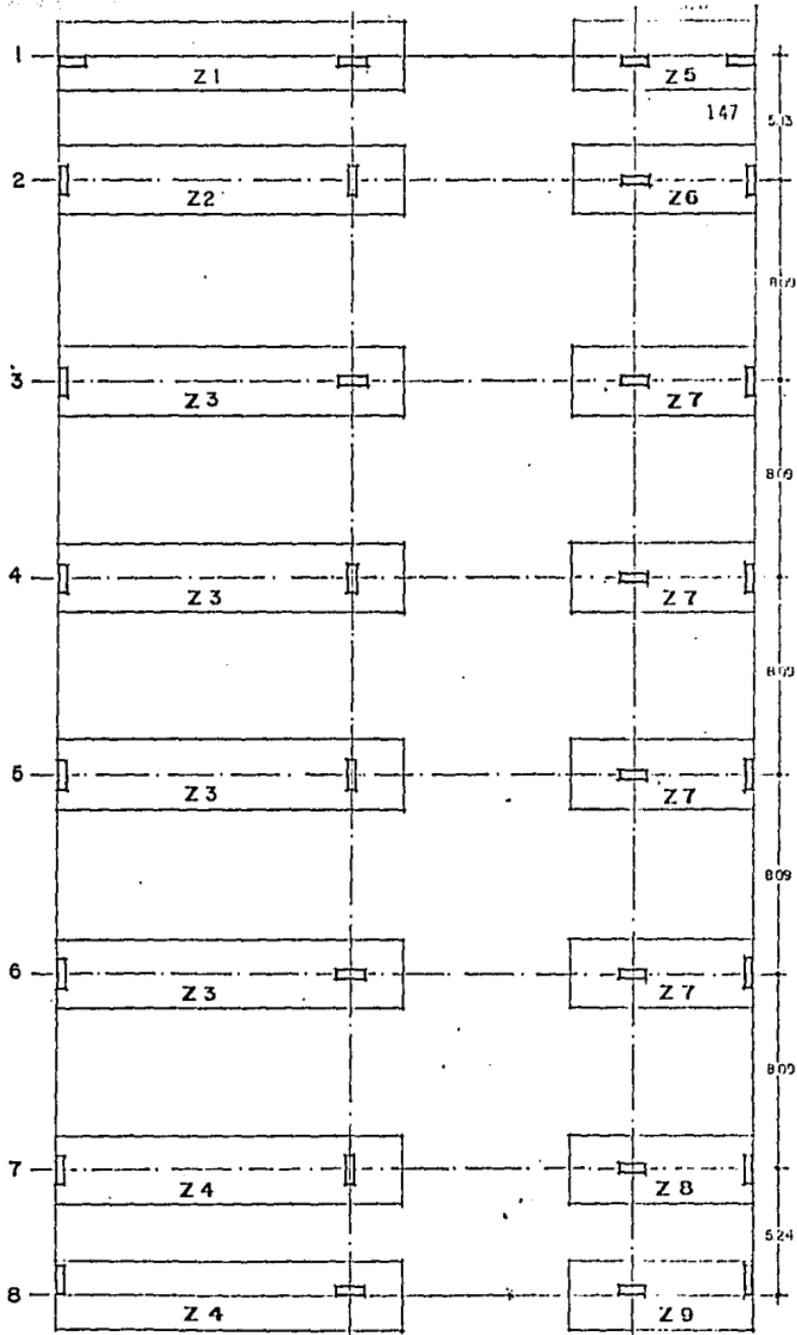


FIG. 7.2

CAPITULO VIII

CONCLUSIONES Y BIBLIOGRAFIA

8.1. Como conclusión dentro de las necesidades de la ciudad, vemos que los estacionamientos que alojen - gran cantidad de automóviles en el centro de la ciudad - son de gran utilidad, porque dan mayor facilidad a la circulación a las estrechas calles que se encuentran en el centro de Guadalajara.

Pero cierto también es, que el centro de la ciudad conforme pasa el tiempo se vuelve problemático por la cantidad de gentes que diario van a él, ya sea por cuestión de trabajo o de compras, lo que da como resultado un congestionamiento de tráfico, y de no ser por los estacionamientos que alojan gran cantidad de automóviles, como el de nuestro estudio, daría como consecuencia muchos carros estacionados en las calles que no permitirían la circulación adecuada de los carros.

Una de las prontas soluciones que se deberfan tomar en cuenta, sería la de que los comercios y oficinas se trataran de descentralizar y trasladarse así a otros puntos de la ciudad menos conflictivos; de igual forma se deberfa de evitar poner nuevos comercios y oficinas, que en general son el principal motivo de que la gente vaya al centro de la ciudad.

8.2. En lo que respecta al suelo existente en el lugar, podemos decir que es un suelo muy firme y no presenta problema para la cimentación proyectada, que son zapatas ligadas; la fatiga del terreno de 5 a 6 mts. - aproximadamente fue de 2.25 Kg/cm².

Con esta resistencia de terreno las zapatas ligadas tomarán 2 columnas cada una y nos darán cada zapata ligada su área de sustentación de acuerdo a su carga de trabajo.

Como ya habíamos mencionado, en el caso de que al excavar brotara el nivel de aguas freáticas, para poder lograr la excavación, sacaríamos el agua pero con el cuidado de no extraer los materiales finos, ya que éstos nos dan como resultado que el suelo se compacte y en ausencia de ellos el suelo sería menos compacto y al ser menos compacto, tendría menos resultado; este especial cuidado debe de ser sobre todo cuando se succione el agua con bombas demasiado potentes, de inusual forma siempre en todas las obras que haya excavación profunda y tenga construcciones vecinas como en nuestro caso, se les protegerá.

El valor de diseño tomado para cálculo de la cimentación fue de 1.80 Kg/cm^2 tomando en cuenta la subpresión, la licuación por sismo y los factores de capacidad de carga.

En caso de asentamientos el máximo permitido será de 6 cms. por no tener ningún material muy friccionante, no hay problemas de licuación por sismo.

8.3. Los reglamentos a que se apejó el estudio principalmente fueron dos:

- 1) Reglamento de construcciones para el Distrito Federal.
- 2) Reglamento de las construcciones de concreto -

reforzado, ACI-318-77.

(Principalmente los capítulos 7 al 15)

Que son estos reglamentos los que se usan actualmente para las construcciones en todo México y bajo estas normas son las que las secretarías oficiales de gobierno piden que se apeguen para poder conceder permisos de construcción.

8.4. Las cargas resultantes en cada marco para hacer su análisis fueron obtenidas de la siguiente forma:

Las cargas de reglamento vivas y sus cargas muertas se distribuyeron en tableros (losas llenas); éstas a su vez en algunos casos apoyaban sobre marcos principales, que se consideraban después sobre su respectivo marco; otras apoyaban sobre traveses secundarias que pasaban la carga al marco principal.

De acuerdo con el Reglamento de Construcciones -- para el Distrito Federal, se definieron las siguientes cargas vivas de diseño:

Estacionamiento ---- 150 K/M2 + 1500 Kg. concentrada
Escaleras ----- 500 K/M2

Cargas muertas:

Peso propio de la losa.

Peso propio de los muros.

Peso propio de las columnas.

Peso propio de las traveses.

8.5. Se realizó el análisis sísmico de acuerdo con el reglamento, entre todos los edificios; es de vital importancia realizar este análisis, ya que es una carga accidental que no se produce diario, pero sus consecuencias son graves, motivo por el cual es conveniente hacer la revisión sísmica de acuerdo con las especificaciones que marque el reglamento.

En nuestro estudio, realizamos un análisis estático que está fundamentado en que al sufrir una aceleración, nuestro edificio somete a nuestra estructura a una sobrecarga que actúa en cada nivel que es la que determinamos en el capítulo V, como cortante de entrepiso; este cortante de entrepiso es tomado por las trabes y columnas de cada nivel; la parte proporcional de carga que toma cada marco va de acuerdo a las rigideces relativas de las columnas y trabes del marco en cada nivel.

8.6. El análisis de marcos se tomó para el sísmico como el de cargas verticales y se realizó por medio del método de Kani, explicado en el capítulo VI. Como comentario a este método vemos que es de muy eficientes resultados y es bastante mecánico en su manejo, motivo por el cual, vemos con el avance de las computadoras en nuestro tiempo, que es de gran importancia poder realizar estos cálculos por medio de computadoras modernas que nos darían mucho ahorro en el tiempo de cálculo y nos disminuirán el factor de error.

Las losas llenas fueron analizadas en una o dos direcciones, determinando si su relación claro corto a claro largo era mayor o no de 0.5; los momentos obtenidos para su análisis se hicieron por el método de líneas

de frecuencia; también se utilizaron los métodos de compatibilidad de deformaciones en las perimetrales, habiéndose utilizado los coeficientes del método 2 del reglamento ACI-318-63.

Las columnas se diseñaron conociendo los momentos en ambas direcciones y las descargas, se cuantificó la cantidad de refuerzo con las curvas de interacción carga momento ACI-sp-7 y con la fórmula de Bresler para la flexión biaxial. los efectos de esbeltez se estimaron de acuerdo a la sección 10.0 del reglamento ACI-318-77. Las trabes se diseñaron por flexión de acuerdo al capítulo 10 del ACI-318-77.

8.7. Dentro de las características de los materiales tenemos las siguientes:

1) Concreto:

Se usará para todos los elementos estructurales, concreto de una resistencia $F'c = 200 \text{ Kg/cm}^2$ a los 28 días. Dadas las dimensiones de todos los miembros estructurales y previendo el uso de bomba, el agregado máximo se fijó de 2 cms. al diseñar recubrimientos y separación de refuerzo.

2) Acero:

Todo el acero será de una resistencia $F_y = 4200 \text{ Kg/cm}^2$, se utilizarán varillas corrugadas de diámetro desde #2.5 hasta 10, según se señalen en los planos estructurales, la fatiga de fluencia especificada en el valor mínimo que debe garantizar el fabricante, pero no se utili

zarán varillas con F_y mayor de 5600 Kg/cm².

Tampoco podrá usarse acero liberado de refuerzos.

Estas dos limitaciones se basan en la hipótesis - de diseño a la resistencia última y en la necesidad de - que las fallas que se presenten sean de naturaleza dúc- - til.

COEFICIENTE DE SEGURIDAD

De acuerdo al capítulo 9 del reglamento ACI-318-77 se utilizaron los siguientes coeficientes:

ϕ = Coeficiente de reducción de capacidad de fa- - llas imprevistas en la calidad de los materiales.

β = 0.90 Para flexión.

β = 0.75 Elementos reforzados con espiral.

ϕ = 0.85 Cortante y torsión.

ϕ = 0.70 Aplastamiento en concreto simple.

ϕ = 0.65 Flexión en concreto simple.

U = Coeficiente de seguridad. Relación entre las - condiciones de ruptura y seguridad.

U = 1.55 Para cargas muertas y vivas.

U = 1.25 Para cargas horizontales.

8.8. BIBLIOGRAFIA

1) Reglamento de Construcciones para el Distrito - Federal "Diario Oficial" febrero 9 de 1966.

- 2) Reglamento de las Construcciones de Concreto - Reforzado (ACI-318-77) y comentarios.
- 3) Requisitos de seguridad y servicio para las estructuras (Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de Construcciones para el Distrito Federal).
- 4) Diseño y construcción de estructuras de concreto (Normas Técnicas Complementarias del Reglamento de -- Construcciones para el Distrito Federal).
- 5) Manual de Diseño por Sismo (Según Reglamento - de Construcciones para el Distrito Federal).
- 6) Aspectos Fundamentales de concreto-reforzado. - Oscar M. González Cuevas, Francisco Robles, Juan Casillas G. de L., Roger Díaz de Cossío.
- 7) Estructuras de concreto por Park y Paulay.
- 8) Desing and Analysys of foundation, Joseph E. - Bowles.
- 9) Cálculo de pórticos de varios pisos por Gaspar Kani.
- 10) Folleto complementario, diseño sísmico de edificios por Emilio Rosenblueth y Luis Esteva.
- 11) Ultimate Strength Design Hand book,, volume 2 columns ACI special Publication 17-A.
- 12) Teoría elemental del concreto reforzado de - - Phil M. Ferguson.

13) Curso CICEJ de actualización en concreto armado 1977 de Enrique Suárez Montes, Francisco García M., - Manuel Gutiérrez de Velasco, Saúl Sotelo H., Carlos Molgora Gil.

14) Mecánica de suelos y cimentaciones por Crespo Villalaz.

15) Análisis de estructuras R. Gómez Tremari.

16) Manual de diseño sísmico de edificios. Folleto complementario, de acuerdo con el reglamento de construcciones del C.D.F. Enrique Bazan. Roberto Meli.